

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 FIN DE CYCLE

Thème

Conception et calcul d'un hangar en charpente
métallique

Réalisées par :

M^{elle}. KHENTEUR Hania

M^{elle}. AZZI Yasmina

Encadreur :

Mr. Benyesaad

Jury:

Président : M^{eme}.OUARI

Éxamineur : Mr.RAMDANI

Année universitaire : 2022/2023

Remerciements

Au terme de ce travail, nous voudrions exprimer nos remerciements Tout d'abord au bon Dieu Tout-Puissant pour nous avoir accordé la santé et le Courage pour accomplir ce travail.

Nous tenons à remercier très chaleureusement notre promoteur Mr Dj. Benyesaad, notre excellent guide, pour ses conseils, sa disponibilité, son soutien, son aide, son orientation et surtout pour sa patience, soyez assurés, de notre estime et notre profond respect.

Nos sincères remerciements vont également aux membres du jury à pour avoir accepté de juger ce travail.

Un merci spécial à mes camarades de la section. Sans oublier de remercier nos professeurs qui ont assisté à notre formation et enfin pour tous ceux qui nous ont aidés d'une manière ou d'une autre à réaliser ce travail.

Enfin, nous tenons à exprimer notre plus profonde gratitude à tous les enseignants du Département des Génie civil.

Abderrahmane Mira ; Bejaïa

Dédicace

Je dédie ce modeste travail...

A mon père

Mon plus grand exemple et mon modèle de persévérance pour toujours aller de l'avant et ne jamais abandonner et pour son enseignement continu ;

A ma mère

Pour son affection, sa patience, sa compréhension, sa disponibilité, son écoute constante et son soutien ;

*À mes sœurs : **Lamia, Nassima, Nabila, Saida, Chafiaa, Sabrina** ; pour leurs encouragements constants et leurs soutien moral ;*

*A mon cher frère : **Anis** que j'aime trop ;*

*A mes êtres nièces et neveux spécialement à ma petite **Tiziri***

A mes chères et meilleures amies ;

*A ma partenaire "**Yasmina**" pour ce travail d'équipe, ces péripéties et ces fous rires.*

A mes Fidèles amis, collègues, cousins qui me sont chers.

Khenteur Hania

Dédicace

Je dédie ce modeste travail...

Aux êtres qui sont les plus chères, je site :

- *Mes chers parents, symboles de courages et de volonté Qui ont consacré et sacrifié leurs vie pour nous bien êtres que dieu les protègent*
- *Mon seul frère.*
- *Toutes mes familles grande et petite*
- *Tous mes amis*
- *Ma binôme "Hania" pour ce travail d'équipe*

Comme je dédie également au terme de reconnaissance mes camarades
de Génie Civil option structure 2023

Azzi Yasmina

Tabls de matières

Introduction générale.....	1
I. Introduction	3
I.1. Présentation du projet.....	3
I.1.1. Donnés géométriques de la structure.....	3
I.1.2. Localisations et données de site	4
I.2. Règlements technique utilisés	5
I.3. Matériaux utilisés	5
I.3.1. L'acier.....	5
I.3.2. Béton	7
I.4. Les assemblages	7
I.4.1. Le boulonnage	7
I.4.2. Le soudage.....	8
I.5. Conception structurale	8
I.5.1. Structures verticale	8
I.5.2. Structure horizontale (la toiture)	9
I.5.3. Couverture	9
I.5.4. Les poteaux et les traverses.....	10
I.5.5. Les contreventements	10
II. Introduction	11
II.1. Charges permanentes	11
II.2. Surcharges d'exploitation (d'entretien, climatique) :	11
II.3. Estimation des surcharges climatiques.....	11
II.3.1. Charges de la neige.....	11
II.3.2. L'effet du vent.....	13
II.4. Forces de frottements.....	31
II.4.1. Dans le cas la direction du vent elle est perpendiculaire au long pan (V_1)..	31
II.4.2. Dans le cas la direction du vent elle est perpendiculaire au pignon (V_2).....	31
II.5. Conclusion	32
III. Introduction.....	33
III.1. Panneau de couverture et de bardage.....	33
III.1.1. Détermination du poids de la couverture	33
III.2. Dimensionnement des pannes.....	34
III.2.1. Définition.....	34

Tabls des matières

III.2.2. Espacements entre les pannes	35
III.2.3. Données de calculs	36
III.2.4. Principe de dimensionnement	36
III.2.5. Évaluation des charges et surcharges	37
III.2.6. Décomposition des charges	39
III.2.7. Les combinaisons d'actions	40
III.2.8. Dimensionnement par critère de flèche.....	40
III.2.9. Vérification des pannes.....	42
III.3. Calcul des liernes de panne.....	47
III.3.1. Définition :.....	47
III.3.2. Dimensionnement des liernes.....	48
III.3.3. Calcule de la section des liernes	49
III.4. Calcul de l'échantignole.....	50
III.4.1. Définition :.....	50
III.4.2. Principe de Dimensionnement.....	50
III.5. Étude des lisses de bardages :.....	52
III.5.1. Définition :.....	52
III.5.2. Principe de dimensionnement	53
III.5.3. Vérification de la lisse de long- pan.....	53
III.5.4. Vérification de la lisse de pignon	61
III.5.5. Étude des potelets	65
III.6. Conclusion.....	72
IV. Introduction.....	74
IV.1. Méthode statique équivalente	74
IV.1.1. Principe de la méthode.....	74
IV.1.2. Calcul de la force sismique totale :.....	74
IV.2. Analyse dynamique de la structure.....	77
IV.2.1. Etapes de la modélisation de la structure	78
IV.2.2. Profilé assimilé :	78
IV.3. Vérification de la structure.....	81
IV.3.1. Vérification de la période fondamentale de la structure	81
IV.3.2. Vérification de la force sismique à la base.....	81
V. Introduction	83
V.1. Méthode de travail	83

Tabls des matières

V.2. Étapes de modélisation	84
V.2.1. Matériaux utilisé	84
V.2.2. Profilé assimilé :.....	84
V.2.3. Chargements.....	85
V.3. Vérifications des éléments	87
V.3.1. Vérification de la traverse (IPE).....	87
.....	87
V.3.2. Vérification des poteaux (HEA360).....	93
V.3.3. Vérification des éléments de stabilités.....	99
V.3.4. Vérification des potelets (IPE 360).....	101
V.3.5. Vérification des déplacements :	106
V.4. Conclusion :	108
VI. Introduction.....	109
VI.1. Fonctionnement des assemblages	109
VI.1.1. Le boulonnage.....	109
VI.1.2. Le soudage	109
VI.2. Assemblage poteau - traverse.....	109
VI.2.1. Vérification de la soudure de la semelle à la traction	111
VI.2.2. Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement :.....	111
VI.2.3. Détermination des efforts dans les boulons.....	112
VI.2.4. Détermination du diamètre requis des boulons	112
VI.2.5. Effort de précontrainte dans le boulon	113
VI.2.6. Vérification de l'assemblage à la flexion.....	113
VI.2.7. Vérification de l'assemblage au cisaillement.....	114
VI.2.8. Vérification de l'assemblage au poinçonnement.....	114
VI.2.9. Vérification de l'assemblage à la pression diamétrale	115
VI.3. Assemblage traverse-traverse	116
VI.3.1. Détermination des efforts dans les boulons.....	117
VI.3.2. Détermination du diamètre requis des boulons	118
VI.3.3. Effort de précontrainte dans le boulon	118
VI.3.4. Vérification de l'assemblage à la flexion.....	119
VI.3.5. Vérification de l'assemblage au cisaillement.....	119
VI.3.6. Vérification de l'assemblage au poinçonnement.....	120
VI.3.7. Vérification de l'assemblage à la pression diamétrale	120

Tabls des matières

VI.4. Assemblage poteau-poutre sablière (HEA360 et IPE160)	121
VI.5. Assemblage du contreventement.....	123
VI.5.1. Assemblage de la diagonale du la poutre au vent	123
VI.5.2. Assemblage de la diagonale du palée de stabilité.....	126
VI.6. Assemblage panne- Traverse (Échantignole).....	126
VI.6.1. Résistance des boulons au cisaillement	127
VI.6.2. Résistance des boulons à l'effort combinée traction-cisaillement	127
VI.7. Calculs des attaches des lisses	127
VI.7.1. Calcul du boulon d'attache	127
VI.8. Assemblage des pieds des poteaux	128
VI.8.1. Dimensionnement de la plaque d'assise	129
VI.8.2. Résistance du béton à la compression.....	130
VI.8.3. Résistance de calcul à l'écrasement du matériau descellement	130
VI.8.4. Calcul de l'aire de la plaque	130
VI.8.5. Cordon de soudure.....	131
VI.8.6. Calcul de la résistance à la flexion en présence de l'effort axial	132
VI.8.7. Vérification de la résistance en flexion :	133
VI.8.8. Vérification de la résistance de tiges d'ancrage.....	133
VI.8.9. Vérification de la tige de d'ancrage à l'adhérence	134
VI.8.10. Vérification de la bêche	134
VI.1. Assemblage des pieds des potelets	135
VII. Introduction	136
VII.1. Choix du type de fondation.....	136
VII.1.1. Charges à considérer.....	136
VII.1.2. Dimensionnement de la semelle	136
□ Vérification des contraintes :	138
VII.1.3. Calcul de ferrailage.....	138
VII.2. Calcul des longrines	140
VII.2.1. Prédimensionnement	140
VII.2.2. Ferrailage longitudinaux.....	140
VII.2.3. Ferrailage transversal :	140
Conclusion Générale.....	141

Liste des Tableaux

Liste des Tableaux

Tableau I-1: Valeurs nominales de f_y et de f_u	5
Tableau II-1 : Pressions dynamiques de point $q_p(Z_e)$	18
Tableau II-2: Valeurs des surfaces des zones de vent des parois verticales, direction du vent V_1 et V_4	19
Tableau II-3: Coefficients de pressions extérieures pour les parois verticales, direction du vent V_1 et V_4	20
Tableau II-4: Surfaces des zones de vent de la toiture, vent direction V_1 et V_4	21
Tableau II-5: Valeurs de coefficient C_{pe} pour la toiture, direction du vent V_1 et V_4	22
Tableau II-6: Coefficients de pressions extérieures C_{pe} pour parois verticales, vent direction V_2 et V_3	22
Tableau II-7: Surfaces des zones de vent de la toiture, vent direction V_2 et V_3	24
Tableau II-8: Valeurs des coefficients C_{pe} pour la toiture, direction du vent V_2 et V_3	24
Tableau II-9: Valeurs de la pression aérodynamique sur parois verticales – direction vent V_1 (long pan).	28
Tableau II-10: Valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture– direction vent V_1 (long pan).	28
Tableau II-11: Valeurs de la pression aérodynamique sur parois verticales – direction vent V_4 (long pan).	29
Tableau II.13: Valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture– direction vent V_4 (long pan).	29
Tableau 14: Valeurs de la pression aérodynamique sur parois verticales – direction vent V_2 (pignon).	29
Tableau II-14: Valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture– direction vent V_2 (pignon).	30
Tableau II-15: Valeurs de la pression aérodynamique sur parois verticales – direction vent V_3 (pignon).	30
Tableau II-16: Valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture– direction vent V_3 (pignon).	30
Tableau III-1: Fiche technique des panneaux sandwichs de couverture.	34
Tableau III-2: Le poids propre du panneau correspondant à chaque épaisseur.	34
Tableau III-3: Combinaisons d’actions à l'ELU et l'ELS.	40
Tableau III-4: Caractéristique du profilé IPE160.	41

Liste des Tableaux

Tableau III-5: Les combinaisons d'actions à l'ELU et l'ELS pour poids propre d'IPE 160.	41
Tableau III-6: Caractéristique du profilé UPN140.	55
Tableau III-7: Caractéristique du profilé IPE 240.	67
Tableau IV-1: Valeurs des pénalités P_q	76
Tableau IV-2: Récapitulatif des éléments utilisés.	78
Tableau IV-4: Résultante des forces sismiques à la base.	82
Tableau V-1: Récapitulatif des éléments utilisés.	84
Tableau V-2: Caractéristiques du profilé IPE450.	88
Tableau V-3: Caractéristiques du profilé HEA.	94
Tableau V-4: Caractéristiques du profilé CAE.	99
Tableau V-5: Caractéristiques du profilé CAE.	100
Tableau V-6: Caractéristique du profilé IPE 240.	102
Tableau V-7: Extrêmes globaux des Déplacements avec charge de vent.	107
Tableau V-8: Extrêmes globaux des Déplacement sans charge de vent.	107
Tableau V-9: Récapitulatif des éléments utilisés.	108
Tableau VI-1: Caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe d'acier.	109
Tableau VI-2: Caractéristiques du profilé IPE100.	134
Tableau VII-1: Extrêmes globaux des efforts à l'ELS et l'ELU.	136

Liste des Figures

Liste des Figures

Figure I-1: Vue en plan	Figure I-2: Façade principale.....	3
Figure I-3: Localisation du site de projet.		4
Figure I-4: Diagramme effort /déformation de l'acier.		6
Figure I-5: Résistance de béton à la compression.		7
Figure I-6: Les ouvertures.		8
Figure I-7: Panneau sandwich (couverture).		9
.Figure II-1: Charges d'entretiens appliqués sur une poutre.		11
Figure II-2: Charge de la neige sur la toiture.		13
Figure II-3: Directions du vent sur la structure.		14
Figure II-4: Organigramme de calcul de la pression du vent.		14
Figure II-5: Légende relative aux murs verticaux.		19
Figure II-6: Répartition C_{pe} sur parois verticales, direction du vent V_1 et V_4		20
Figure II-7: Répartition des zones de pression du vent sur la toiture.		21
Figure II-8: Légende pour les parois verticales.		22
Figure II-9: Répartition du coefficient de pression extérieur sur parois verticales, direction du vent V_2 et V_3		23
Figure II-10: Zones de pression pour la toiture, direction du vent V_2 et V_3		23
Figure II-11: Répartition des ouvertures.		25
Figure II-12: Coefficients de pression intérieure applicables pour des ouvertures Uniformément réparties.		26
Figure III-1: panneau sandwich.		33
Figure III-2: La disposition de la panne sur la toiture.		35
Figure III-3: Disposition des pannes sur le versant de la toiture.		35
Figure III-4: Orientation des charges sur les pannes.		36
Figure III-5: Schéma statique des charges permanente G sur les pannes.		37
Figure III-6: schéma statique de la poutre équivalente.		38
Figure III-7: Schéma statique de la surcharge climatique du vent.		38
Figure III-8: Schéma statique de panne sous surcharge de la neige.		39
Figure III-9: Panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement.		44
Figure III-10: Représentation de phénomène de déversement dans la semelle inférieure.		45
Figure III-11: Disposition des liernes.		48
Figure III-12: Effort revenant aux liernes.		48
Figure III-13: Vue en 3D de l'échantignole.		50

Liste des Figures

Figure III-14: Représentation des charges revenant à la panne.	51
Figure III-15: Disposition des lisses de bardages.	53
Figure III-16: Répartition des charges sur les lisses.	54
Figure III-17: Semelle comprimée susceptible de déverser.	58
Figure III-18: Effort revenant aux suspentes.	60
Figure III-19: Semelle comprimée susceptible de déverser.	64
Figure III-20: Disposition des potelets.	65
Figure III-21: Représentation des charges et surcharges sur le potelet.	66
Figure IV-1: Étape de modélisation à l'aide de logiciel ROBOT.	78
Figure IV-2: Modèle de la structure en 3D.	79
Figure IV-3: Spectre de réponse suivant l'axe xx.	80
Figure IV-4: Spectre de réponse suivant l'axe yy.	80
Figure V-1: Étape de modélisation à l'aide de logiciel ROBOT.	83
Figure V-2: Cas de charge V_1	85
Figure V-3: Cas de charge V_2	85
Figure V-4: Cas de charge V_3	86
Figure V-5: Cas de charge V_4	86
Figure V-6: Vue en 2D avec Illustration de la traverse.	87
Figure V-7: Vue en 3D de la structure avec illustration des poteaux.	93
Figure V-8: Vue en 3D de la structure avec illustrations des diagonales des contreventements.	99
Figure V-9: Vue en 3D de la structure avec illustration des potelets.	102
Figure V-10: Valeur limite des flèches horizontales des bâtiments industriels.	106
Figure VI-3: Désignation des entraxes et des pinces.	110
Figure VI-5: Vu en plan de l'assemblage traverse-traverse.	116
Figure VI-6: Désignation des entraxes et des pinces.	117
Figure VI-8: Vue en plan de l'assemblage Poteau-deux Poutre sablière (IPE160 et HEA360).	121
Figure VI-9: Vue en plan de l'assemblage de la diagonale du palée de stabilité.	123
Figure VI-10: Vue en plan de l'assemblage de la diagonale de Palée de stabilité.	126
Figure VI-11: assemblage cornière-lisse.	128
Figure VI-12: Vue en plan de l'assemblage pied de potelet.	129
Figure VI-13: Abaque pour le choix de la gorge en fonction des pièces assemblées.	131
Figure VI-14: Illustration de la partie comprimée du pied de poteau.	132
Figure VI-15: Vue en plan de l'assemblage pied de potelet.	135

Liste des Figures

Figure VII-1: Dimensions de la semelle.	137
Figure VII-2: Coupe transversale d'une semelle isolée.....	138

Natation et symboles

Charges :

G : Charges permanentes.

Q : Surcharge d'exploitations.

g : Charge permanente uniformément répartie.

q : Charge d'exploitation uniformément répartie.

E : Charge d'entretien.

V : Surcharge climatique du vent.

F_f : Force de frottement.

S : Charge de neige.

Sollicitations :

Q_{y.Sd} : Charges appliquées dans le plan perpendiculaire à l'âme.

Q_{z.Sd} : Charges appliquées dans le plan de l'âme.

M_{y.Sd} : Moment fléchissant de calcul autour de l'axe yy causé par la charge **Q_{z.Sd}** .

M_{z.Sd} : Moment fléchissant de calcul autour de l'axe yy causé par la charge **Q_{y.Sd}** .

M_{cr} : Moment critique élastique de déversement.

N_{Sd} : Effort normal.

V_{y.Sd} : Effort tranchant dans le plan de la semelle.

V_{z.Sd} : Effort tranchant dans le plan de l'ame.

N_{t.Rd} : Résistance de calcul de la section à la traction.

N_{pl.Rd} : Résistance plastique de la section brute.

N_{u.Rd} : Résistance ultime de la section nette au droit des trous de fixations .

Natation et symboles

$N_{c,Rd}$: Effort de résistance à la compression .

$V_{pl,Rd}$: Résistance de la section à l'effort tranchant .

$M_{c,Rd}$: Moment fléchissant de résistance.

$M_{el,y,Rd}$: Moment fléchissant de résistance élastique suivant yy.

$M_{el,z,Rd}$: Moment fléchissant de résistance élastique suivant zz.

$M_{pl,y,Rd}$: Moment fléchissant de résistance plastique suivant yy.

$M_{pl,z,Rd}$: Moment fléchissant de résistance plastique suivant zz.

$M_{b,Rd}$: Moment fléchissant de résistance au déversement.

$M_{v,Rd}$: Moment fléchissant de résistance plastique réduit compte tenu de l'effort tranchant.

$M_{Ny,Rd}$: Moment fléchissant de résistance plastique suivant yy réduit sous l'effet de l'effort normal.

$M_{Nz,Rd}$: Moment fléchissant de résistance plastique suivant zz réduit sous l'effet de l'effort normal.

F_p : Effort de précontrainte dans un boulon.

Caractéristique du matériau :

E : Module d'élasticité longitudinale.

F_y : Limite élastique du matériau.

F_u : Limite à la rupture du matériau ou résistance à la traction minimale spécifiée.

ν : Coefficient de poisson.

Contrainte-Déformation :

q_p : Pression dynamique de pointe.

$q_{réf}$: pression dynamique moyen de référence.

Natation et symboles

W : pression aérodynamique.

G : Module d'élasticité transversale de l'acier.

f_y : Flèche suivant yy .

f_z : Flèche suivant zz .

f_{ub} : Contrainte de rupture d'un boulon.

ε : (**epsilon**) Déformation linéaire unitaire.

σ : (**sigma**) Contrainte normale.

τ : (**tau**) Contrainte tangentielle ou de cisaillement.

Caractéristique Géométriques des sections :

A : Section brute d'une pièce (cm^2).

A_{net} : Section nette d'une pièce (cm^2).

A_S : Section résistante de la tige d'un boulon en fond de filet (cm^2).

I_w : Facteur de gauchissement d'une section (cm^4).

I_y : Moment d'inertie de flexion maximal suivant l'axe yy (cm^4).

I_z : Moment d'inertie de flexion minimal suivant l'axe zz (cm^4).

W_{ely} : Module de résistance élastique de la section suivant l'axe yy (cm^4).

W_{elz} : Module de résistance élastique de la section suivant l'axe zz (cm^4).

W_{ply} : Module de résistance plastique de la section suivant l'axe yy (cm^4).

W_{plz} : Module de résistance plastique de la section suivant l'axe zz (cm^4).

a : Épaisseur utile (ou gorge) d'un cordon de soudure (mm).

b : Largeur d'une semelle de poutre (cm).

Natation et symboles

d_0 : Diamètre nominal des tiges des boulons (cm).

h : Hauteur d'une pièce en général (mm, cm).

i : Rayon de giration d'une section (mm, cm).

l : Longueur en général ou portée d'une poutre (mm,cm, m).

l_y : Longueur de flambement suivant l'axe yy (mm,cm, m).

l_d : Longueur de déversement d'une poutre (mm, cm, m).

l_z : Longueur de flambement d'une poutre suivant zz (mm,cm, m).

L : Longueur de flambement latérale (pour le déversement) .

t : Épaisseur d'une pièce ou d'une tôle (mm, cm).

t_f : Épaisseur d'une semelle de poutre (mm, cm).

t_w : Épaisseur d'une âme de poutre (mm, cm).

ρ : (**rho**) Rendement d'une section.

χ : (**chi**) Coefficient de réduction de flambement

χ_{LT} : Coefficient de réduction de déversement.

Base des poteaux :

β_j : Coefficient du matériau descellement.

C : Largeur d'appuis additionnelle pour les plaques d'assises.

f_{jd} : Résistance de calcul à l'écrasement du matériau descellement.

f_{ck} : Résistance de béton à la compression.

f_{cd} : Résistance de calcul à l'écrasement du béton.

$F_{v,Rd}$: Résistance de calcul au cisaillement descellement de la plaque d'assise du poteau.

Natation et symboles

\emptyset : Diamètre d'une section transversale (cm², mm²).

P : Poids propre.

Coefficients et Grandeurs sans Dimensions

C_e : Coefficient d'exposition aux vents.

C_t : Coefficient topographique.

C_r : Coefficient de rugosité.

I_v : Intensité de turbulence.

K_T : Facteur de terrain.

C_{pe} : Coefficient de pression extérieur.

C_{pi} : Coefficient de pression intérieur.

K : Coefficient d'encastrement ou de rigidité poteau/poutre.

k_s : Coefficient de dimension des trous perçage pour boulons.

k_y et k_z : Coefficient de flambement flexion.

n = N / N_{pl} : Ou nombre de boulons.

ε : (**epsilon**) Coefficient de réduction élastique de l'acier.

η : (**eta**) Facteur de distribution de rigidités (flambement).

λ : (**lambda**) Élancement.

$\bar{\lambda}$: (**lambda bare**) Élancement réduit vis-à-vis de flambement.

λ_{cr} : Élancement critique d'Euler.

λ_{LT} : Élancement de déversement.

μ : (**mu**) Coefficient de frottement.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

Dans le cadre de notre formation de master en génie civil spécialité « Structure » au center université A.Mira Béjaïa nous sommes amenés, à l'issue de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études (PFE). Le but de ce projet est d'être confronté à une situation professionnelle d'ordre scientifique et technique. Il regroupe donc l'ensemble des qualités que doit posséder un ingénieur dans son travail quotidien. Il s'agit d'un hangar de stockage en charpente métallique à « Bni Ahmed » dans la wilaya de « Jijel ».

La construction est un domaine très varié et vaste. Il repose sur le dimensionnement aux états limites qui tiennent compte des phénomènes naturels à savoir les précipitations (pluie, neige, vent, séisme, ...).

Grâce au développement scientifique et technologique dans la construction du bâtiment, le délai de réalisation est réduit et à moindre coût. Le développement a fait maitre d'autres types de construction qui est reconnue par sa longue portée à savoir : la construction métallique qui consiste à construire des ouvrages en pièces assemblées entre elles d'une manière précise soit par boulon, soudure ou rivet afin de constituer l'ossature d'une construction ou de certain de ses éléments, elle est une solution de montage rapide, résistante et souple à la fois.

La charpente métallique apporte des avantages à savoir : la fiabilité ; la rapidité d'exécution ; la grande résistance de l'acier ; la propreté du chantier, bon comportement vis-à-vis du séisme et du vent ; la légèreté ; la facilité de démontage et le transfert de l'ouvrage vers d'autre site en minimisant les pertes ; la longue portée ; la longévité qui dépend de la qualité de l'acier, de l'entretien et du contrôle permanent de l'ouvrage. Ce pendant ce matériau présent aussi quelques inconvénients à savoir : la corrosion ; sa faible résistance au feu et sa faible capacité d'isolation thermique, donc une protection de toute la structure est indispensable ; les couts d'entretien et d'investissement élevés ; mains d'œuvres qualifiés.

Dans ce projet de fin d'études, nous allons appliquer et compléter les connaissances et les informations acquises le long de notre formation, en utilisant les règles de construction actuellement en vigueur en Algérie, ainsi que le moyen de calcul informatique.

Notre travail contient plusieurs chapitres après l'introduction :

- Un premier chapitre de généralités qui mentionne la démarche adoptée pour mener à bien ce travail où l'ouvrage est présenté par ces données géométriques et localisation ainsi que les règlements et les matériaux utilisés.
- Le deuxième chapitre présente les principes et la procédure pour la détermination des différentes charges (permanente et d'exploitation) selon le document technique

INTRODUCTION GENERALE

- règlementaire « DTR BC.2.2 » et aux surcharges climatiques selon le « RNV 99 version 2013 »
- Le troisième chapitre : est le dimensionnement des éléments de la structure secondaire.
- Le quatrième chapitre : L'étude sismique et dynamique du bâtiment selon le « RPA99 » pour choisir le système de contreventement afin d'assurer la stabilité de la structure en utilisant le logiciel « Robot ».
- Le cinquième est les vérifications des éléments structuraux selon le « CCM97 »
- Le sixième chapitre consiste à étudier les différents assemblages métalliques de la structure selon le « CCM97 »
- Enfin dans le septième chapitre traite l'étude des fondations selon le « BAEL91 »

Comme tout travail, ce mémoire s'achève par une conclusion générale qui synthétise tout ce qui a été fait.

Enfin, une série d'annexes vient d'apporter plus détails et d'explication aux chapitres.

CHAPITRE I

Généralité

I. Introduction

Dans ce chapitre nous allons résumer les données géométriques, la situation, et les dimensions du projet à étudier, ainsi les matériaux utilisés avec leurs caractéristiques.

I.1. Présentation du projet

Notre projet consiste à l'étude d'un hangar en construction métallique à usage de stockage « Transformation de caroube » qui implanté à « **Bni Ahmed** » dans la wilaya de « **Jijel** » dans un site plat.

I.1.1. Donnés géométriques de la structure

L'hangar à une forme rectangulaire en plan, de 413,772 m² de surface, cette structure est caractérisée par les dimensions suivantes:

- Longueur : 23,18m
- Largueur : 17,63m
- Hauteur totale (au faitage) : 08,00m
- La hauteur des poteaux : 06,50m
- La pente du versant : 09,78°
- La distance entre les poteaux 5,8 m

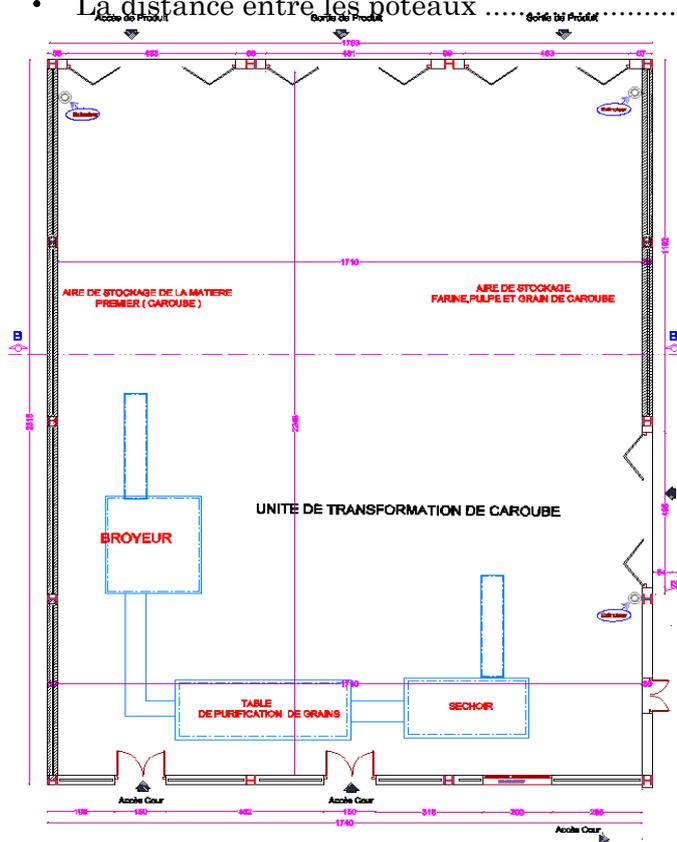


Figure I-1: Vue en plan



Figure I-2: Façade principale.

I.1.2. Localisations et données de site

- Selon le rapport de sol :
 - Le projet est implanté dans un terrain constitué d'une formation argilo-limoneuse, humid et sableuse.
 - La contrainte admissible du sol de :
 - **1,3 bar** à entre 1,20 et 4,00m de profondeur.
 - **1,8 bar** au-delà de 4,00m de profondeur par rapport au niveau du terrain naturel.
- Altitude : **55m** [Données G.P.S]
- Zone de vent : **Zone I.** [Tableau A.2 ; D.T.R C 2-4.7]
- Zone de neige : **Zone B.** [Annexe 1 ; D.T.R C 2-4.7]
- Zone sismique : **Zone IIa** [Annexe 1 ; RPA 99 V 2003]

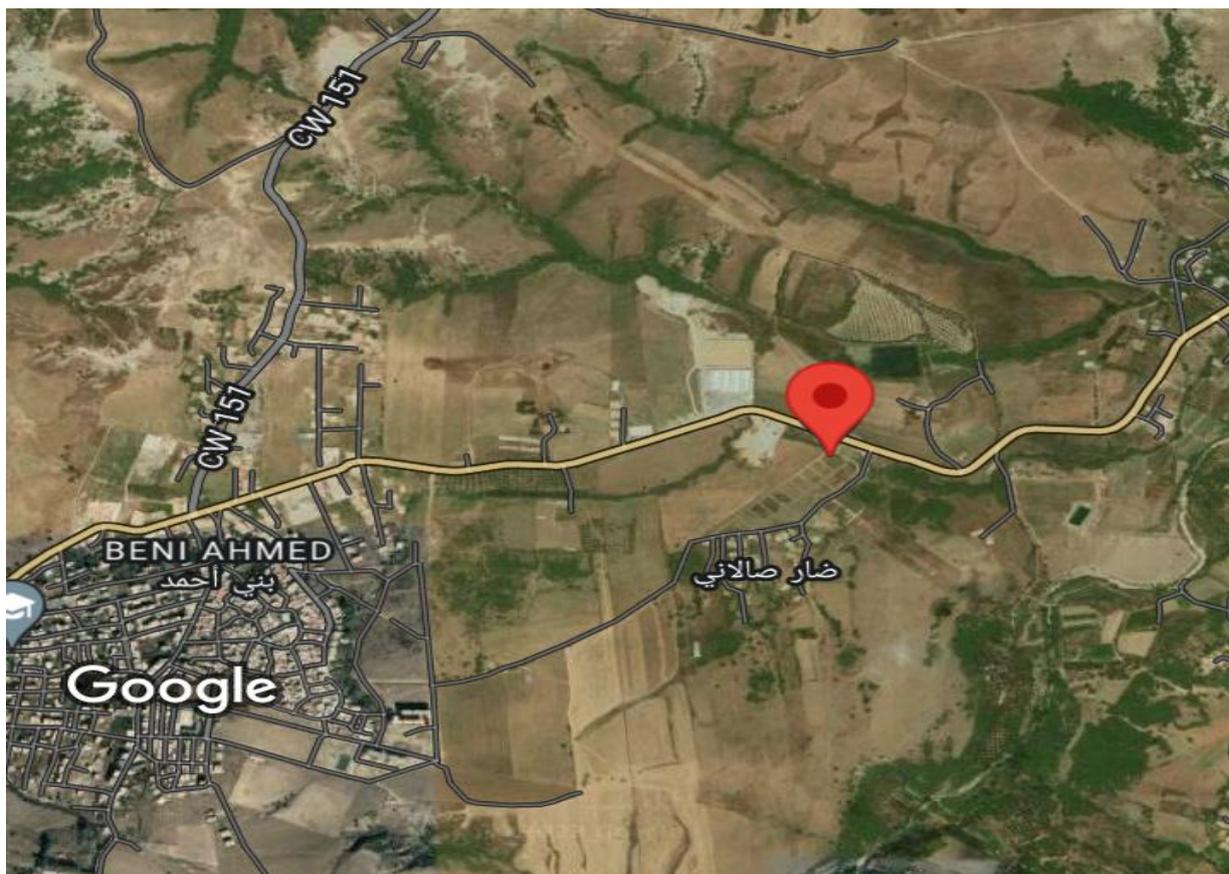


Figure I-3: Localisation du site de projet.

I.2. Règlements technique utilisés

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

- **CCM97, [D.T.R.-B.C.-2.44]** : Règlement de calcul algérien des constructions en acier.
- **RPA 99 version 2003 ; [D.T.R.-B.C.-2.48]** : Règlement parasismique Algérienne version 2003.
- **RNV99 version 2013 ; [D.T.R.-C 2-4.7]** : Règle définissant les efforts de la neige et du vent.
- **DTR B.C.2.2** : Document technique règlement des charges permanentes et surcharges d'exploitations.

I.3. Matériaux utilisés

I.3.1. L'acier

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et d'un peu de carbone, qui sont extrait de matières premières naturelles.

Le carbone n'intervient dans la composition, que pour une très faible part (généralement inférieur à 1%).

L'acier est généralement obtenu par une opération en deux (2) phases.

- 1^{er} phase : Obtention de la fonte à plus de 1% de carbone.
- 2^{eme} phase : Conversion de la fonte liquide en acier à une température de 1500°C sous insufflation d'oxygène.

I.3.1.1. Propriété de l'acier

Résistance :

Des valeurs nominales de la résistance limitée d'élasticité f_y et celles de la résistance à la traction f_u pour 3 nuances d'acier courantes, sont transitoirement données dans le tableau suivant : [Article 3.2.2.1 CCM97]

Nuance d'acier (EN 10025)	Epaisseur t en mm			
	$t \leq 40$ mm		40 mm < $t \leq 100$ mm	
	f_y (MPa)	f_u (MPa)	f_y (MPa)	f_u (MPa)
Fe 360	235	360	215	310
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	355	490

Tableau I-1: Valeurs nominales de f_y et de f_u .

La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est l'acier S 235.

Propriété mécaniques :

- Module d'élasticité : $E = 210000 \text{ MPa}$
- La résistance à la traction : $f_u = 360 \text{ MPa}$
- Poids volumique : $\rho_a = 7850 \text{ Kg /m}^3$
- Module de cisaillement : $G = 8 \times 10^4 \text{ MPa}$
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$

Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ à } 20^\circ$

Ductilité :

L'acier de construction choisi doit satisfaire les conditions suivantes:

- La contrainte à la rupture en traction f_u doit être supérieure à **20%** au moins à la limite d'élasticité f_y
- L'allongement à la rupture ϵ_u doit être supérieur à **15%**
- L'allongement à la rupture ϵ_u (correspondant à f_u) doit être supérieur à **20** fois l'allongement ϵ_y (correspondant à f_y).

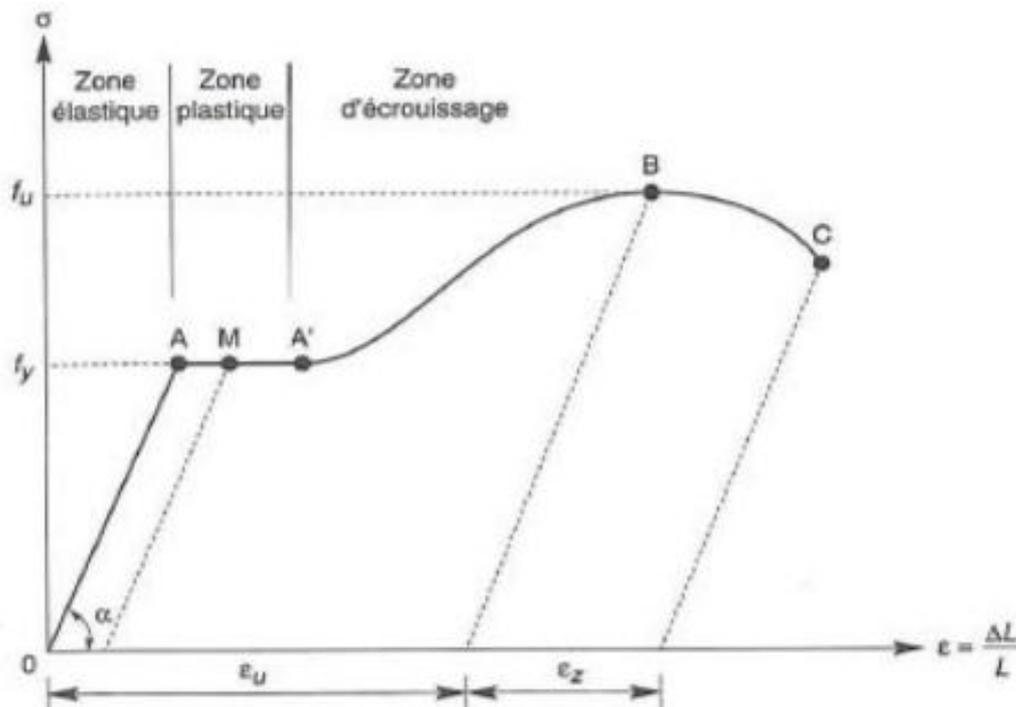


Figure I-4: Diagramme effort /déformation de l'acier.

I.3.2. Béton

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de granulats, de sable, et d'eau aggloméré par un liant hydraulique (ciment), sa composition diffère selon la résistance voulue.

I.3.2.1. Caractéristique du béton

Le béton utilisé sera de classé C25 avec:

- Résistance à la compression à 28jours: $f_{c28} = 25$ MPa.
- Résistance à la traction à 28jours: $f_{t28} = 2,1$ MPa.
- Poids Volumique : $\rho = 2500$ Kg/m³.
- Coefficient de retrait : $\varepsilon = 4 \times 10^{-6}$

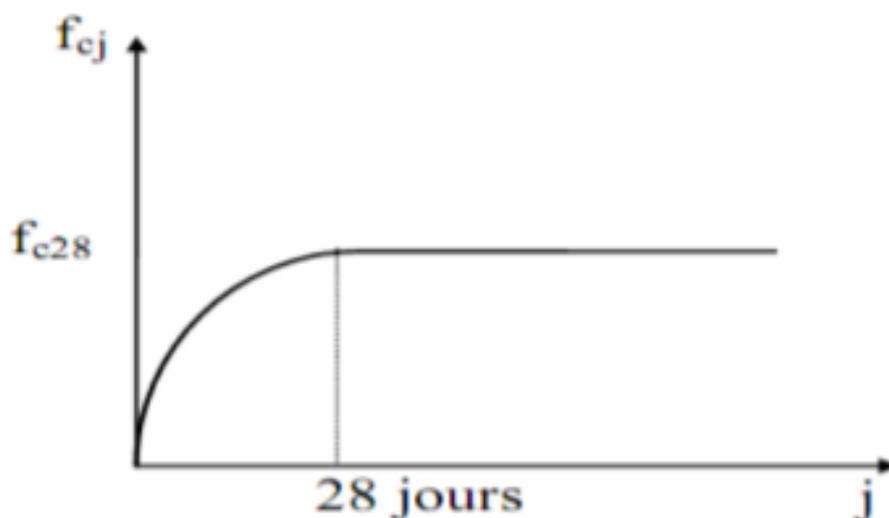


Figure I-5: Résistance de béton à la compression.

I.4. Les assemblages

Un assemblage est un dispositif qui permet de retenir et solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer de sollicitations parasites notamment de torsion.

I.4.1. Le boulonnage

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site. On distingue deux types, boulons ordinaire et boulons Haute Résistance.

I.4.2. Le soudage

Le soudage est une opération qui consiste à joindre deux parties d'un même matériau avec un cordon de la soudure constituée d'un métal d'apport, ce dernier sert de liant entre les deux pièces à assembler

I.5. Conception structurale

I.5.1. Structures verticale

Les façades extérieures sont réalisées en panneaux sandwichs fixés aux lisses de bardages.

Ouvertures :

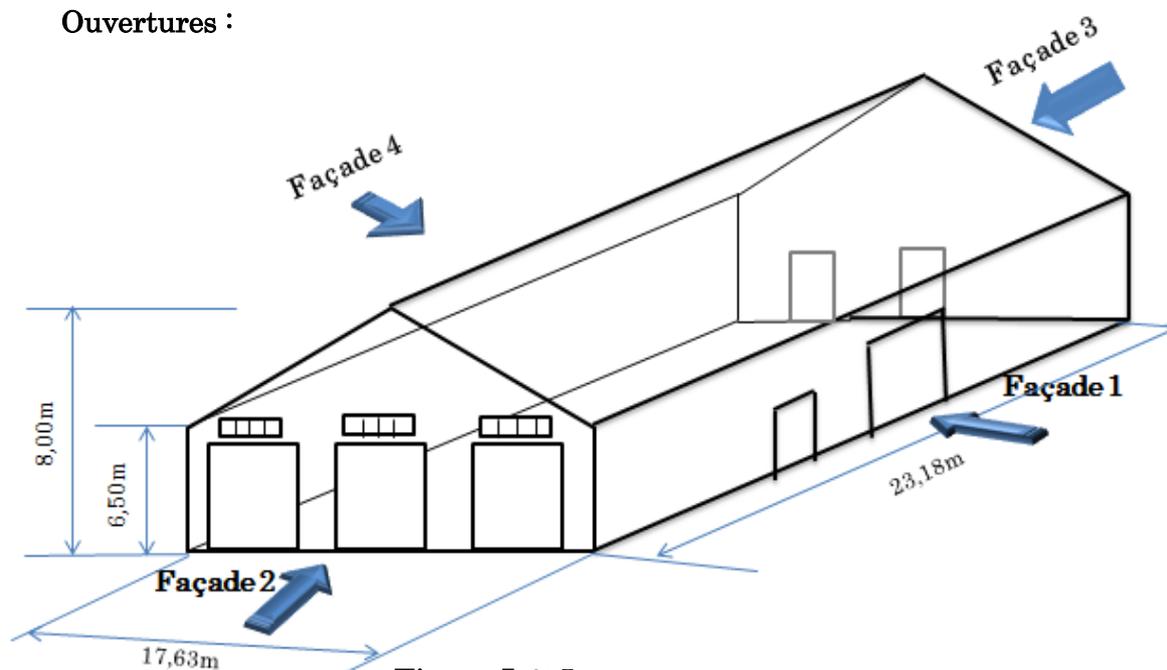


Figure I-6: Les ouvertures.

✚ Le long pan :

Façade 1 :

- Portail (4,95m×4, 40m) (Sortie de produit)
- Porte (1,10m×2,00m)

✚ Pignon :

Façade 2 :

- Trois portails (4,93m×4,40m) (Accès de produit)
- Trois fenêtres (4,30m×0,68m)

Façade 3 :

- Deux portes (1,50m×2,00m) (Accès coure)

I.5.2. Structure horizontale (la toiture)

Généralement pour les hangars de stockages le dégagement de l'espace à l'intérieur est une priorité pour le concepteur, ce qui nous conduit à utilisation d'une toiture en charpente Métallique, à deux versants qui, nous offre plusieurs avantages, les plus importants sont:

- La légèreté de la toiture en charpente métallique par rapport à la dalle en béton armé ou plancher mixte. La facilité et rapidité de montage.

I.5.3. Couverture

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

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

Les panneaux sandwichs nous offrent plusieurs avantages on cite:

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

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

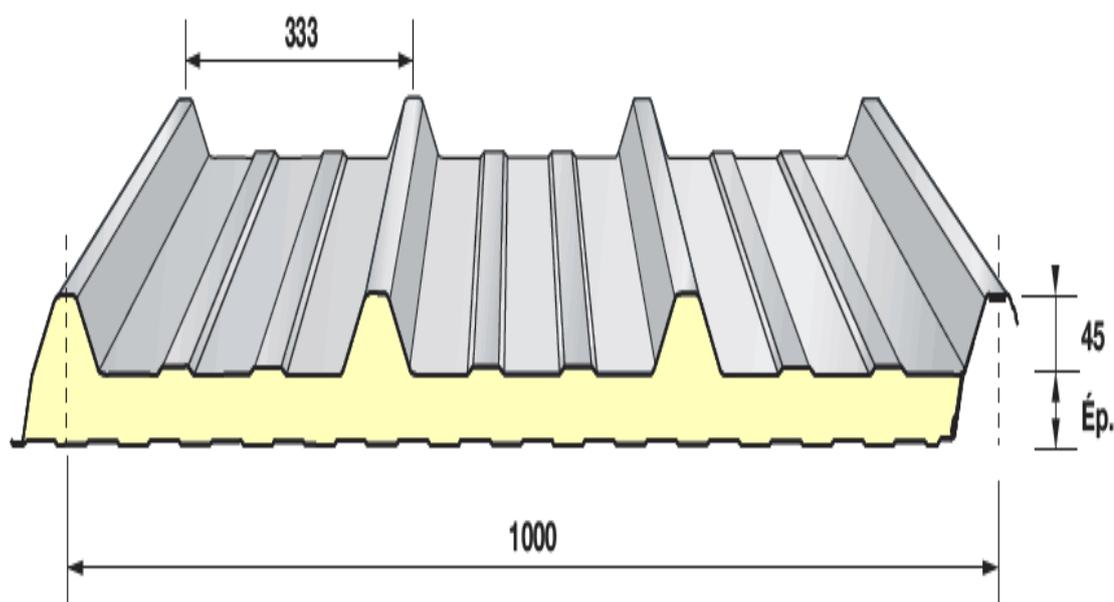


Figure I-7: Panneau sandwich (couverture).

I.5.4. Les poteaux et les traverses

Les poteaux et les traverses sont des profilés en acier avec une section d'inertie constante.

I.5.5. Les contreventements

Nous utilisons des pales de stabilité en (x), assurent la verticalité des poteaux et prennent les efforts dues au séisme et au vent en le transmettant aux fondations.

CHAPITRE II

Etude

climatique

II. Introduction

Dans ce chapitre, nous allons définir les différentes charges agissantes sur notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitation et des effets climatiques.

Ces derniers ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination de ces différentes actions.

II.1. Charges permanentes

Elles comprennent non seulement le poids propre des éléments structuraux principaux et secondaires, mais aussi le poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tels que la couverture et le bardage.

II.2. Surcharges d'exploitation (d'entretien, climatique) :

Dans le bâtiment les charges d'exploitations ou surcharges sont les charges mécaniques statiques permanentes ou dynamiques non permanentes.

Elles couvrent la pression du vent, le poids de la neige, le poids des personnes et le mobilier, on peut aussi parler des surcharges d'entretien qui sont définies comme, charges ponctuelles de **100 daN** appliqués à $1/3$ et $2/3$ de la portée d'une poutre.

Les charges d'entretiens sont déterminées suivant le document technique réglementaire charges et surcharges (DTR B.C.2.2).

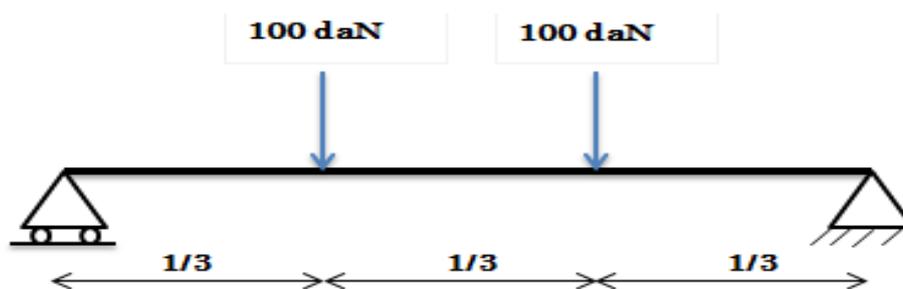


Figure II-1: Charges d'entretiens appliqués sur une poutre.

II.3. Estimation des surcharges climatiques

II.3.1. Charges de la neige

Le but de cette étude c'est de définir les valeurs représentatives de la charge statique de la neige sur toute surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de neige et notamment sur la toiture.

II.3.1.1. Calcul des charges de neige

Le calcul de la surcharge climatique de la neige est en fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu.

Il se fait conformément à la réglementation «Règlement Neige et Vent» RNV99-version 2013.

La charge caractéristique de la neige par unité de surface est donnée par la formule suivante :

$$S = \mu * S_k \dots\dots\dots [daN/m^2] \quad [Article 3.1 RNV2013]$$

Tel que :

- **S_k**: Charge de neige sur le sol, elle est en fonction de l'altitude et la zone de neige.
- **S**: Charge caractéristique de la neige par unité de surface.
- **μ**: Coefficient d'ajustement des charges, en fonction de la forme de la toiture appelé coefficient de forme.

a. La charge de la neige sur le sol :

Notre projet est implanté à **Bni Ahmed** wilaya de **Jijel** qui classée en **zone B** selon la classification de **RNV.version 2013**. L'altitude du lieu d'application est d'environ **H = 55 m**.

S_k est donnée par la formule :

$$S_k = \frac{0,04H+10}{100} \dots\dots\dots [Article 4 RNV- version 2013]$$

$$S_k = \frac{0,04 \times 55 + 10}{100} \rightarrow S_k = 0,122 \text{ KN/m}^2$$

b. Coefficient de forme de la toiture :

La toiture est à deux versants, le coefficient de forme est donné par l'article 6.2.2 du RNVA 2013 pour une pente compris entre 0° et 30° :

Dans Notre cas : 0° < (α = 9, 78°) < 30° alors μ = 0, 8

c. La charge de la neige sur la toiture :

La charge caractéristique de neige « S » s'obtient comme suit :

- **S = μ × S_k [KN/m²]**
- **S = 0,8 × 0,122 → S = 0,0976 KN/m²**



Figure II-2: Charge de la neige sur la toiture.

II.3.2. L'effet du vent

Le vent est une masse d'air en mouvement horizontal qui s'applique directement sur la structure, il souffle des zones de haute pression vers celle de basse pression suivant les régions et sa direction (sa provenance).

L'effet du vent sur une construction métallique est assez prépondérant, et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage.

Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction du vent.
- L'intensité du vent.
- La région.
- Le site d'implantation de la structure et leur environnement.
- La forme géométrique et les ouvertures de la structure.

✚ Action du vent :

Il s'agit de déterminer les valeurs de pression s'exerçant sur les parois dans les quatre directions géographique et la toiture pour un vent :

- V1 perpendiculaire long pan (façade 1)
- V2 perpendiculaire Pignon (façade 2)
- V3 perpendiculaire long pan (façade 3)
- V4 perpendiculaire Pignon (façade 4)

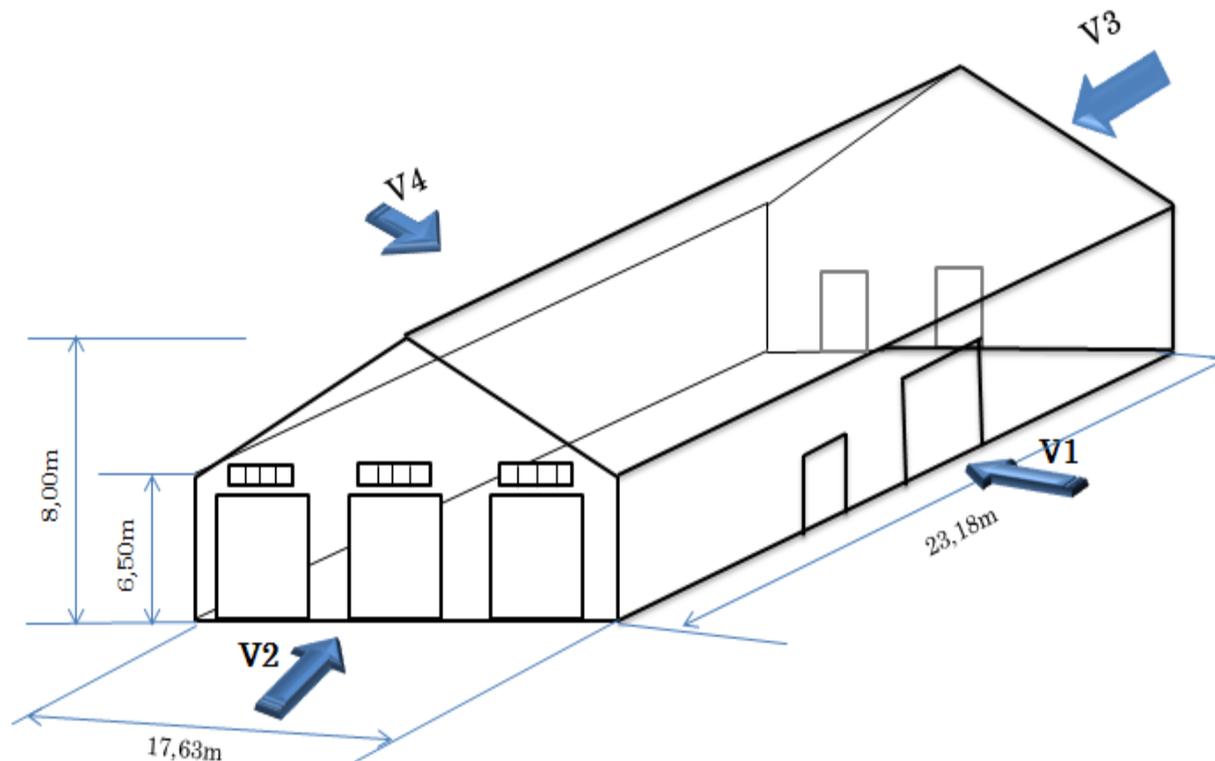


Figure II-3: Directions du vent sur la structure.

L'organigramme suivant représente le travail à effectuer afin de déterminer les pressions dues au vent sur les différentes surfaces de la structure :

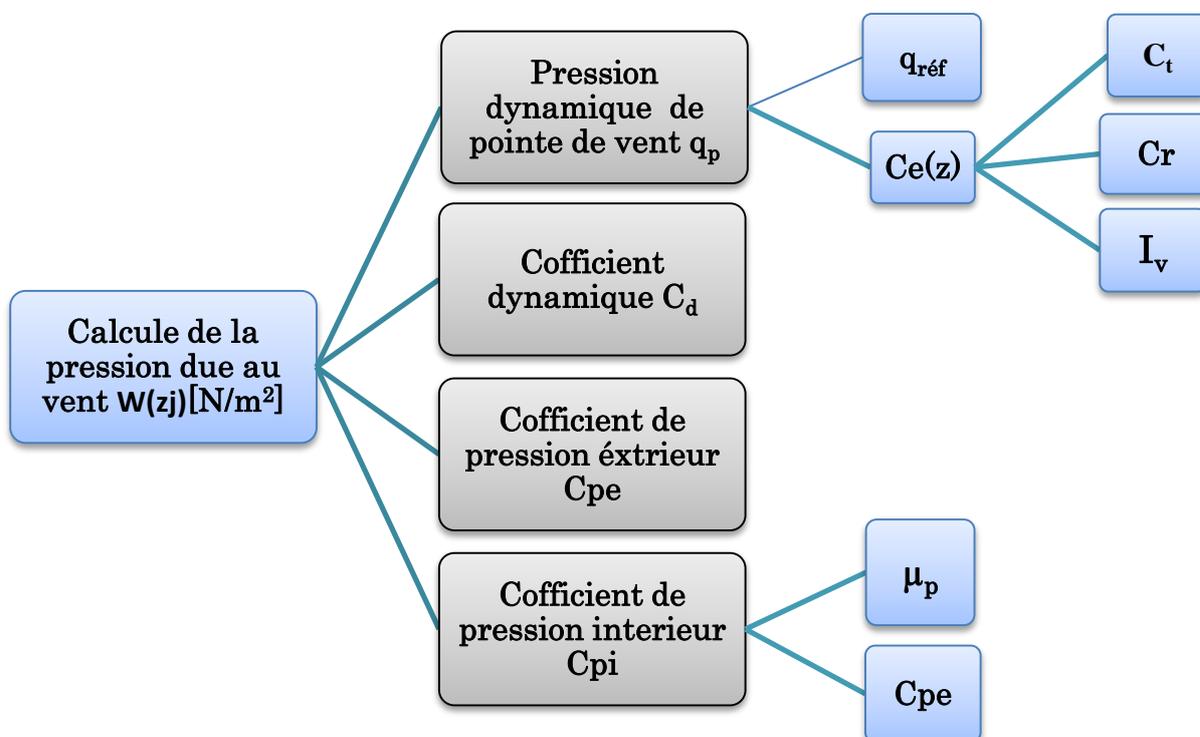


Figure II-4: Organigramme de calcul de la pression du vent.

Les pressions du vent sont déterminées conformément à la réglementation « Règlement Neige et Vent » RNV99-version 2013.

La pression aérodynamique $W(z_j)$ agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule 2.6 RNV 2013 :

$$W(z_j) = q_p \cdot C_d (C_{pe} - C_{pi}) \text{ [N/m}^2\text{]} \dots\dots\dots [\text{Article 2.5.2 RNV 2013}]$$

Tel que:

- q_p : Pression dynamique de point.
- C_d : Coefficient dynamique.
- C_{pe} : Coefficient de pression extérieur.
- C_{pi} : Coefficient de pression intérieur.

II.3.2.1. Données relatives au site

a. Effet de la région :

Le projet est située à « Bni Ahmed », wilaya de « Jijel » qui classé en zone I selon le [RNV.version 2013] dont la pression dynamique de référence est :

$$q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2 \dots\dots\dots [\text{Tableau 2.2 RNV.version 2013}].$$

b. Effet de site :

La structure sera implantée en zone plat et horizontal à végétation négligeable, donc d'après le tableau 2-4 dans le RNV- version 2013, ce projet est classé dans la catégorie de terrain I.

D'où :

- Le facteur de terrain $K_T = 0,170$
- Le paramètre de rugosité $Z_0 = 0,01m$
- La hauteur minimale $Z_{min} = 1m$
- $\epsilon = 0,44$: coefficient utilisé pour le calcul de C_d .

c. Coefficient de topographie C_t :

Le coefficient de topographies $C_t(z)$ prend en compte l'accroissement de la vitesse du Vent. Lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tel que les collines, les dénivellations isolées .etc.

La nature de site de notre projet est plat, donc le coefficient de topographie sera : $C_t = 1 \dots\dots\dots [\text{Article 2.4.6 RNV- version 2013}]$

d. Coefficient dynamique C_d :

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation de la pression exercée sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure. Il dépend de la hauteur et la largeur de la structure, ainsi du matériau de la structure.

La hauteur de notre projet égal à 8m est inférieur à 15 m donc le coefficient dynamique sera :

$$C_d=1 \dots\dots\dots [\text{Article 3.2 RNV.version 2013}]$$

II.3.2.2. Calcul des pressions

II.3.2.2.1. Calcul de la pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$

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

$$q_p(z_e) = q_{réf} * C_e(z_e) \text{ (N/m}^2\text{)} \dots\dots\dots [\text{Article 2.3.1 RNV version 2013}]$$

Tel que :

- $q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2$.
- $C_e(z_e)$: Coefficient d'exposition au vent, en fonction du la rugosité (C_r), et du coefficient de topographie (C_t). $C_e(z_e) = C_t^2(z) * C_r^2(z) * [1 + 7 I_v(z)]$

Z : hauteur de référence.

II.3.2.2.2. Détermination du coefficient de rugosité (C_r)

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

$$C_r(z) = \begin{cases} K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{si } Z_{min} \leq z \leq 200 \text{ m.} \\ K_T \times \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) & \text{si } z < Z_{min} \end{cases} \quad [\text{Article 2.4.4 RNV 2013}]$$

Tel que :

- K_T : Facteur de terrain.
- z_0 : Paramètre de rugosité.
- Z_{min} : Hauteur minimale.
- Z (en m) est la hauteur considéré.

a. Coefficient de rugosité pour paroi verticale (Ze= 6,5 m) :

$$Z_{\min}= 1\text{m} \rightarrow Z_{\min} \leq Z = 6,5\text{m} \leq 200 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow C_r(z_e) = K_T \times \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) = 0,17 \times \ln \left(\frac{6,5}{0,01} \right) \rightarrow C_r(z_e) = 1,101$$

b. Coefficient de rugosité pour la toiture (Z = 8 m) :

$$Z_{\min}= 1\text{m} \rightarrow Z_{\min} \leq Z = 8\text{m} \leq 200 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow C_r(z) = K_T \times \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) = 0,17 \times \ln \left(\frac{8}{0,01} \right) \rightarrow C_r(z) = 1,136$$

II.3.2.2.3. Calcul coefficient d'intensité de turbulence I_v(z)

L'intensité de turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et est donnée par l'équation suivant :

$$I_v(z) = \begin{cases} \frac{1}{C_t(z) \times \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right)} & \text{Pour } Z > Z_{\min} \dots\dots\dots (a) \\ \frac{1}{C_t(z) \times \ln \left(\frac{Z_{\min}}{Z_0} \right)} & \text{Pour } Z \leq Z_{\min} \dots\dots\dots (b) \end{cases} \quad \text{[Article 2.4.6 RNV 2013]}$$

a. Coefficient d'intensité de turbulence pour paroi verticale (Z = 6,5 m) :

$$Z_{\min}= 1\text{m} \rightarrow Z = 6,5\text{m} > Z_{\min}$$

$$\text{Donc : } I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right)} = \frac{1}{1 \times \ln \left(\frac{6,5}{0,01} \right)} \rightarrow I_v(z) = 0,154$$

b. Coefficient d'intensité de turbulence pour la toiture (Ze = 8m) :

$$Z_{\min}= 1\text{m} \rightarrow Z=8\text{m} > Z_{\min}$$

$$\text{Donc : } I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right)} = \frac{1}{1 \times \ln \left(\frac{8}{0,01} \right)} \rightarrow I_v(z) = 0,149$$

II.3.2.2.4. Coefficient d'exposition (C_e)

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

$$C_e(z) \text{ est donnée par : } C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1+7 I_v(z)] \dots\dots [Article 2.4.2 RNV2013]$$

a. Coefficient d'exposition pour paroi verticale ($Z_e = 6,5$) :

$$C_e(Z=6,5m) = (1)^2 \times (1,101)^2 \times [1+7 \times 0,154]$$

$$C_e(Z=6,5m) = 2,518$$

b. Coefficient d'exposition pour la toiture ($Z_e = 8m$) :

$$C_e(Z=8m) = (1)^2 \times (1,136)^2 \times [1+7 \times 0,149]$$

$$C_e(Z=8m) = 2,636$$

Après avoir défini tous les coefficients qui permettent de prendre en compte les différents effets provoqués par le vent, on peut calculer la pression dynamique de point.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

	Z_e (m)	q_{ref} (N/m ²)	$C_e(z)$	$q_p(Z_e)$ N/m ²
Parois verticales	6,50	375	2,518	944,25
Toiture	8,00	375	2,636	988,50

Tableau II-1 : Pressions dynamiques de point $q_p(Z_e)$.

II.3.2.2.5. Coefficient de pression extérieure C_{pe}

Le coefficient de pression extérieure C_{pe} applicables aux bâtiments et aux parties de bâtiments dépend de la forme géométrique de la base de la structure, et des dimensions de la surface chargée.

- **b**: Dimension perpendiculaire à la direction du vent.
- **d**: Dimension parallèle à la direction du vent.

Les coefficients de pression extérieure sont donnés pour des surfaces chargées de 1m² et 10m² dans les tableaux relatifs aux configurations de bâtiment appropriées, ils sont notés $C_{pe,1}$ et $C_{pe,10}$.

Conformément à l'article 5.1.1 RNV 2013 les valeurs du C_{pe} s'obtiennent à partir des formules suivantes :

- $C_{pe} = C_{pe1}$ si $S \leq 1m^2$.
- $C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) * \log_{10}(S)$ si $1m^2 < S < 10m^2$
- $C_{pe} = C_{pe10}$ si $S \geq 10m^2$

Tel que :

S : en (m²) désigne la surface chargée de la paroi.

II.3.2.2.6. Etude au vent sur le long pan, direction V_1 et V_4 ($\theta=0^\circ$)

a. Détermination C_{pe} pour parois verticales, direction du vent V_1 et V_4 :

Pour cette direction du vent, les dimensions sont les suivantes :

- $b = 23,18\text{m}$
- $d = 17,63\text{m}$
- $h = 08,00\text{ m}$
- $e = \min [b, 2h] = \min [23,18 ; 16] = 16\text{m}$

→ $e = 16\text{m} < d = 17,63\text{m}$.

Conformément à l'article 5.1.2 (RNV 2013), il convient de diviser les parois de notre structure de cette manière:

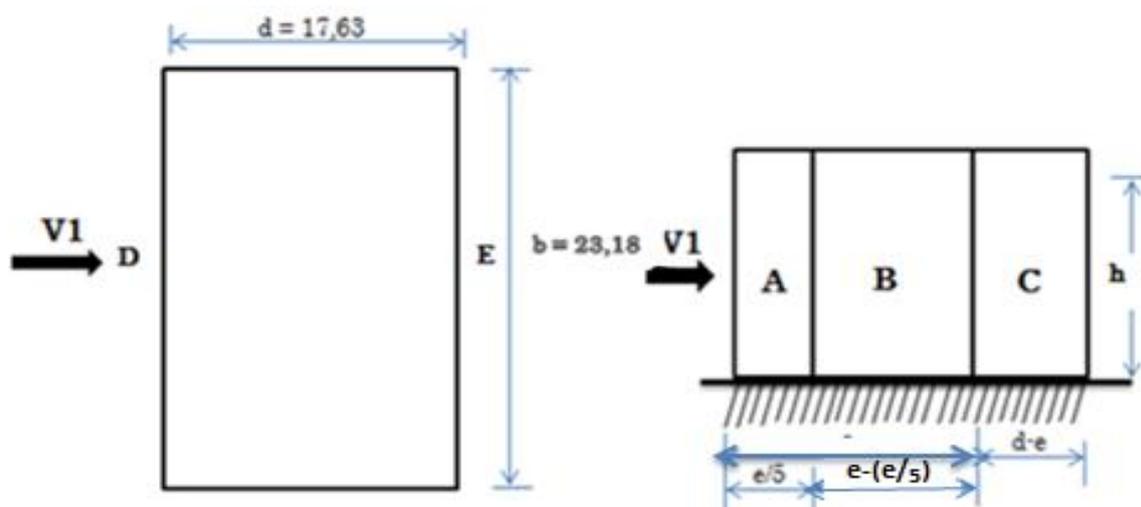


Figure II-5: Légende relative aux murs verticaux.

Les surfaces des zones A, B, C, D, et E sont données dans le tableau suivant :

Zone	A		B		C		D		E	
Dimension géométrique (m)	$e/5$	h	$e - e/5$	h	$d - e$	h	b	h	b	h
	3,20	6,5	12,80	6,5	1,63	6,5	23,18	6,5	23,18	6,5
Surface (m^2)	25,60		102,40		13,04		185,44		185,44	

Tableau II-2: Valeurs des surfaces des zones de vent des parois verticales, direction du vent V_1 et V_4 .

On remarque que toutes les surfaces sont supérieures à 10m² donc :

$$C_{pe} = C_{pe10}$$

Les coefficients de pression extérieure C_{pe} pour les parois verticales sont présentés dans le tableau suivant :

Zone	A	B	C	D	E
Surface (m ²)	25,60	102,40	13,04	185,44	185,44
C_{pe10}	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau II-3: Coefficients de pressions extérieures pour les parois verticales, direction du vent V_1 et V_4 .

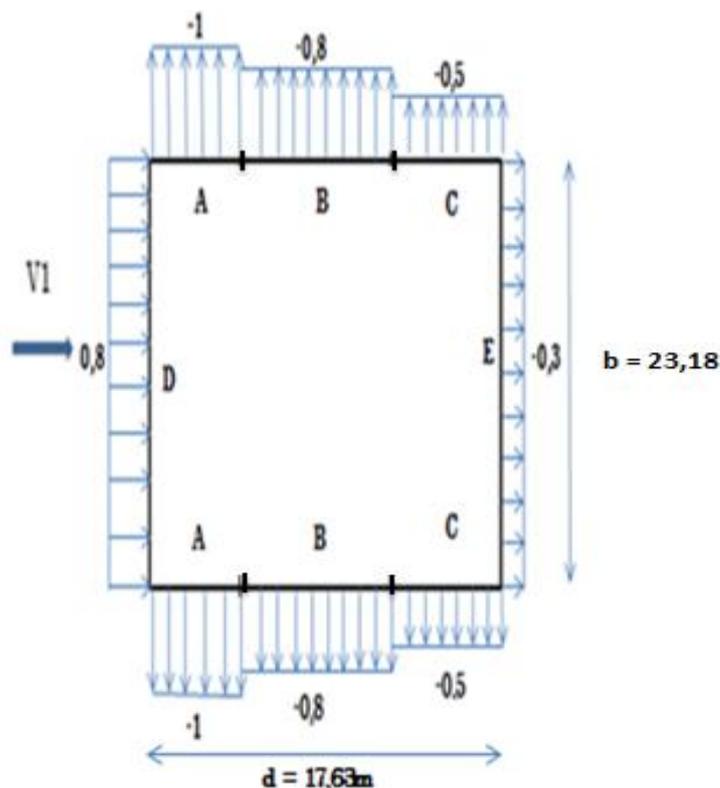


Figure II-6: Répartition C_{pe} sur parois verticales, direction du vent V_1 et V_4 .

b. Détermination C_{pe} pour la toiture, direction du vent V_1 et V_4 :

Dans ce cas le vent est perpendiculaire au long pan (sens V_1) et perpendiculaire au génératrice ($\theta=0^\circ$) [Article 5.1.5.1 RNV version 2013].

On a :

- $\alpha = 9,78^\circ$
- $b = 23,18\text{m}$
- $d = 17,63\text{m}$
- $e = \min(b ; 2h)$
- $e = \min(23,18\text{m} ; 2 \times 8\text{m}) = 16\text{m}$

Pour $\theta=0^\circ$, on divise la toiture en cinq zone, F ; G ; H ; J et I comme l'indique la (figure 5.4 RNV 2013).

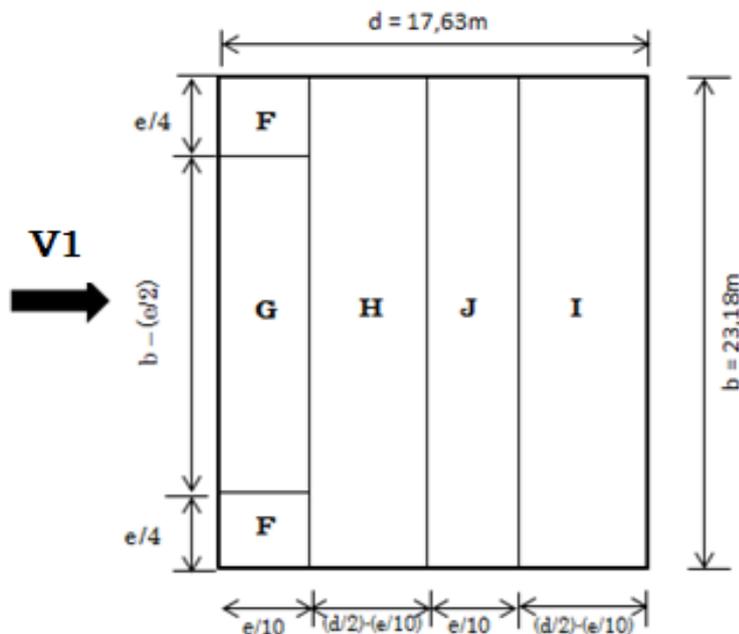


Figure II-7: Répartition des zones de pression du vent sur la toiture.

Les surfaces des zones F, G, H, J et I sont calculés dans le tableau suivant:

Zone	F		G		H		J		I	
Dimension géométrique (m)	e/4	e/10	b-e/2	e/10	d/2-e/10	b	e/10	b	d/2-e/10	b
	4,00	1,60	15,18	1,60	7,215	23,18	1,60	23,18	7,215	23,18
Surface (m ²)	6,40		24,28		167,24		34,08		167,24	

Tableau II-4: Surfaces des zones de vent de la toiture, vent direction V₁ et V₄.

On remarque d'après le tableau ci-dessus que les zones G, H, J et I sont supérieures à 10m² ($S > 10m^2$), donc $C_{pe} = C_{pe10}$, ni au moins pour la zone F, est comprise entre 1m² et 10m² donc $C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) * \log_{10}(S)$ [article 5.1.1 RNV 2013].

Dans notre cas, l'angle d'inclinaison $\alpha = 9,78^\circ$, cette valeur est compris entre 5° et 15°, donc les valeurs de C_{pe} sont déterminées par l'interpolation linéaire entre les deux valeurs de C_{pe} (5°) et C_{pe} (15°) tirées du tableau 5.4 RNV 2013 par la formule suivante :

$$C_{pe}(9,78^\circ) = C_{pe}(5^\circ) + \frac{C_{pe}(15^\circ) - C_{pe}(5^\circ)}{15^\circ - 5^\circ} \times (9,78^\circ - 5^\circ)$$

Le tableau suivant donné les valeurs de C_{pe} (dépression et surpression) de chaque zone :

Angle d'inclinaison	F	G	H	J	I
	C_{pe}	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}
$\alpha = 9,78^\circ$	-1,49	-1,01	-0,45	-0,79	-0,50
	0,095	0,095	0,095	0,104	-0,31

Tableau II-5: Valeurs de coefficient C_{pe} pour la toiture, direction du vent V_1 et V_4 .

II.3.2.2.7. Etude du vent sur le pignon, direction V_2 et V_3

a. Détermination C_{pe} pour parois verticales, direction du vent V_2 et V_3 :

Pour cette direction du vent, les dimensions sont les suivants :

- $b = 17,63m$
- $d = 23,18m$
- $h = 8,00 m$
- $e = \min [b, 2h]$
- $e = \min [17,63m; 16m] = 16m$
- $\rightarrow e = 16m < d = 23,18m.$

Conformément à l'article 5.1.2 (RNV 2013), il convient de diviser les parois de notre structure de cette manière:

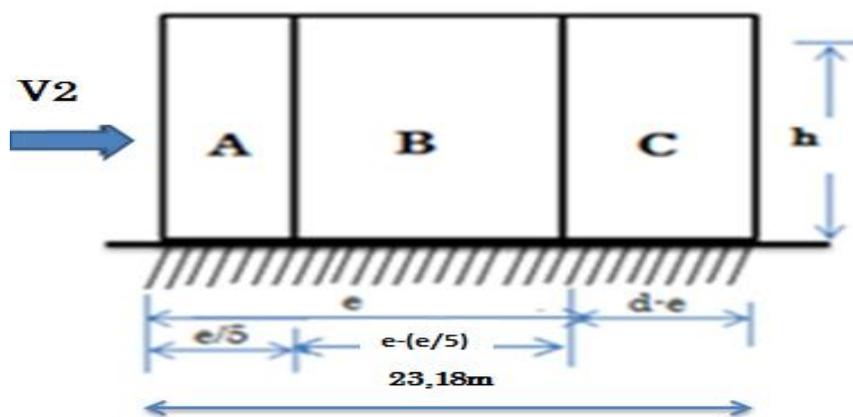


Figure II-8: Légende pour les parois verticales.

Les surfaces et les valeurs respectives des coefficients de pression extérieures (C_{pe}) correspondant à ces zones A, B, C, D, et E sont données dans le tableau suivant :

ZONE	A	B	C	D	E
Surface (m ²)	25,60	102,40	57,44	185,44	185,44
C_{Pe10}	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau II-6: Coefficients de pressions extérieures C_{pe} pour parois verticales, vent direction V_2 et V_3 .

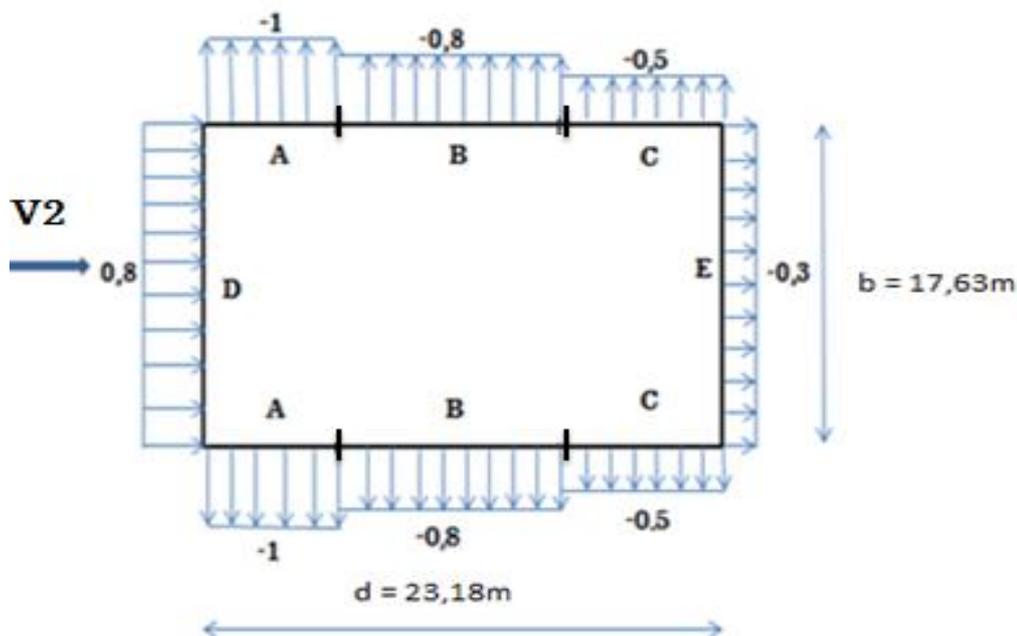


Figure II-9: Répartition du coefficient de pression extérieure sur parois verticales, direction du vent V_2 et V_3 .

c. Détermination C_{pe} pour la toiture, direction du vent V_2 et V_3 :

Selon l'article 5.1.5.2 RNV version 2013

$(\theta=90^\circ)$ $\left\{ \begin{array}{l} b = 17,63 \text{ m} \\ d = 23,18 \text{ m} \\ h = 08,00 \text{ m} \\ e = \min [b, 2h] = \min [17,63; 16] = 16\text{m} \end{array} \right.$

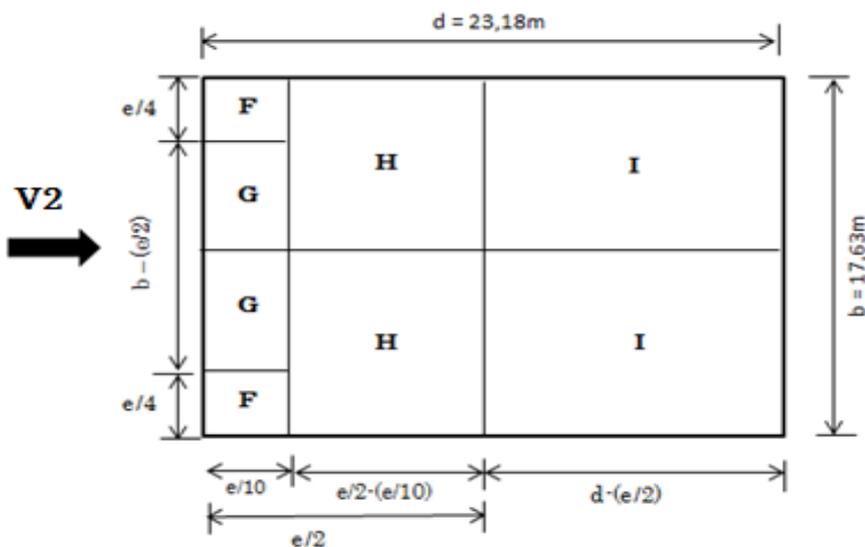


Figure II-10: Zones de pression pour la toiture, direction du vent V_2 et V_3 .

Les surfaces des zones F, G, H, et I sont calculés dans le tableau suivant:

Zone	F		G		H		I	
Dimension géométrique (m)	e/4	e/10	[b-(e/2)]/2	e/10	(e/2)-(e/10)	b/2	d-(e/2)	b/2
	4,00	1,60	4,815	1,60	6,4	8,81	15,18	8,81
Surface (m ²)	6,40		7,70		56,41		133,73	

Tableau II-7: Surfaces des zones de vent de la toiture, vent direction V₂ et V₃.

On remarque d'après le tableau ci-dessus que les zones H et I sont supérieures à 10m² (S > 10m²), donc C_{pe} = C_{pe10}, ni au moins pour la zone F et G, est comprise entre 1m² et 10m² donc C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) * log₁₀(S) [article 5.1.1 RNV 2013].

Les surfaces et les valeurs respectives des coefficients C_{pe} correspondant à ces zones F, G, H, et I sont données par le tableau suivant :

Zone	F	G	H	I
Angle d'inclinaison α = 9,78°	C _{pe}	C _{pe}	C _{pe10}	C _{pe10}
	-1,57	-1,38	-0,65	-0,55

Tableau II-8: Valeurs des coefficients C_{pe} pour la toiture, direction du vent V₂ et V₃.

NB: Les valeurs des coefficients de pression extérieures sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même Signe de C_{pe} (5°) et C_{pe} (15°) tirées du tableau 5.4 (RNV2013).

$$C_{pe}(9,78^\circ) = C_{pe}(5^\circ) + \frac{C_{pe}(15^\circ) - C_{pe}(5^\circ)}{15^\circ - 5^\circ} \times (9,78^\circ - 5^\circ)$$

II.3.2.2.8. Calcul coefficient de pression intérieur C_{pi}

Le coefficient de pression intérieur (C_{pi}) est calculé à partir de l'indice de perméabilité μ_p et le rapport h/d. L'indice de perméabilité μ_p à pour expression :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures ou } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}} \dots \dots \dots \text{ [Article 5.2.2.2 RNV.version 2013]}$$

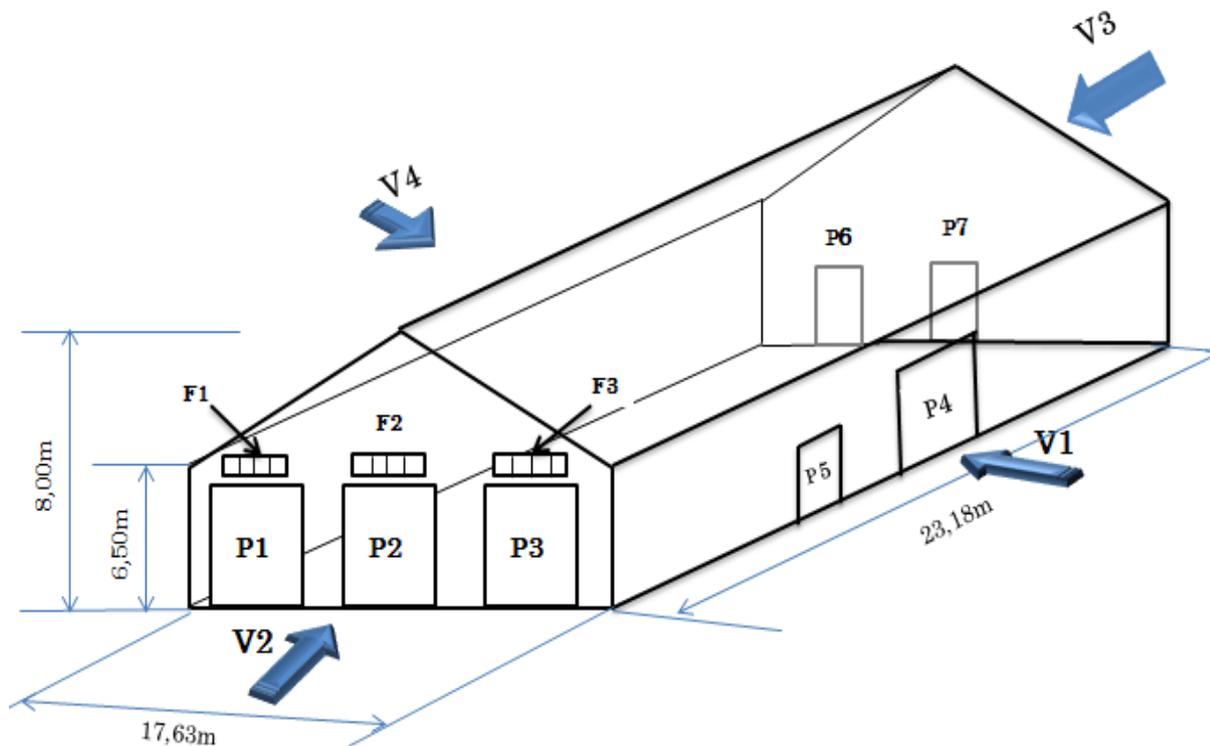


Figure II-11: Répartition des ouvertures.

Notre hangar possède :

- Trois portails et Trois fenêtres dans la façade pignon (Façade 2) de dimension :
 - $P1=P2=P3 = (4,93m \times 4,40m)$
 - $F1=F2=F3 = (4,30m \times 0,68m)$
- Un portail et une porte dans la façade long-pan (Façade 1) de dimension :
 - $P4 = (4,95m \times 4,40m)$
 - $P5 = (1,10m \times 2,00m)$
- Deux portes dans la façade pignon (Façade 3) de dimension
 - $P6=P7 = (1,50m \times 2,00m)$

Les surfaces:

$$S_{P1}=S_{P2}=S_{P3} = 4,93 \times 4,40 = 21,69 \text{ m}^2$$

$$S_{F1}=S_{F2}=S_{F3} = 4,30 \times 0,68 = 2,92 \text{ m}^2$$

$$S_{P4} = 4,95 \times 4,40 = 21,78 \text{ m}^2$$

$$S_{P5} = 1,10 \times 2 = 2,20 \text{ m}^2$$

$$S_{P6}=S_{P7} = 1,5 \times 2 = 3 \text{ m}^2$$

Selon l'article 5.2.2.2 RNV 2013, le coefficient de pression intérieure C_{pi} est déterminé à partir de la figure 5.14 :

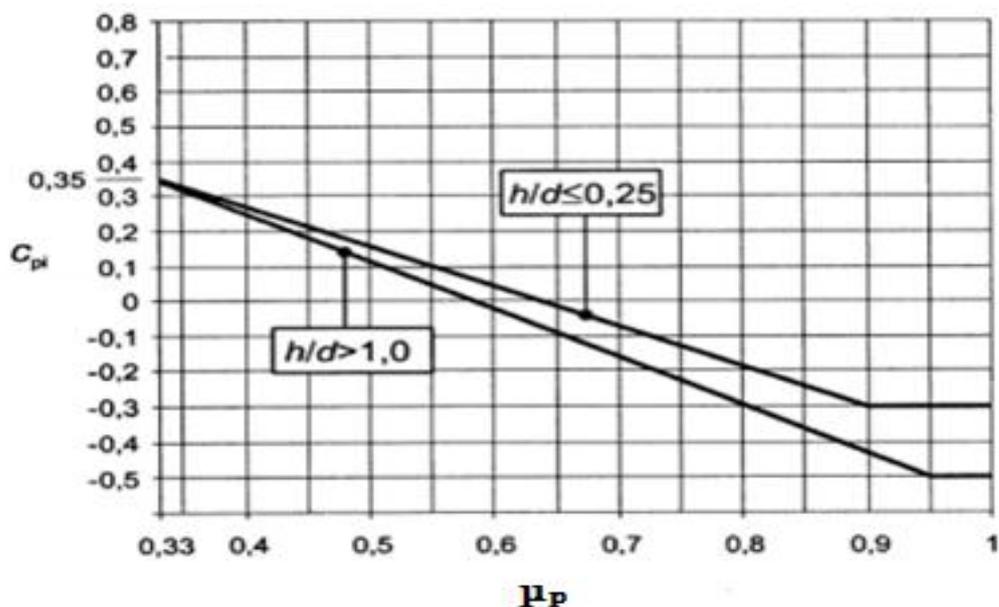


Figure II-12: Coefficients de pression intérieure applicables pour des ouvertures Uniformément réparties.

- Calcule l'indice de perméabilité μ_p pour la direction vent V_1 :

$$\mu_p = \frac{S_{P1}+S_{P2}+S_{P3}+S_{F1}+S_{F2}+S_{F3}+S_{P6}+S_{P7}}{S_T} = \frac{(21,69 \times 3) + (2,92 \times 3) + (3 \times 2)}{103,81}$$

$$\mu_p = 0,76$$

Le rapport $h/d = 8/17,63 = 0,45$ est compris entre $(h/d \leq 0,25)$ et $(h/d > 1)$, on utilise l'interpolation linéaire pour déterminer les valeurs de C_{pi} selon la note de figure 5.14 de RNV 2013, par projection sur les graphes illustres dans la figure.

Pour : $\mu_p = 0,76$ et $h/d \leq 0,25 \rightarrow C_{pi} = -0,15$

Pour : $\mu_p = 0,76$ et $h/d > 1 \rightarrow C_{pi} = -0,25$

$$C_{pi}(0,45) = (-0,15) + \frac{-0,25+0,15}{1-0,25} \times (0,45 - 0,25)$$

$$C_{pi} = -0,17$$

- Calcule l'indice de perméabilité μ_p pour la direction vent V_2 :

$$\mu_p = \frac{S_{P4}+S_{P5}+S_{P6}+S_{P7}}{S_T} = \frac{(21,78+2,2) + (3 \times 2)}{103,81}$$

$$\mu_p = 0,3$$

Le rapport $h/d = 8/23,18 = 0,35$ est compris entre ($h/d \leq 0,25$) et ($h/d > 1$) donc :

Pour : $\mu_p = 0,3$ et $h/d \leq 0,25 \rightarrow C_{pi} = 0,35$

Pour : $\mu_p = 0,3$ et $h/d > 1 \rightarrow C_{pi} = 0,35$

$$C_{pi}(0,35) = 0,35 + \frac{0,35-0,35}{1-0,25} \times (0,35 - 0,25)$$

$$C_{pi} = 0,35$$

- Calcule l'indice de perméabilité μ_p pour la direction vent V_3 :

$$\mu_p = \frac{S_{P1}+S_{P2}+S_{P3}+S_{F1}+S_{F2}+S_{F3}+S_{P4}+S_{P5}}{S_T} = \frac{(21,69 \times 3) + (2,92 \times 3) + 21,78 + 2,2}{103,81}$$

$$\mu_p = 0,94$$

Le rapport $h/d = 8/17,63 = 0,45$ est compris entre ($h/d \leq 0,25$) et ($h/d > 1$) donc :

Pour : $\mu_p = 97$ et $h/d \leq 0,25 \rightarrow C_{pi} = -0,30$

Pour : $\mu_p = 97$ et $h/d > 1 \rightarrow C_{pi} = -0,50$

$$C_{pi}(0,45) = (-0,3) + \frac{-0,5+0,3}{1-0,25} \times (0,45 - 0,25)$$

$$C_{pi} = -0,35$$

- Calcule l'indice de perméabilité μ_p pour la direction vent V_4 :

$$\mu_p = \frac{S_{P1}+S_{P2}+S_{P3}+S_{F1}+S_{F2}+S_{F3}+S_{P4}+S_{P5}+S_{P6}+S_{P7}}{S_T} = \frac{(21,69 \times 3) + (2,92 \times 3) + 21,78 + 2,2 + (3 \times 2)}{100,81}$$

$$\mu_p = 1$$

Le rapport $h/d = 8/23,18 = 0,35$ est compris entre ($h/d \leq 0,25$) et ($h/d > 1$) donc :

Pour $\mu_p = 0,94$ et $h/d \leq 0,25 \rightarrow C_{pi} = -0,30$

Pour $\mu_p = 0,94$ et $h/d > 1 \rightarrow C_{pi} = -0,50$

$$C_{pi}(0,35) = (-0,3) + \frac{-0,5+0,3}{1-0,25} \times (0,35 - 0,25)$$

$$C_{pi} = -0,32$$

II.3.2.3. Calcul de la pression aérodynamique $W(z_j)$

L'ensemble des parois de notre structure ont une face extérieure et une autre intérieure donc, les pressions aérodynamiques $W(z_j)$ sont calculées à l'aide de la formule suivant :

$$W(z_j) = q_{p(z_e)} \cdot (C_{pe} - C_{pi}) \text{ [N/m}^2\text{]} \dots\dots\dots [\text{Article 2.5.2 RNV.version 2013}]$$

Après le calcul des coefficients, les résultats des pressions aérodynamiques du vent, pour l'ensemble des parois et pour les quatre directions du vent :

➤ Direction vent V_1 :

a. Pression aérodynamique pour parois verticales direction V_1 :

Zone	q_p [N/m ²]	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W(z_j)$ N/m ²
A	944,25	-1	-0.17	-0,83	-783,72
B	944,25	-0.8	-0.17	-0,63	-594,87
C	944,25	-0.5	-0.17	-0,33	-311,60
D	944,25	+0.8	-0.17	0,97	915,92
E	944,25	-0.3	-0.17	-0,13	-122,75

Tableau II-9: Valeurs de la pression aérodynamique sur parois verticales – direction vent V_1 (long pan).

b. Pression aérodynamique pour la toiture direction V_1 :

Zone	q_p [N/m ²]	C_{pe}		c_{pi}	$C_{pe} - c_{pi}$		$W(z_j)$ N/m ²	
		depression	suppression		depression	suppression	Depression	suppression
F	988,50	-1,49	0,095	-0.17	-1,32	0,265	-1304,82	261,95
G	988,50	-1,01	0,095	-0.17	-0,84	0,265	-830,34	261,95
H	988,50	-0,45	0,095	-0.17	-0,28	0,265	-276,78	261,95
J	988,50	-0,79	0,104	-0.17	-0,62	0,274	-612,87	270,85
I	988,50	-0,50	-0,31	-0.17	-0,33	-0,14	-326,20	-138,39

Tableau II-10: Valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture– direction vent V_1 (long pan).

➤ Direction vent V_3 :

a. Pression aérodynamique pour parois verticales direction V_3 :

Zone	q_p [N/m ²]	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W(z_j)$ N/m ²
A	944,25	-1	-0.35	-0,65	-613,7625
B	944,25	-0.8	-0.35	-0,45	-424,9125
C	944,25	-0.5	-0.35	-0,15	-141,6375
D	944,25	+0.8	-0.35	1,15	1085,8875
E	944,25	-0.3	-0.35	0,05	47,2125

Tableau II-11: Valeurs de la pression aérodynamique sur parois verticales – direction vent V_4 (long pan).

b. Pression aérodynamique pour la toiture direction V_3 :

Zone	q_p [N/m ²]	C_{pe}		C_{pi}	$C_{pe} - c_{pi}$		$W(z_j)$ N/m ²	
		dépression	suppression		dépression	suppression	dépression	suppression
F	988,50	-1,49	0,095	-0.35	-1,14	0,445	-1126,89	439,8825
G	988,50	-1,01	0,095	-0.35	-0,66	0,445	-652,41	439,8825
H	988,50	-0,45	0,095	-0.35	-0,1	0,445	-98,85	439,8825
J	988,50	-0,79	0,104	-0.35	-0,44	0,454	-434,94	448,779
I	988,50	-0,50	-0,31	-0.35	-0,15	0,04	-148,275	39,540

Tableau II.12: Valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture– direction vent V_4 (long pan).

➤ Direction vent V_2 :

a. Pression aérodynamique pour parois verticales direction V_2 :

Zone	q_p [N/m ²]	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W(z_j)$ N/m ²
A	944,25	-1	0.35	-1,35	-1274,738
B	944,25	-0.8	0.35	-1,15	-1085,888
C	944,25	-0.5	0.35	-0,85	-802,6125
D	944,25	+0.8	0.35	0,45	424,9125
E	944,25	-0.3	0.35	-0,65	-613,7625

Tableau 13: Valeurs de la pression aérodynamique sur parois verticales – direction vent V_2 (pignon).

b. Pression aérodynamique pour la toiture direction V_2 :

Zone	q_p [N/m ²]	c_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - c_{pi}$	$W(z_j)$ N/m ²
F	988,50	-1,57	0.35	-1,92	-1897,92
G	988,50	-1,38	0.35	-1,73	-1631,025
H	988,50	-0,65	0.35	-1	-988,5
I	988,50	-0,55	0.35	-0,9	-889,65

Tableau II-14: Valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture– direction vent V_2 (pignon).➤ Direction vent V_4 :a. Pression aérodynamique pour parois verticales direction V_4 :

Zone	q_p [N/m ²]	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W(z_j)$ N/m ²
A	944,25	-1	-0.32	-0,68	-642,09
B	944,25	-0.8	-0.32	-0,48	-453,24
C	944,25	-0.5	-0.32	-0,18	-169,965
D	944,25	+0.8	-0.32	1,12	1057,56
E	944,25	-0.3	-0.32	0,02	18,885

Tableau II-15: Valeurs de la pression aérodynamique sur parois verticales – direction vent V_3 (pignon).b. Pression aérodynamique pour la toiture direction V_4 :

Zone	q_p [N/m ²]	c_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - c_{pi}$	$W(z_j)$ N/m ²
F	988,50	-1,57	-0.32	-1,25	-1235,625
G	988,50	-1,38	-0.32	-1,06	-1047,81
H	988,50	-0,65	-0.32	-0,33	-326,205
I	988,50	-0,55	-0.32	-0,23	-227,355

Tableau II-16: Valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture– direction vent V_3 (pignon).

II.4. Forces de frottements

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés. Lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent (au sous le vent).

(Article 2.6.3 RNVA 2013)

II.4.1. Dans le cas la direction du vent elle est perpendiculaire au long pan (V_1)

II.4.1.1. Calcul des surfaces parallèles au vent

➤ Les surfaces des deux pignons :

$$- [(17,63 \times 6,5) + (1,5 \times 8,815)] \times 2 = 255,635 \text{ m}^2.$$

➤ La toiture qui est faiblement inclinée par rapport de la direction du vent :

$$- \frac{1,5}{\sin 9,78} \times 23,18 \times 2 = 409,38 \text{ m}^2.$$

$$\Sigma \text{ Surface des parois parallèle} = 665,015 \text{ m}^2$$

II.4.1.2. Calcul des surfaces perpendiculaire au vent (et sous le vent)

➤ Les surfaces des deux longs pans :

$$- 23,18 \times 6,5 \times 2 = 301,34 \text{ m}^2.$$

Vérification de la condition (Article 2.6.3 RNV 2013)

Les surfaces parallèles au vent $\leq 4 \times$ les surfaces perpendiculaires au vent
 $665,015 \text{ m}^2 \leq 4 \times 301,34 \text{ m}^2 \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

→Donc on doit négliger l'effet de frottement cas de vent perpendiculaire au long pan.

II.4.2. Dans le cas la direction du vent elle est perpendiculaire au pignon (V_2)

II.4.2.1. Calcul des surfaces parallèles au vent

➤ Les surfaces des deux longs pans:

$$- 23,18 \times 6,5 \times 2 = 301,34 \text{ m}^2$$

➤ La toiture qui est faiblement inclinée par rapport de la direction du vent :

$$- \frac{1,5}{\sin 9,78} \times 23,18 \times 2 = 409,38 \text{ m}^2$$

$$\Sigma \text{ Surface des parois parallèle} = 710,72 \text{ m}^2$$

II.4.2.2. Calcul des surfaces perpendiculaire au vent (et sous le vent)

- Les surfaces des deux pignons :

$$[(17,63 \times 6,5) + (8,815 \times 1,5)] \times 2 = 255,635 \text{ m}^2$$

Vérification de la condition (Article 2.6.3 RNV 2013)

Les surfaces parallèles au vent $\leq 4 \times$ les surfaces perpendiculaires au vent

$$710,72 \text{ m}^2 \leq 4 \times 255,635 = 1022,54 \text{ m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

→Donc on doit négliger l'effet de frottement cas de vent perpendiculaire au pignon

Puisque la condition est vérifiée donc les effets de frottement du vent sont négligés.

II.5. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons fourni les principes généraux et procédures pour déterminer les charges agissantes sur la structure étudiée (charges permanentes, surcharges d'exploitations et surcharges climatiques).

Les résultats trouvés seront utilisés dans le dimensionnement et la modélisation de la structure (chargement des différents éléments).

CHAPITRE III

Calcul des éléments secondaire

III. Introduction

Dans cette partie, on procédera au calcul des différents éléments résistante qui constituent l'ossature secondaire du hangar, et qui sont soumis aux différents chargements, et de déterminer les sections des profilés qui convient à chaque éléments. Les formules utilisées et les méthodes de calcul sont tirées de l'eurocode 3 et CCM97.

Les éléments de la toiture qu'on va dimensionner sont : la couverture, les pannes, les liernes, l'échantignole, les lisses, les potelets est contreventements.

III.1. Panneau de couverture et de bardage

Pour choisir le panneau de couverture et de bardage qui convient à notre hangar, on doit savoir la charge du vent maximal qui sollicitant la toiture, et le nombre d'appuis sur lesquels le panneau de couverture sera appuyé à fin de déterminer l'épaisseur de la couverture.

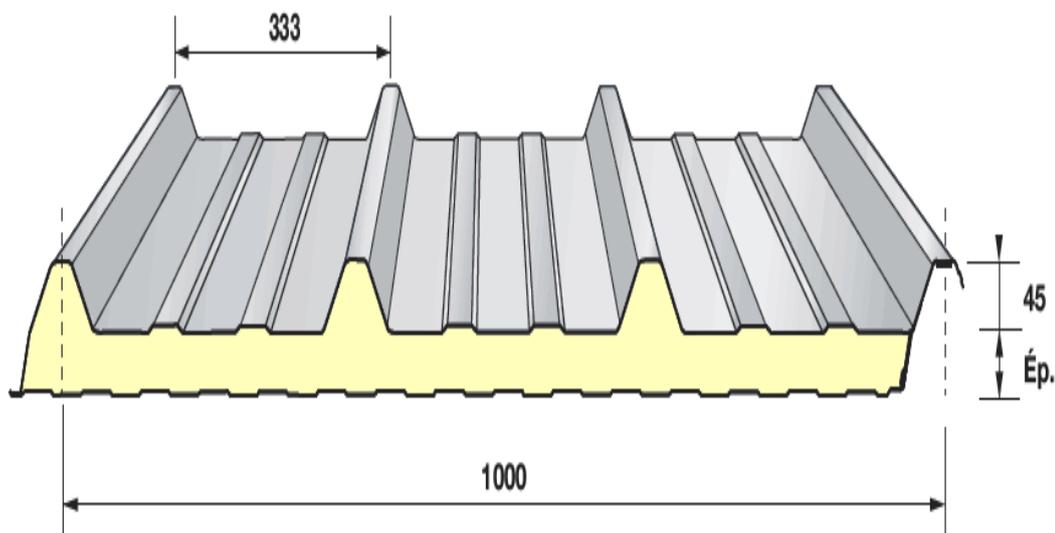


Figure III-1: panneau sandwich.

Pour notre cas, on a choisi une couverture de type 01(Annexe) panneau sandwich qui repose sur plusieurs appuis.

III.1.1. Détermination du poids de la couverture

Suivant la fiche technique (Annexe), on va choisir l'épaisseur de panneau de couverture en fonction de l'entre axe, et la charge maximale de vent. Dont les caractéristiques sont données dans le tableau ci-dessous :

SCHEMA HYPERSTATIQUE		Trois appuis							
Epaisseur de isolant mm	Charge descendante répartie (daN/m ²)								
	50	75	100	125	150	175	200	250	300
30	5,23	4,27	3,7	3,31	3,02	2,8	2,62	2,34	2,14
40	5,5	4,53	3,93	3,51	3,21	2,97	2,78	2,48	2,27
50	5,5	4,8	4,16	3,72	3,39	3,15	2,94	2,63	2,4
60	6	5,06	4,39	3,92	3,58	3,32	3,1	2,77	2,53
80	6	5,67	4,92	4,4	4,01	3,72	3,48	3,11	2,84
100	6	6	5,44	4,87	4,44	4,11	3,85	3,44	3,14
120	6	6	6	5,91	5,44	5,06	4,77	4,31	3,97

Tableau III-1: Fiche technique des panneaux sandwichs de couverture.

Dans notre cas, la charge maximal du vent sur la toiture est celle de la zone **F** cas de dépression qui correspond à :

$$W = -189,92 \text{ N /m}^2 \longrightarrow W = -189,792 \text{ daN/m}^2$$

D’après le tableau précédent, on voit bien que pour un panneau de 30mm d’épaisseur reposent sur des pannes espacées de 2,62 m correspond une charge maximale de 200 daN/m² ce qui convient à notre cas ($W = 189,792 \text{ daN/m}^2 < 200 \text{ daN/m}^2$). Donc on adopte un panneau de couverture d’épaisseur 30mm ce qui donne un poids de 9,65 Kg/m² comme le montre le tableau suivant :

EPAISSEUR DE PANNEAU mm	K COEFFICIENT DE TRANSMISSION THERMIQUE		POIDS DE PANNEAU AVEC TÔLES EN ACIER EXTERNE ET INTERNE 0,5 mm kg / m ²
	Kcal / m ² h C	Watt / m ² K	
30	0,47	0,54	9,65
40	0,38	0,44	10,05
50	0,31	0,36	10,45
60	0,27	0,31	10,85
80	0,21	0,24	11,65
100	0,17	0,19	12,45
120	0,14	0,16	13,25

Tableau III-2: Le poids propre du panneau correspondant à chaque épaisseur.

III.2. Dimensionnement des pannes

III.2.1. Définition

Les pannes sont des poutres destinées à transmettre les charges et surcharges s’appliquant sur la couverture à la traverse ou bien à la ferme. En outre, elles peuvent agir comme éléments comprimés en tant que partie du système de contreventement et participent à la stabilisation vis-à-vis du déversement de la traverse. Elles sont disposées parallèlement à la ligne de faitage et réalisées soit en profilés formés à chaud

en (I), ou bien en (U), soit en profilés formés à froid en (Z), (U), (Σ) ou en treillis pour les portées supérieures à 6m. Les pannes sont posées sur les traverses ou fermes et fixées par boulonnage, à l'aide d'échantignoles, la figure ci-dessous nous montre la disposition de la panne sur la toiture:



Figure III-2: La disposition de la panne sur la toiture.

III.2.2. Espacements entre les pannes

L'espacement entre les pannes est déterminé en fonction de la portée admissible de la couverture.

Pour le calcul de l'entre axe, on choisit $e \in [1,2m ; 2m]$

$$\cos(\alpha) = \frac{(17,63/2)}{L_V} \Rightarrow L_V = \frac{(17,63/2)}{\cos(9,78)} \Rightarrow L_V = 8,94m$$

On prend un espacement entre les pannes de 1,45 m (6 fois) et au deux extrémité 0,12 m.

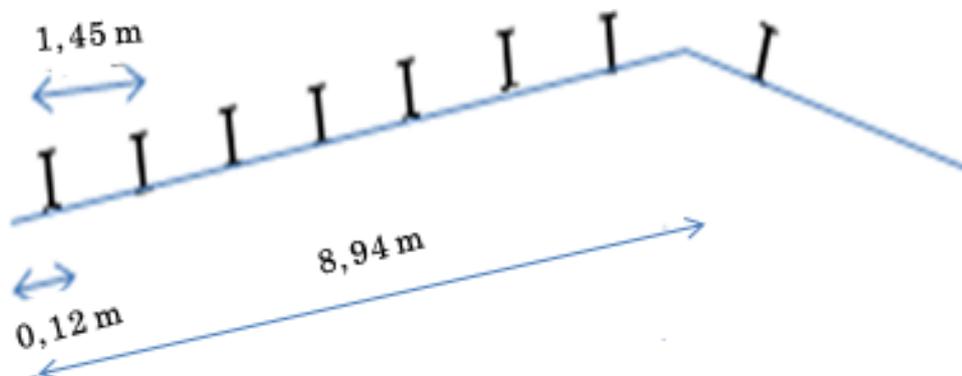


Figure III-3: Disposition des pannes sur le versant de la toiture.

III.2.3. Données de calculs

- Espacement entre deux pannes : $e = 1,45\text{m}$
- On dispose de 7 lignes de pannes sur chaque versant de toiture.
- la pente de chaque versant est $\alpha = 9.78^\circ$
- Type de panne : IPE
- Poids propre de la panne (estimé IPE140) $G=12,9\text{Kg/ml}$
- Les pannes sont en acier S235.
- $f_y = 235\text{ MPa}$ (La limite d'élasticité de l'acier)
- Poids propre de la couverture (panneau sandwich) $G=9,65\text{kg/m}^2$

III.2.4. Principe de dimensionnement

Les pannes fonctionnent en flexion déviée car elles sont posées inclinées d'un angle α , qui est égale à la pente des versants de la toiture. Elles sont en effet soumises à:

- Une charge verticale : le poids propre de la panne et de la couverture, et la charge de neige et d'exploitation appliqué à son centre de gravité suivant la verticale, cette charge est décomposée en une composante parallèle à l'âme de la panne et une autre composante parallèle à la semelle.
- Une charge oblique : due au vent parallèle à l'âme de la panne.

Les pannes sont dimensionnées à fin de satisfaire simultanément :

- Les conditions de résistance (ELU : flexion + cisaillement).
- Phénomènes d'instabilités (ELU : déversement).
- Les conditions de la flèche (ELS).

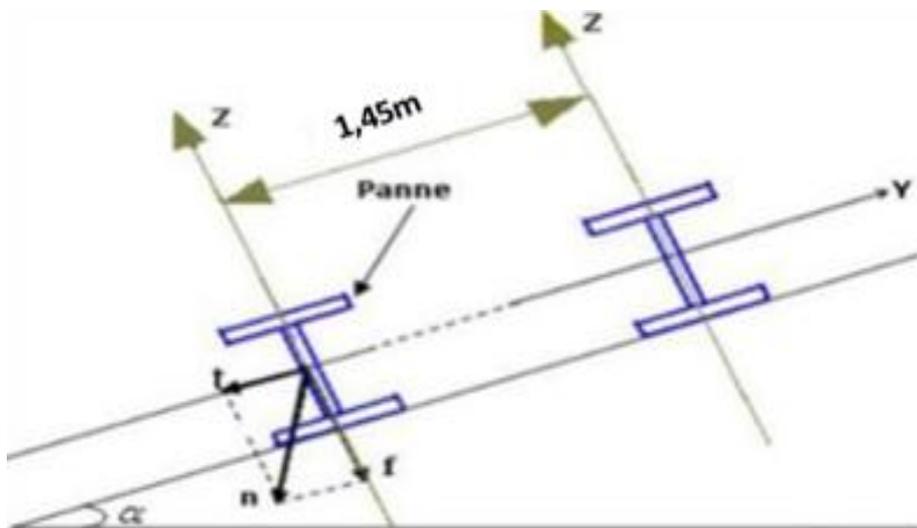


Figure III-4: Orientation des charges sur les pannes.

III.2.5. Évaluation des charges et surcharges

Les charges à prendre en considération :

- Charges permanentes (G)
- Surcharges d'entretien (Q)
- Action de la neige
- Action du vent

a. Charges permanentes (G) :

Elles comprennent le poids propre de la couverture et accessoires de pose, ainsi que le poids propre des pannes estimé.

- Poids propre du panneau sandwich : $9,65\text{Kg/m}^2$
- Poids des accessoires estimé : 5Kg/m^2
- Poids de la panne estimé : $12,9\text{Kg/m}$

$$G = (G_{\text{Couverture}} + G_{\text{Accessoires}}) \times e + G_{\text{panne}}$$

Tel que : e : espacement entre les pannes

$$G = [(9,65 + 5) \times 1,45] + 12,9 \rightarrow G = 34,14\text{Kg/ml}$$

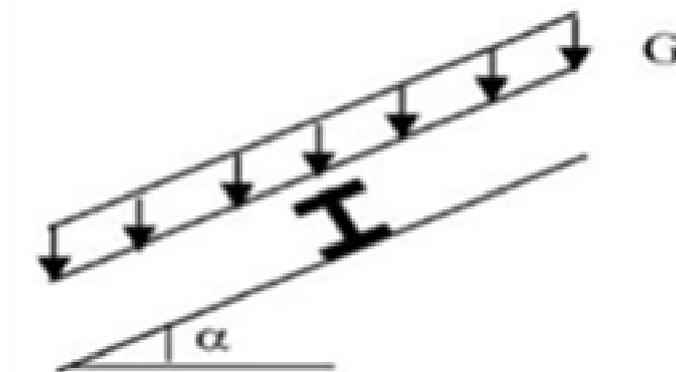


Figure III-5: Schéma statique des charges permanente G sur les pannes.

b. Surcharges d'entretien (Q) :

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

La charge uniformément répartie (P) due aux surcharges d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments maximaux dû à « P » et aux charges ponctuelles « P' ».

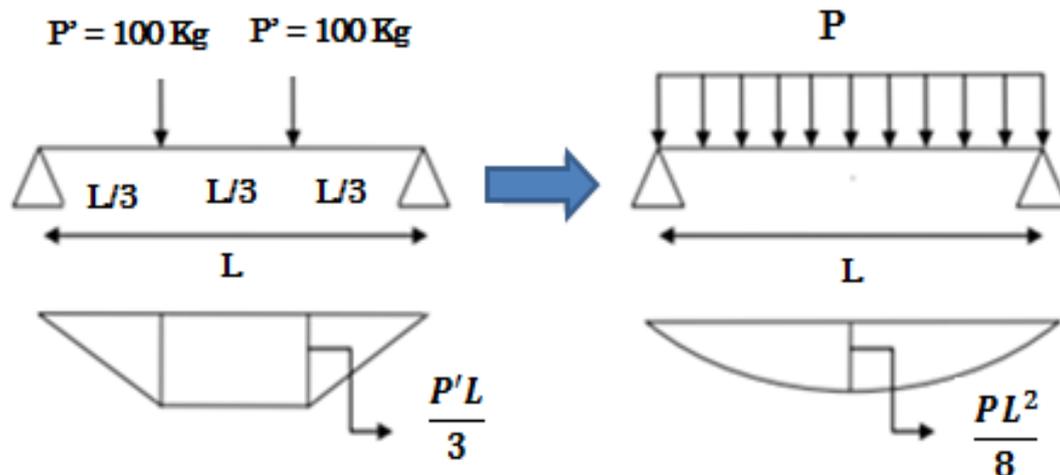


Figure III-6: schéma statique de la poutre équivalente.

$$M_{\max} = P' \times (L / 3) = P \times (L^2 / 8)$$

$$P' \times (L / 3) = P \times (L^2 / 8) \rightarrow 8P'L = 3PL^2 \rightarrow P = 8P' / 3L$$

$$P = (8 \times 100) / (3 \times 5,8) \rightarrow P = 45,97 \text{ Kg/ml}$$

c. Surcharge climatique :

c.1) Surcharge due au vent (W) :

Pour le calcul des pannes, les actions du vent sont multiplies par “e” pour avoir les charges en (KN).

Dans notre cas, la charge maximal du vent sur la toiture est celle de la zone F cas de dépression qui correspond à :

$$W = -1897,92 \text{ N/m}^2$$

$$W = -1897,92 \times 1,45 = -2751,98 \text{ N/m} \rightarrow W = -2,752 \text{ KN / ml}$$

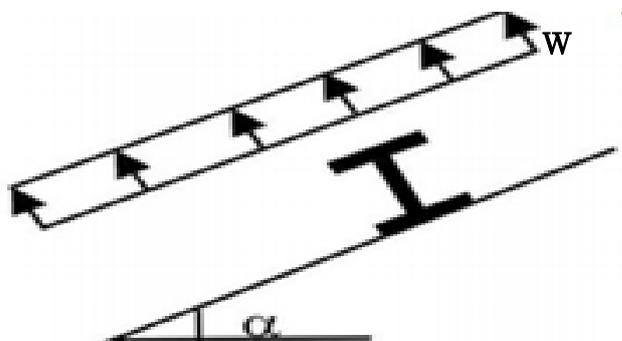


Figure III-7: Schéma statique de la surcharge climatique du vent.

c.2) Surcharge due à la neige (S) :

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

Charge de la neige sur la toiture : $S = 0,0976 \text{ KN/m}^2 = 97,6 \text{ N/m}^2$

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

$$- S_p = 97,6 \times \cos(9,78) = 96,18 \text{ N/m}^2$$

$$- S_p = 96,18 \times 1,45 = 139,46 \text{ N/m} \rightarrow S_{zz} = 0,139 \text{ KN/m}$$

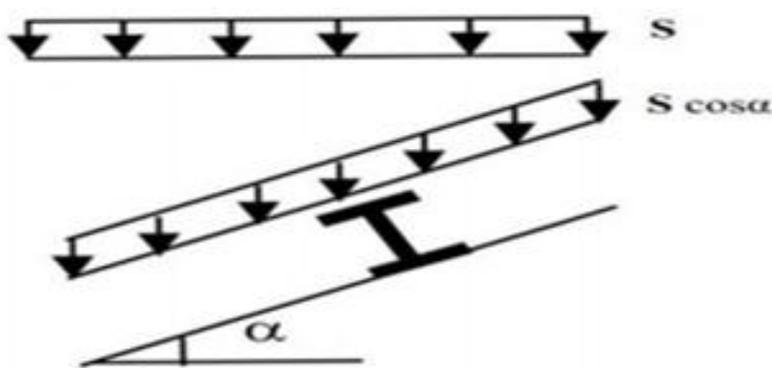


Figure III-8: Schéma statique de panne sous surcharge de la neige.

III.2.6. Décomposition des charges

On calcul les composantes de chaque charge suivant les deux axes principaux de la panne, étant donné l'inclinaison de la toiture est $\alpha = 9.78^\circ$ nous avons donc :

➤ **Décomposition des charges suivant l'axe ZZ :**

$$G_{zz} = G \cos \alpha = 0,341 \cos(9,78) = 0,336 \text{ KN/m.}$$

$$Q_{zz} = Q \cos \alpha = 0,4597 \cos(9,78) = 0,453 \text{ KN/m.}$$

$$W_{zz} = W = -2,752 \text{ KN/m.}$$

$$S_{zz} = 0,139 \text{ KN/m.}$$

➤ **Suivant l'axe YY :**

$$G_{yy} = G \sin \alpha = 0,0579 \text{ KN/m.}$$

$$Q_{yy} = Q \sin \alpha = 0,0781 \text{ KN/m.}$$

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

$$S_{yy} = S_p \sin \alpha = 0,024 \text{ KN/m}$$

III.2.7. Les combinaisons d’actions

Après avoir défini les deux charge Q_y et Q_z de la résultante Q on peut les combiner. Les résultats sont portés dans le tableau suivant :

	Combinaisons	Axe zz [KN/m]	Axe yy [KN/m]
Q_{ELU}	1,35G + 1,5Q	1,133	0,195
	1,35G + 1,5S	0,660	0,113
	G + 1,5W	-3,792	0,058
Q_{ELS}	G + Q	0,789	0,136
	G + S	0,473	0,081
	G - W	3,088	0,058

Tableau III-3: Combinaisons d’actions à l'ELU et l'ELS.

Selon le tableau précédent les combinaisons les plus défavorables sont :

➤ ELU :

Axe zz: $G + 1,5W = -3,792 \text{ KN/m}$

Axe yy: $1,35G + 1,5Q = 0,195 \text{ KN/m}$

➤ ELS:

Axe zz: $G - W = 3,088 \text{ KN/m}$

Axe yy: $G + Q = 0,136 \text{ KN/m}$

III.2.8. Dimensionnement par critère de flèche

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

Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargé (axe zz) :

$$f_z = \frac{5 \times Q_z \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} \text{ (Toiture en général)..... [Article 4.2 tableau 4.1 CCM97]}$$

Tel que:

- E = 210000 MPa, le module de Yong de l’acier.
- L : La longueur de la panne ; L = 5,8m
- Q_z : La charge la plus défavorable à l’ELS suivant l’axe zz

$$D'où: I_y \geq \frac{5 \times Q_z \times L^3 \times 200}{384 \times E} \rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 2,715 \times 10^{-2} \times 580^3 \times 200}{384 \times 21000} \rightarrow I_y \geq 656,90 \text{ cm}^4$$

➤ Choix de profilé:

D'après le tableau des profilés d'IPE qui satisfait la condition de la flèche à ELS est un IPE160.

Les caractéristique et les dimensions du profile IPE160 sont résumé dans le tableau suivant :

Profil	Poids	Dimensions					Caractéristiques					Classe
	P Kg/m	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	A _{vz} cm ²	A _{vy} cm ²	
IPE160	15,8	160	82	7,4	5,0	869,3	68,28	123,9	26,1	9,7	12,8	01

Tableau III-4: Caractéristique du profilé IPE160.

➤ Poids propre réel :

$$G = [(9,65 + 5) \times 1,45] + 15,8 \rightarrow G = 37,04 \text{ Kg/ml} = 0,3704 \text{ KN/ml}$$

➤ Poids propre suivant l'axe ZZ :

$$G = 0,3704 \times \cos(9,78^\circ) = 0,365 \text{ KN/ml}$$

➤ Poids propre suivant l'axe YY :

$$G = 0,3704 \times \sin(9,78^\circ) = 0,063 \text{ KN/ml}$$

Les combinaisons des charges sont résumées dans le tableau suivant:

	Combinaisons	Axe zz [KN/m]	Axe yy [KN/m]
Q _{ELU}	1,35G + 1,5Q	1,172	0,202
	1,35G + 1,5S	0,698	0,120
	G + 1,5W	-3,763	0,063
Q _{ELS}	G + Q	0,818	0,141
	G + S	0,502	0,086
	G - W	3,117	0,063

Tableau III-5: Les combinaisons d'actions à l'ELU et l'ELS pour poids propre d'IPE 160.

Selon le tableau précédent les combinaisons les plus défavorables sont :

➤ ELU :

Axe zz: $G + 1,5W = -3,763 \text{ KN/m}$

Axe yy: $1,35G + 1,5Q = 0,202 \text{ KN/m}$

➤ ELS:

Axe zz: $G - W = 3,117 \text{ KN/m}$

Axe yy: $G + Q = 0,141 \text{ KN/m}$

III.2.9. Vérification des pannes

III.2.9.1. Vérification la flèche

On vérifie la flèche à l'ELS dans les deux directions:

- $f_z \leq f_{adm}$

Avec : $f_{adm} = \frac{L}{200}$ (Toiture en général)... [Article 4.2 tableau 4.1 CCM97]

- $f_y \leq f_{adm}$

➤ **Vérification la flèche (suivant l'axe ZZ) sur trois appuis:**

$$f_z = \frac{5 \times Q_z \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} \text{ (Toiture en général)..... [Article 4.2 tableau 4.1 CCM97]}$$

- $f_z = \frac{5 \times 3,117 \times 10^{-2} \times 580^4}{384 \times 21000 \times 869,3} = 2,51 \text{ cm}$

- $f_{adm} = \frac{580}{200} = 2,9 \text{ cm}$

$f_z = 2,51 \text{ cm} \leq f_{adm} = 2,9 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

➤ **Vérification la flèche (suivant l'axe YY) sur trois appuis:**

- $f_y = \frac{5 \times Q_y \times (L/2)^4}{384 \times E \times I_z} \leq f_{adm} = \frac{L}{200}$

- $f_y = \frac{5 \times 0,141 \times 10^{-2} \times 290^4}{384 \times 21000 \times 68,28} = 1,45 \text{ cm}$

$f_y = 1,45 \text{ cm} \leq f_{adm} = 2,9 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

III.2.9.2. Condition de la résistance (ELU)

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

III.2.9.2.1. Vérification à la flexion déviée

D'après le règlement « CCM97 » la résistance à la flexion déviée du profile est vérifiée si la condition suivante est satisfaite :

$$\left(\frac{M_{y\ sd}}{M_{Ny\ Rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z\ sd}}{M_{Nz\ Rd}}\right)^\beta \leq 1 \dots\dots\dots [\text{Article 5.4.8.1 (5.35) CCM97}]$$

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

$$\alpha = 2 \text{ (pour les profile en D) et } \beta = 5n > 1 ; \text{ avec } n = \frac{N}{N_{pl}}$$

Dans notre cas l'effort normal $N = 0$ donc $\beta = 1$

- $M_{y, sd}$: Moment fléchissant de calcul autour de l'axe y-y causé par la charge $Q_{z, sd}$.
- $M_{z, sd}$: Moment fléchissant de calcul autour de l'axe z-z causé par la charge $Q_{y, sd}$.
- $M_{Ny, Rd}$: Moment fléchissant de résistance plastique suivant l'axe y – y.
- $M_{Nz, Rd}$: Moment fléchissant de résistance plastique suivant l'axe z – z.

➤ Détermination des sollicitations :

- Détermination des sollicitations autour de l'axe yy :

$$- M_{y\ sd} = \frac{Q_z\ sd \times L^2}{8} = \frac{3,763 \times 5,8^2}{8} \rightarrow M_{y\ sd} = 15,82 \text{ KN.m}$$

$$- M_{ply\ Rd} = W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma m_0} = 123,9 \times 10^{-3} \times \frac{235}{1,1} \rightarrow M_{ply\ Rd} = 26,47 \text{ KN.m}$$

- Détermination des sollicitations autour de l'axe zz :

$$- M_{z\ sd} = \frac{Q_y\ sd \times (L/2)^2}{8} = \frac{0,202 \times 2,9^2}{8} \rightarrow M_{z\ sd} = 0,21 \text{ KN.m}$$

$$- M_{plz\ Rd} = W_{plz} \cdot \frac{f_y}{\gamma m_0} = 26,1 \times 10^{-3} \times \frac{235}{1,1} \rightarrow M_{plz\ Rd} = 5,57 \text{ KN.m}$$

$$D'où: \left(\frac{15,82}{26,47}\right)^2 + \left(\frac{0,21}{5,57}\right)^1 = 0,39 \leq 1 \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

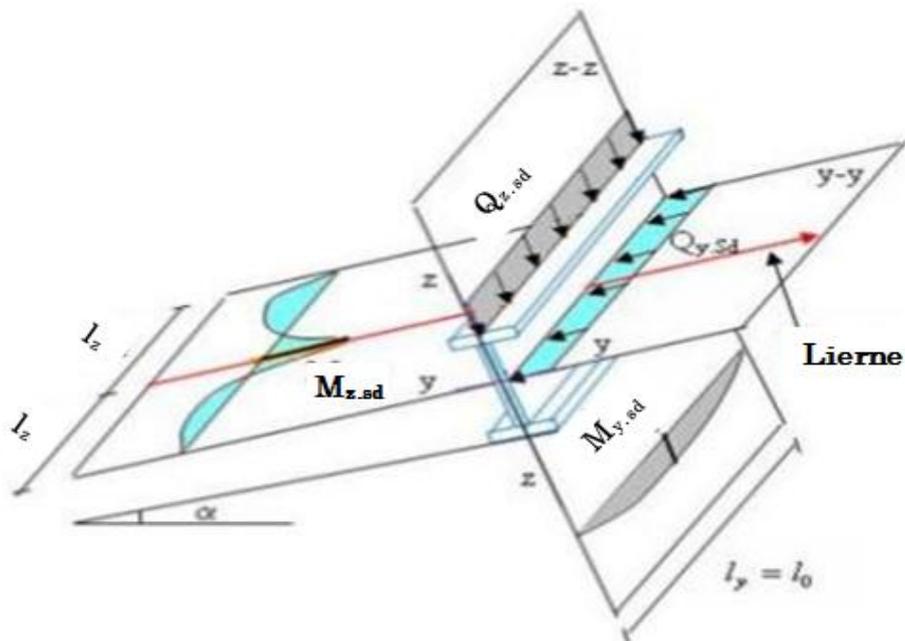


Figure III-9: Panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement.

III.2.9.2.2. Vérification au cisaillement

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

$$V_{z\ sd} \leq V_{plz.Rd}$$

$$V_{y\ sd} \leq V_{ply.Rd}$$

a. Vérification à l'effort de cisaillement suivant l'axe zz :

$$- V_{z\ sd} = \frac{Q_z \times L/2}{2} = \frac{3,763 \times 2,9}{2} \rightarrow V_{z\ sd} = 10,91\text{ KN}$$

$$- V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = \frac{9,7 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{\sqrt{3} \times 1,1} \rightarrow V_{plz.Rd} = 119,64\text{ KN}$$

$V_{z\ sd} = 10,91\text{ KN} \leq V_{plz.Rd} = 119,64\text{ KN}$ La Condition est vérifiée.

b. Vérification à l'effort de cisaillement suivant l'axe yy :

$$- V_{y\ sd} = 1,25 \times \frac{Q_y \times L}{2} = 1,25 \times \frac{0,202 \times 5,8}{2} \rightarrow V_{y\ sd} = 0,585\text{ KN}$$

$$- V_{ply.Rd} = \frac{A_{vy} \times f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = \frac{12,8 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{\sqrt{3} \times 1,1} \rightarrow V_{ply.Rd} = 157,87\text{ KN}$$

$V_{y\ sd} = 0,585\text{ KN} \leq V_{ply.Rd} = 157,87\text{ KN}$ La Condition est vérifiée.

III.2.9.2.3. Stabilité au voilement par cisaillement

La résistance au voilement par cisaillement doit être vérifiée pour les âmes non raidies comme il est indiqué au chapitre 5.6.1 [CCM97].

Si $\frac{d}{tw} \leq 69 \varepsilon$, il n'est pas nécessaire de vérifier le voilement par cisaillement.

Le profilé étant un IPE160, on aura donc :

$$\frac{d}{tw} = \frac{127,5}{5} = 25,44$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\rightarrow \frac{d}{tw} = 25,44 \leq 69 \varepsilon = 69$$

Donc il n'y a pas lieu de vérifier le voilement par cisaillement.

III.2.9.2.4. Vérification au déversement

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

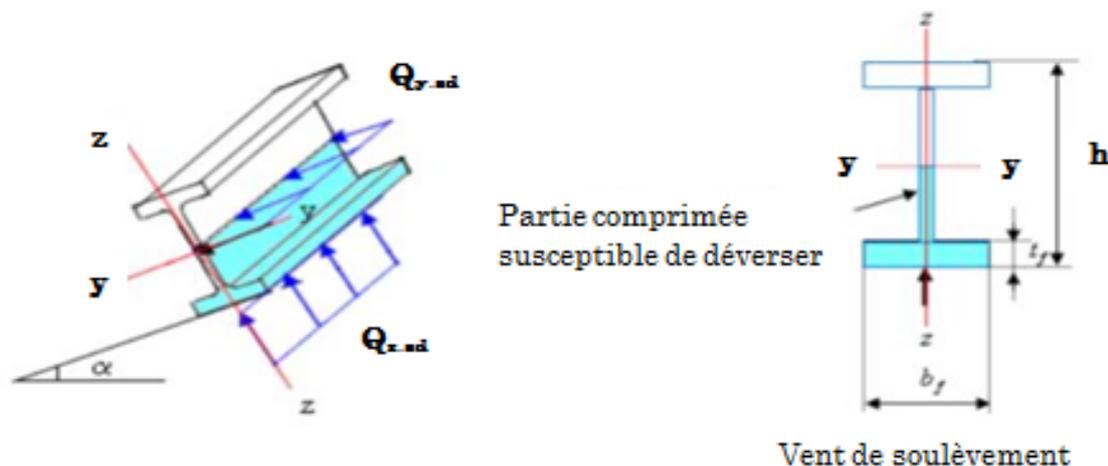


Figure III-10: Représentation de phénomène de déversement dans la semelle inférieure.

Le CCM 97 donne la formule suivante pour la vérification du déversement d'un élément comprimé et fléchi [Article 5.5.2 CCM 97] :

$$M_{ysd} \leq M_{bRd}$$

$$\text{Avec : } M_{bRd} = \frac{X_{lt} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$\text{Pour le calcul de } X_{lt} \text{ on a la formule: } X_{lt} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \text{ avec } X_{lt} \leq 1$$

Tel que :

- $\beta_w = 1$ pour les sections transversales de classe 1 ou 2
- M_{bRd} : moment résistant de déversement.
- X_{IT} = Coefficient de réduction pour déversement, qui en fonction de l'élanement réduite.
- ϕ_{LT} : Coefficient d'imperfction $\phi_{LT} = 0,5 \times [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$
- $\alpha_{LT} = 0,21$ (facteur d'imperfction pour les profils laminés)

On a: la classe de profile est de classe 01 donc $\beta_w = 1$.

Et : $\gamma_{m1} = 1,1$

- $\bar{\lambda}_{LT}$: L'élanement de déversement $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\beta_w} \times \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}$

Avec : $\lambda_1 = 93,9 \quad \varepsilon = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 93,9$

Pour les poutres à section constante et doublement symétrique on peut utiliser la formule approximative ci-après qui place en sécurité: $\lambda_{LT} = \frac{l/i_z}{\sqrt{c1 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}}}$

Tel que:

- C_1 : Facteur dépendant des conditions de charge et d'encastrement, dans notre cas $C_1 = 1,132$ [Annexe B tableau B.1.3 CCM97]
- l : Position de maintien latéral = $L/2 = 290$ cm
- $h = 16$ cm
- $t_f = 0,74$ cm
- $i_z = 1,84$ cm

$$\rightarrow \lambda_{LT} = \frac{290/1,84}{\sqrt{1,132 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{290/1,84}{16/0,74} \right)^2 \right]^{0,25}}} = 107,12$$

$$\rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \frac{107,12}{93,9} = 1,14 > 0,4 ; \text{ Donc il ya un risque de déversement.}$$

$$- \phi_{LT} = 0,5 \times [1 + 0,21 (1,14 - 0,2) + 1,14^2] = 1,24$$

$$\rightarrow X_{It} = \frac{1}{1,24 + \sqrt{1,24^2 - 1,14^2}} = 0,58 \leq 1$$

$$M_{bRd} = \frac{0,58 \times 1 \times 123,9 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 15,35 \text{ KN.m}$$

$$M_{y\ sd} = \frac{Q_z \times L^2}{8} = \frac{3,763 \times 5,8^2}{8} = 15,82 \text{ KN.m}$$

→ $M_{y\ sd} = 15,82 \text{ KN.m} > M_{b\ Rd} = 15,35 \text{ KN.m}$ Condition n'est pas vérifiée, donc on ajout une deuxième liernes.

$$l = L/3 = 193 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \lambda_{LT} = \frac{193/1,84}{\sqrt{1,132 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{193/1,84}{16/0,74} \right)^2 \right]^{0,25}}} = 81,16$$

$$\rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \frac{81,16}{93,9} = 0,86 > 0,4 ; \text{ Donc il ya un risque de déversement.}$$

$$- \quad \phi_{LT} = 0,5 \times [1 + 0,21 (0,70 - 0,2) + 0,70^2] = 0,93$$

$$\rightarrow X_{lt} = \frac{1}{0,79 + \sqrt{0,79^2 - 0,7^2}} = 0,78 \leq 1$$

$$M_{b\ Rd} = \frac{0,78 \times 1 \times 123,9 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 20,64 \text{ KN.m}$$

$$M_{y\ sd} = \frac{Q_z \times (L/2)^2}{8} = \frac{3,763 \times 2,9^2}{8} = 15,82 \text{ KN.m}$$

→ $M_{y\ sd} = 15,82 \text{ KN.m} \leq M_{b\ Rd} = 20,64 \text{ KN.m}$ Condition vérifie.

Conclusion :

Après avoir fait les vérifications à la résistance et à la flèche, on constate qu'on peut utiliser le profil **IPE160** comme des pannes avec lierne.

III.3. Calcul des liernes de panne

III.3.1. Définition :

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Elles sont généralement formées de barres rondes ou de petites cornières. Elles sont placées perpendiculairement aux pannes afin de les relier entre elles pour réduire leurs déformations dans le sens de faible inertie, et empêcher le déversement.

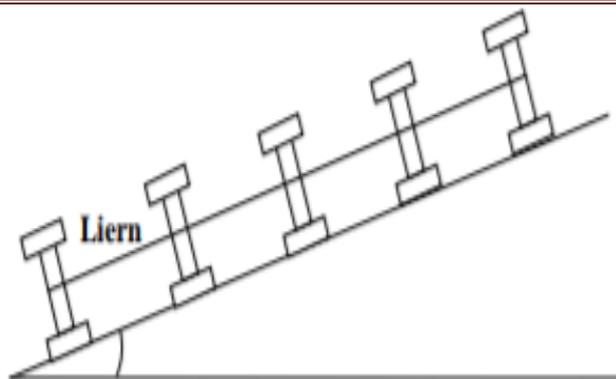
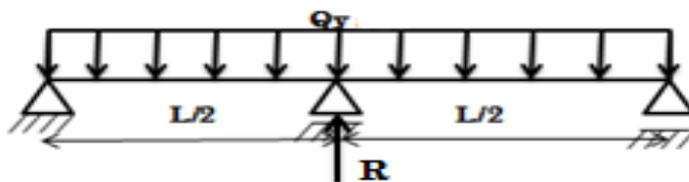


Figure III-11: Disposition des liernes.

III.3.2. Dimensionnement des liernes

a. Calcul de la Réaction **R** au niveau du lierne :



$$R = 1,25Q_y \times \frac{L}{2} = 1,25 \times 0,202 \times \frac{5,8}{2} = 0,732 \text{ KN.}$$

b. L'effort de traction **Ti** dans les tronçons :

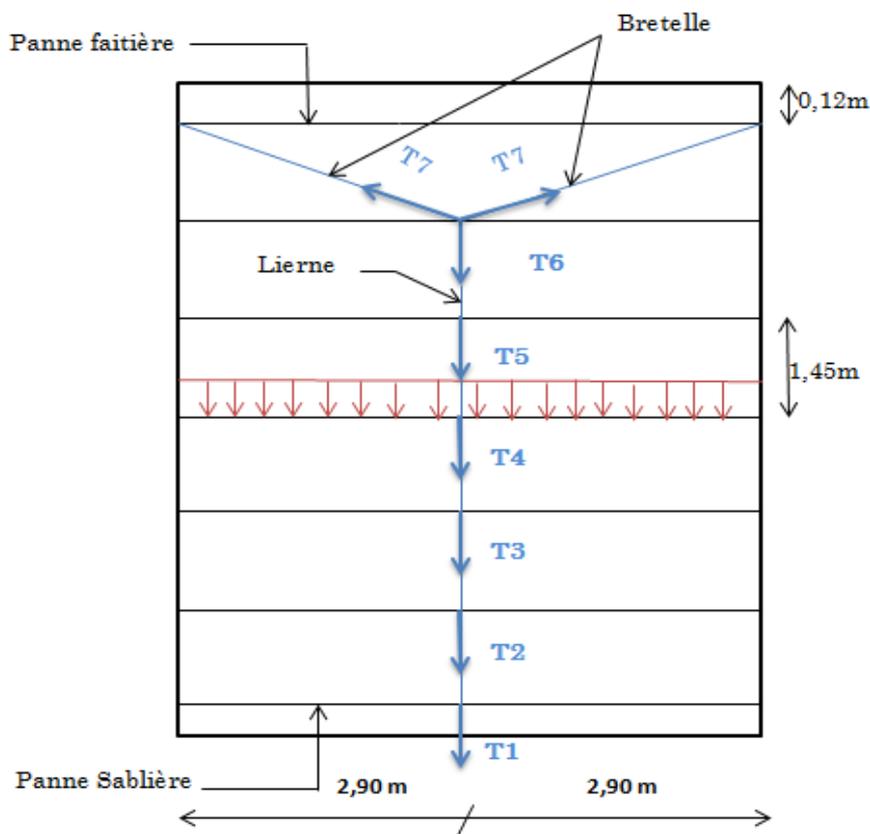


Figure III-12: Effort revenant aux liernes.

Effort de traction dans le tronçon de lierne L1 provenant de la panne sablière :

$$T1 = \frac{R}{2} = \frac{0,732}{2} = 0,366 \text{ KN}$$

Effort dans les tronçons L2, L3, L4, L5, L6, L7:

$$T_n = R + T_{n-1}$$

- $T2 = R + T1 = 0,732 + 0,366 = 1,098 \text{ KN.}$
- $T3 = R + T2 = 0,732 + 1,098 = 1,830 \text{ KN.}$
- $T4 = R + T3 = 0,732 + 1,830 = 2,562 \text{ KN.}$
- $T5 = R + T4 = 0,732 + 2,562 = 3,294 \text{ KN.}$
- $T6 = R + T5 = 0,732 + 3,294 = 4,026 \text{ KN.}$

→ Effort dans les diagonales L7:

$$2T7 \times \sin(\theta) = T6$$

$$T7 = \frac{T6}{2\sin(\theta)} + R, \text{ avec } \theta = \arctg \frac{1,45}{2,9} = 26,56^\circ$$

$$\rightarrow T7 = \frac{4,026}{2\sin(26,56)} = 4,502 \text{ KN}$$

L'effort maximal dans les liernes est celui repris par le 7^{eme} lierne : $T7 = 4,502 \text{ KN}$

III.3.3. Calcule de la section des liernes

Le tronçon le plus sollicité est le tronçon des bretelles (L7). La condition de résistance plastique et de la section brute impose que : $N_{sd} \leq N_{pl, Rd}$.

Tel que :

- N_{sd} : Effort normal sollicitant.
- $N_{pl, Rd}$: Effort normal résistant.

$$T7 = N_{sd} = 4,502 \text{ KN}$$

$$N_{pl, Rd} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} \rightarrow A \geq \frac{4,502 \times 1,1}{235 \times 10^{-3}} \rightarrow A \geq 21,07 \text{ mm}^2.$$

$$A = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \geq 21,07 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow D \geq \sqrt{\frac{18,01 \times 4}{\pi}} \rightarrow D \geq 5,18 \text{ mm}$$

Soit une barre ronde de diamètre $D = 6 \text{ mm}$.

Pour des raisons pratiques et pour plus de sécurité, on prendra un lierne de panne de diamètre ϕ_8

III.4. Calcul de l'échantignole

III.4.1. Définition :

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

Elles sont dimensionnées en flexion sous l'effet de l'effort de soulèvement du vent et de l'effort suivant le versant. Elles s'opposent aux différentes actions due au vent et aux charges permanentes et de la neige. Elles sont fixées dans l'âme du profilé en appui, soit par boulonnage ou par soudage.

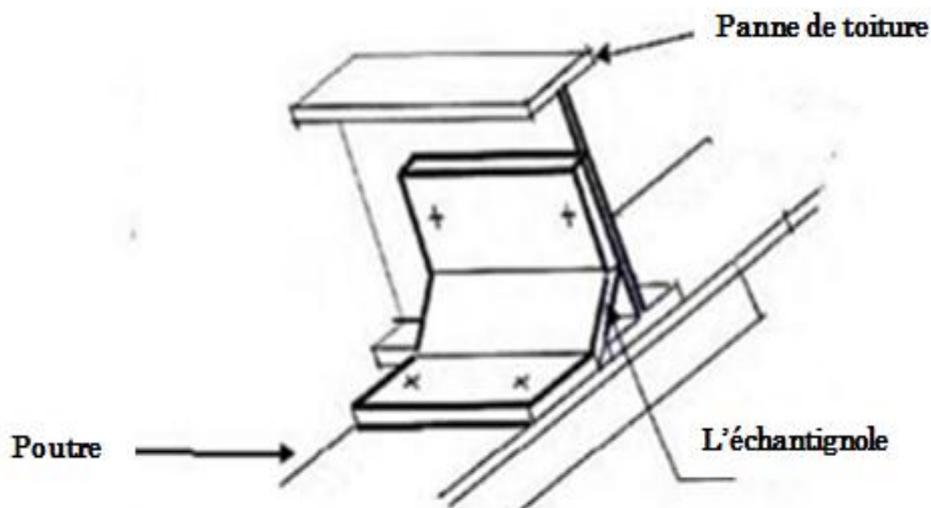


Figure III-13: Vue en 3D de l'échantignole.

III.4.2. Principe de Dimensionnement

a. L'excentrement « t » :

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

$$2 \times \frac{b_{panne}}{2} \leq t \leq 3 \times \frac{b_{panne}}{2}$$

Pour IPE160 : $b = 8,2\text{cm}$; $h = 16\text{cm}$

→ $8,2\text{cm} \leq t \leq 12,3\text{cm}$ → On adopte : $t = 10\text{cm}$

Le Principe de dimensionnement et de déterminer le moment de renversement dû au chargement surtout avec l'effort du vent de soulèvement.

- La combinaison la plus défavorable : $Gz + 1,5w$
- Les charge revenant à la panne /ml sont:

$$Q_{uz} = 3,763 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{uy} = 0,202 \text{ KN/ml}$$

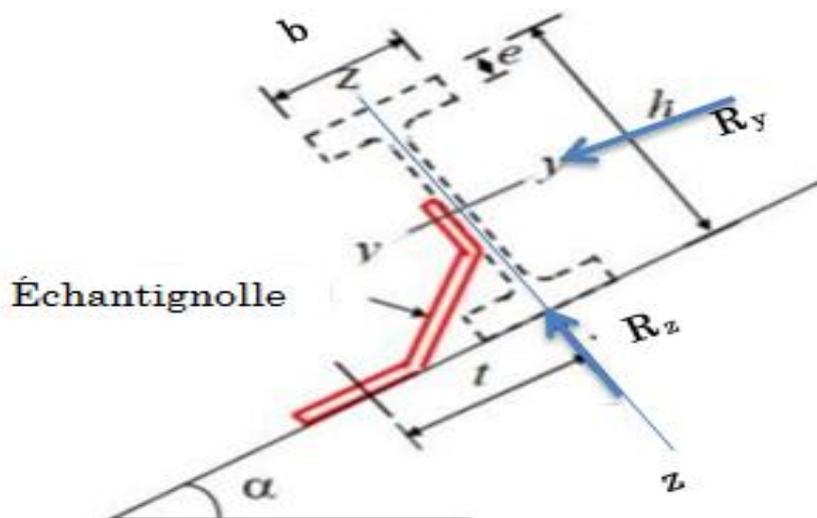


Figure III-14: Représentation des charges revenant à la panne.

b. Les efforts revenant à l'échantignolle :

Échantignole de rive :

- $R_z = Q_{uz} \times \frac{L}{2} = 3,763 \times \frac{5,8}{2} = 10,91 \text{ KN}$
- $R_y = Q_{uy} \times \frac{L}{2} = 0,202 \times \frac{5,8}{2} = 0,585 \text{ KN}$

Échantignole intermédiaire :

- $R_z = 2R_z = 2 \times 10,91 = 21,82 \text{ KN}$
- $R_y = 2R_y = 2 \times 0,585 = 1,170 \text{ KN}$

c. Calcul du moment de renversement:

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

$$M_R \leq M_{el, Rd} = W_{ely} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Pour échantignole de rive :

$$\bullet \quad M_R = (R_z \times t) + \left(R_y \times \frac{h}{2} \right) = (10,91 \times 0,1) + \left(0,585 \times \frac{0,16}{2} \right) = 1,138 \text{ KN.m}$$

Pour échantignole intermédiaire :

$$\bullet \quad M_R = (R_z \times t) + \left(R_y \times \frac{h}{2} \right) = (21,82 \times 0,1) + \left(1,170 \times \frac{0,16}{2} \right) = 2,275 \text{ KN.m}$$

d. Calcul de l'épaisseur de l'échantignole:

➤ Pour échantignole de rive :

$$M_{sd} \leq M_{el, Rd}$$

$$M_R \leq M_{el, Rd} = W_{ely} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\rightarrow W_{ely} \geq \frac{M_R \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{1,138 \times 10^6 \times 1,1}{235} = 5326,8 \text{ mm}^3 \rightarrow W_{ely} \geq 5,327 \text{ cm}^3$$

$$W_{ely} \geq \frac{a \times e^2}{6} \text{ (pour les sections rectangulaires).}$$

Avec : a : largeur de l'échantignole, déterminé après dimensionnement de la traverse.

Supposent : a = b_{traverse} = 16 cm

$$\rightarrow e \geq \sqrt{\frac{6 \times W_{ely}}{a}} = \sqrt{\frac{6 \times 5,327}{16}} \rightarrow e \geq 1,413 \text{ cm} \geq 14,13 \text{ mm}$$

On adopte un échantignole d'épaisseur **e= 15 mm**.

➤ Pour échantignole intermédiaire:

$$W_{ely} \geq \frac{M_R \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{2,275 \times 10^6 \times 1,1}{235} = 10648,9 \text{ mm}^3 \rightarrow W_{ely} \geq 10,649 \text{ cm}^3$$

$$\rightarrow e \geq \sqrt{\frac{6 \times W_{ely}}{a}} = \sqrt{\frac{6 \times 10,649}{16}} \rightarrow e \geq 1,998 \text{ cm} \geq 19,98 \text{ mm}$$

On adopte un échantignole d'épaisseur **e= 20 mm**.

III.5. Étude des lisses de bardages :

III.5.1. Définition :

Les lisses sont des poutrelles qui ont pour fonction de supporter les couvertures de façades (bardages) et les charges s'appliquent sur ces bardages (pression ou dépression du vent). Elles sont disposées horizontalement à l'entre-axe courant, portant sur les poteaux de portiques ou potelets intermédiaires. Elles sont réalisées soit en profilés laminés (IPE, UAP, UPN) ou en éléments formés par des tôles pliées.

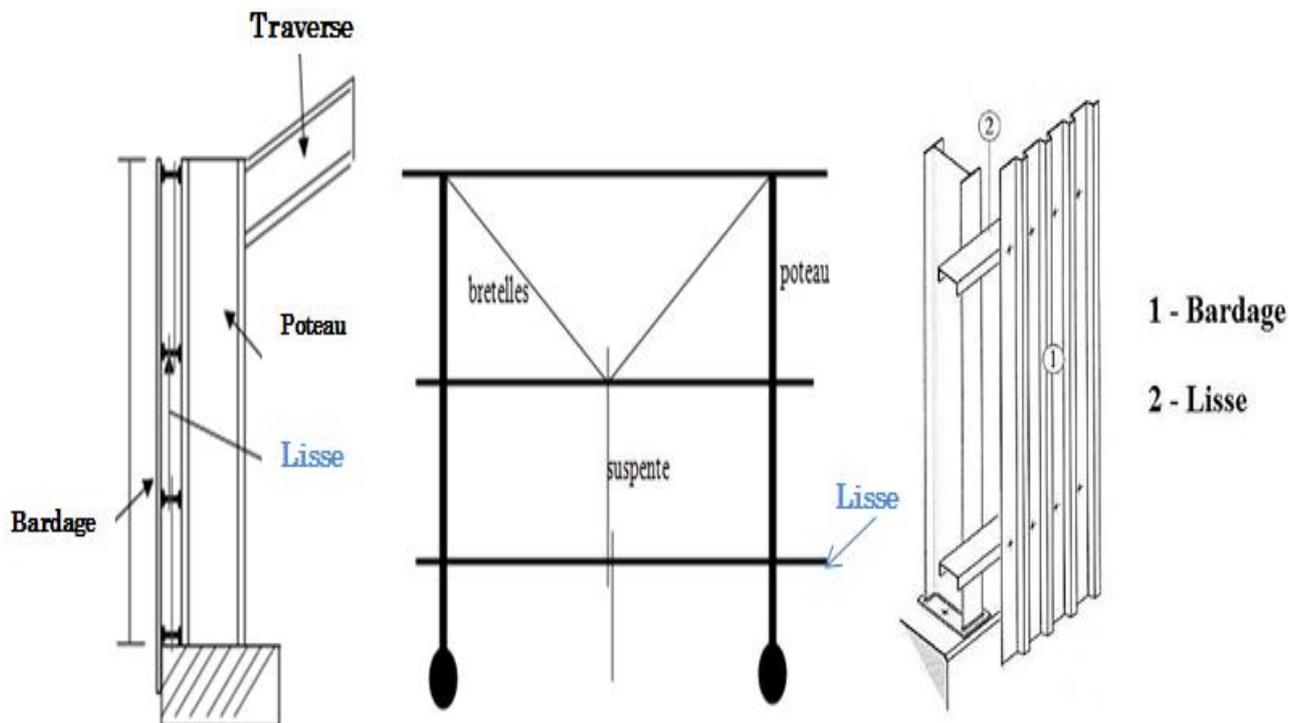


Figure III-15: Disposition des lisses de bardages.

III.5.2. Principe de dimensionnement

Les lisses sont soumises à : la flexion autour de Z et flexion autour de Y. De ce fait, elles fonctionnent en flexion bi-axiale.

Pour les dimensionner, on tiendra compte de la valeur la plus défavorable de la pression de vent exercée sur le long-pan et celle sur le pignon.

Comme dans le cas des pannes, les lisses aussi sont dimensionnées et calculées pour satisfaire simultanément aux :

- Condition de résistance (ELU : flexion + cisaillement) ;
- Condition de la stabilité (ELU : déversement) ;
- Condition de flèche (ELS).

III.5.3. Vérification de la lisse de long-pan

III.5.3.1. Données de calcul

- Les lisses sont simplement appuyées sur deux poteaux de portée maximale $L = 6,5\text{m}$
- Chaque lisse repose sur 2 appuis
- La portée entre axe des lisses $e = 1,2\text{ m}$
- Nombre des lisses pour chaque paroi $n = 6$
- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs)..... $9,65\text{ Kg/m}^2$

- Poids propre d'accessoires de pose 5 Kg/m²
- Type de lisse UPN
- Poids propre de la lisse estimé..... (UPN120) 13,4 Kg/ml
- Longueur de la lisse 5,8m

III.5.3.2. Evaluation des charges et surcharges

a. charge permanente (G) :

On a $G = (G_{\text{Couverture}} + G_{\text{Accessoires}}) \times e + G_{\text{lisse}}$

$G = (9,65 + 5) \times 1,2 + 13,4$

$G = 30,98 \text{ Kg/ml} = 0,3098 \text{ KN/ml}$

b. Surcharges climatiques du vent :

$V = 1085,8875 \text{ N/m}^2$ (Chapitre II tableau II.11 zone D)

$V = 1085,8875 \times e = 1085,8875 \times 1,2 = 1303,065 \text{ N/m}^2$

$V = 1,303 \text{ KN/m}$

III.5.3.3. Charge appliquées à l'ELU et à l'ELS :

a. à l'ELU :

$Q_{y, sd} = 1.35 G = 1.35 \times 0,3098 = 0,418 \text{ KN/m}$

$Q_{z, sd} = 1,5V = 1,5 \times 1,303 = 1,954 \text{ KN/m}$

b. à l'ELS :

$Q_{y, sd} = G = 0,3098 \text{ KN/m}$

$Q_{z, sd} = V = 1,303 \text{ KN/m}$

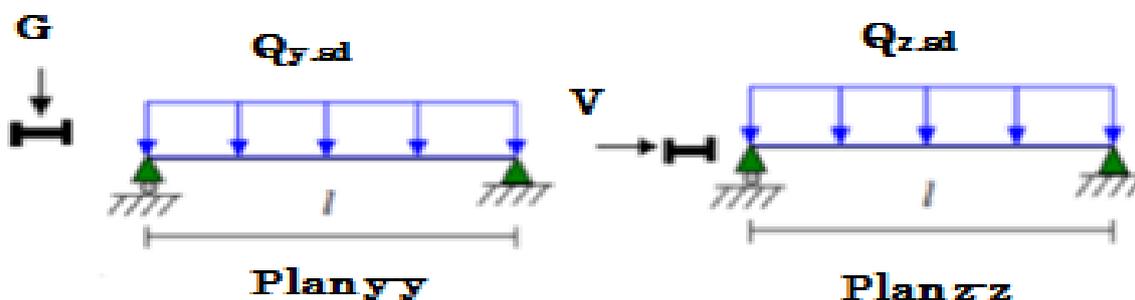


Figure III-16: Répartition des charges sur les lisses.

III.5.3.4. Pré dimensionnement des lisses

III.5.3.4.1. Dimensionnement par critère de flèche

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charge et surcharge de services (non pondérées). $f_z \leq f_{adm}$

$$f_z = \frac{5 \times Q_z \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} \quad (\text{Toiture en général})... [\text{Article 4.2 tableau 4.1 CCM97}]$$

$$\text{D'où: } I_y \geq \frac{5 \times Q_z \times L^3 \times 200}{384 \times E} \rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 1,303 \times 10^{-2} \times 580^3 \times 200}{384 \times 21000} \rightarrow I_y \geq 315,28 \text{ cm}^4$$

➤ Choix de profilé:

D'après le tableau des profilés d'UPN qui satisfait la condition de la flèche à ELS est un UPN 120.

Les caractéristique et les dimensions du profile UPN120 sont résumé dans le tableau suivant :

Profil	Poids	Dimensions					Caractéristiques					
	G Kg/m	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	A _{vz} cm ²	A _{vy} cm ²
UPN120	13,4	120	55	9	7	82	364	43,2	72,6	21,2	8,8	8,2

Tableau III-6: Caractéristique du profilé UPN140.

→ Vérification de la flèche :

On vérifie la flèche à l'ELS dans les deux directions:

- $f_z \leq f_{adm}$ Avec : $f_{adm} = \frac{L}{200}$ (Toiture en général)... [Article 4.2 tableau 4.1 CCM97]
- $f_y \leq f_{adm}$

➤ La flèche (suivant l'axe zz) sur deux appuis:

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

- $f_z = \frac{5 \times 1,303 \times 10^{-2} \times 580^4}{384 \times 21000 \times 364} = 2,51 \text{ cm}$

- $f_{adm} = \frac{580}{200} = 2,9 \text{ cm}$

$f_z = 2,51 \text{ cm} \leq f_{adm} = 2,9 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifié.

➤ La flèche (suivant l'axe yy) sur deux appuis:

$$f_y = \frac{5 \times q_y \times L^4}{384 \times E \times I_z} \leq f_{adm} = \frac{L}{200}$$

- $f_y = \frac{5 \times 0,3098 \times 10^{-2} \times 580^4}{384 \times 21000 \times 43,2} = 5,03 \text{ cm}$

$f_y = 5,03 \text{ cm} \geq f_{adm} = 2,9 \text{ cm}$ la flèche est non vérifiée, donc on utilise une lierne à mi- travée.

$$f_y = \frac{2,05 \times q_y \times (L/2)^4}{384 \times E \times I_z} \leq f_{adm} = \frac{L/2}{200}$$

- $f_y = \frac{2,05 \times 0,3098 \times 10^{-2} \times 290^4}{384 \times 21000 \times 43,2} = 0,13 \text{ cm}$

- $f_{adm} = \frac{290}{200} = 1,45 \text{ cm}$

$f_z = 0,13 \text{ cm} \leq f_{adm} = 1,45 \text{ cm}$ Condition Vérifiée.

III.5.3.5. Vérification à l'état limite ultime

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

III.5.3.5.1. Vérification à la flexion

Pour cette vérification on utilise la condition suivante pour les sections de classes 1 et 2 :

$$\left(\frac{M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \right)^\beta \leq 1$$

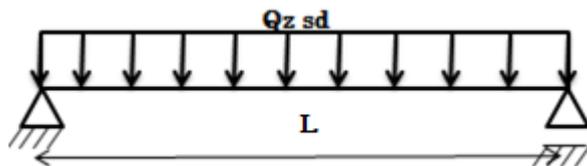
• α Et β sont des constantes qui placent en sécurité si elles sont prises égale à l'unité, mais qui peuvent prendre les valeurs suivantes :

$$\alpha = 2 \text{ et } \beta = 5n > 1 ; \text{ avec } n = \frac{N}{N_{pl}}$$

Dans notre cas l'effort normal $N = 0$ donc $\beta = 1$

➤ **Détermination des sollicitations :**

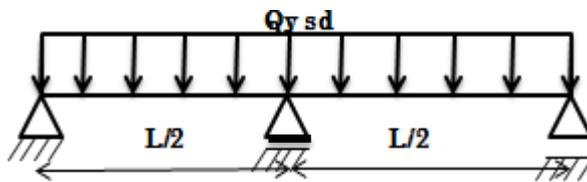
- **Détermination des sollicitations autour de l'axe yy :**



➤ $M_{y.sd} = \frac{Q_z \text{ sd} \times L^2}{8} = \frac{1,954 \times 5,8^2}{8} \rightarrow M_{y.sd} = 8,216 \text{ KN.m}$

➤ $M_{ply\ Rd} = W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 72,6 \times 10^{-3} \times \frac{235}{1,1} \rightarrow M_{ply\ Rd} = 15,51\text{ KN.m}$

- Détermination des sollicitations autour de l'axe de zz :



➤ $M_{z\ sd} = \frac{Q_y\ sd \times L/2^2}{8} = \frac{0,418 \times 2,9^2}{8} \rightarrow M_{z\ sd} = 0,439\text{ KN.m}$

➤ $M_{plz\ Rd} = W_{plz} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 21,2 \times 10^{-3} \times \frac{235}{1,1} \rightarrow M_{plz\ Rd} = 4,529\text{ KN.m}$

D'où: $\left(\frac{8,216}{15,51}\right)^2 + \left(\frac{0,439}{4,529}\right)^1 = 0,37 \leq 1 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

III.5.3.5.2. Vérification au cisaillement :

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

$V_{z\ sd} \leq V_{plz.Rd}$

$V_{y\ sd} \leq V_{ply.Rd}$

a. Vérification au cisaillement à l'axe zz :

$V_{z\ sd} = \frac{q_z \times L}{2} = \frac{1,954 \times 5,8}{2} \rightarrow V_{z\ sd} = 5,66\text{ KN}$

$V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = \frac{8,8 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{\sqrt{3} \times 1,1} \rightarrow V_{plz.Rd} = 108,54\text{ KN}$

$V_{z\ sd} = 5,66\text{ KN} \leq V_{plz.Rd} = 108,54\text{ KN} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

b. Vérification au cisaillement à l'axe yy :

$V_{y\ sd} = 1,25 \times \frac{q_y \times L/2}{2} = 1,25 \times \frac{0,418 \times 2,9}{2} \rightarrow V_{y\ sd} = 1,21\text{ KN}$

$V_{ply.Rd} = \frac{A_{vy} \times f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = \frac{8,2 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{\sqrt{3} \times 1,1} \rightarrow V_{ply.Rd} = 101,14\text{ KN}$

$V_{y\ sd} = 1,21\text{ KN} \leq V_{ply.Rd} = 101,14\text{ KN} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

III.5.3.5.3. Vérification au déversement

La semelle comprimée sous l'action du vent de dépression est susceptible de déverser du moment qu'elle est libre sur toute sa longueur.

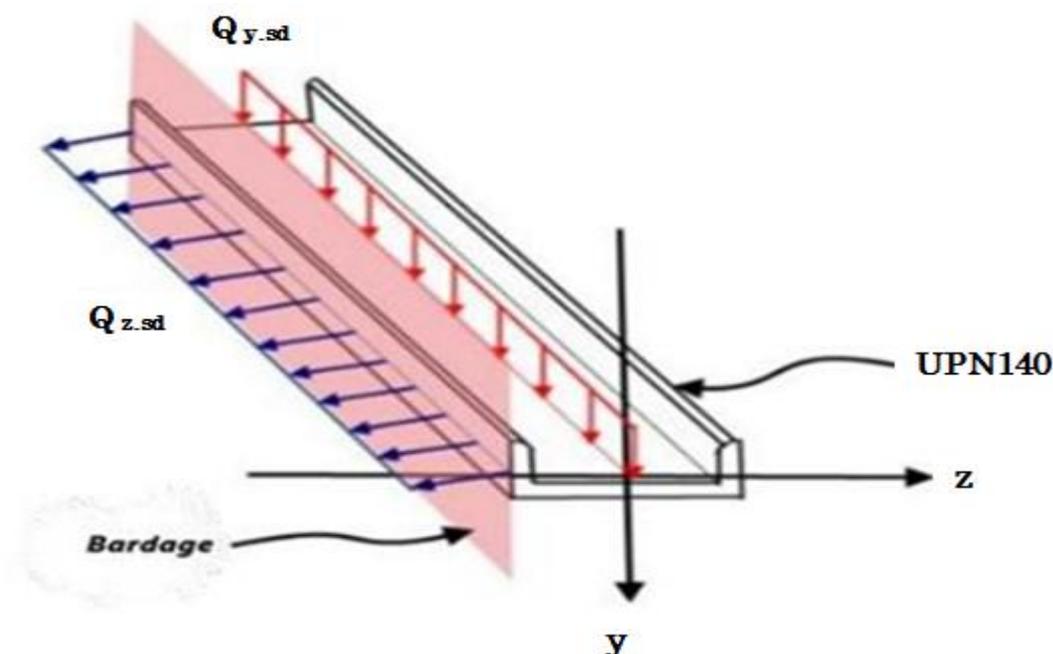


Figure III-17: Semelle comprimée susceptible de déverser.

Le CCM 97 donne la formule suivante pour la vérification du déversement d'un élément comprimé et fléchi [Art 5.5.2 (5.48) CCM 97] :

$$M_{y.sd} \leq M_{b.Rd}$$

$$\text{Avec : } M_{bRd} = \frac{X_{lt} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$\text{Pour le calcul de } X_{lt} \text{ on à la formule: } X_{lt} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 + \lambda_{LT}^2}} \text{ avec } X_{lt} \leq 1$$

Tel que :

- $\beta_w = 1$ pour les sections transversales de classe 1 ou 2
- M_{bRd} : moment résistant de déversement.
- X_{lt} = Coefficient de réduction pour déversement, qui en fonction de l'élanement réduite.
- ϕ_{LT} : Coefficient d'imperfction $\phi_{LT} = 0,5 \times [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$
- $\alpha_{LT} = 0,21$ (facteur d'imperfection pour les profils laminés)

On a: la classe de profile est de classe 01 donc $\beta_w = 1$.

Et : $\gamma_{m1} = 1,1$

$$- \bar{\lambda}_{LT} : \text{L'élanement de déversement } \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\beta_w} \times \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}$$

$$\text{Avec : } \lambda_1 = 93,9 \quad \varepsilon = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 93,9$$

Pour les poutres à section constante et doublement symétrique on peut utiliser la formule approximative ci-après qui place en sécurité: $\lambda_{LT} = \frac{l/i_z}{\sqrt{c_1 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}}}$

Tel que:

- C_1 = Facteur dépendant des conditions de charge et d'encastrement dans notre cas $C_1 = 1,132$ [Annexe B tableau B.1.3 CCM97]
- l : Disposition de maintien latéral = $L/2 = 290$ cm
- $h = 14$ cm
- t_f : Épaisseur de la semelle = 0,9 cm
- $i_z = 1,59$ cm

$$\rightarrow \lambda_{LT} = \frac{290/1,59}{\sqrt{1,132 \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{290/1,59}{14/0,9} \right)^2 \right]^{0,25}}} = 102,34$$

$$\rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \frac{102,34}{93,9} = 1,09 > 0,4 ; \text{ Donc il ya un risque de déversement.}$$

$$- \phi_{LT} = 0,5 \times [1 + 0,21 (1,09 - 0,2) + 1,09^2] = 1,18$$

$$\rightarrow X_{lt} = \frac{1}{1,18 + \sqrt{1,18^2 - 1,09^2}} = 0,61 \leq 1$$

$$M_{b Rd} = \frac{0,61 \times 1 \times 72,6 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 9,50 \text{ KN.m}$$

$$M_{y sd} = \frac{Qz \times L^2}{8} = \frac{1,954 \times 5,8^2}{8} = 8,21 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow M_{y sd} = 8,21 \text{ KN.m} \leq M_{b Rd} = 9,50 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Après avoir fait les vérifications à la résistance et à la flèche, on constate qu'on peut utiliser le profil laminé **UPN 120** comme des lisses isostatiques avec lierne.

III.5.3.6. Calcul des suspentes

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

III.5.3.6.1. Dimensionnement des suspentes

a. Calcul de La Réaction **R** au niveau du lierne :

$$R = 1,25Q_y \times \frac{L}{2} = 1,25 \times 0,418 \times \frac{5,8}{2} = 1,515 \text{ KN.}$$

b. L'effort de traction T_i dans les tronçons :

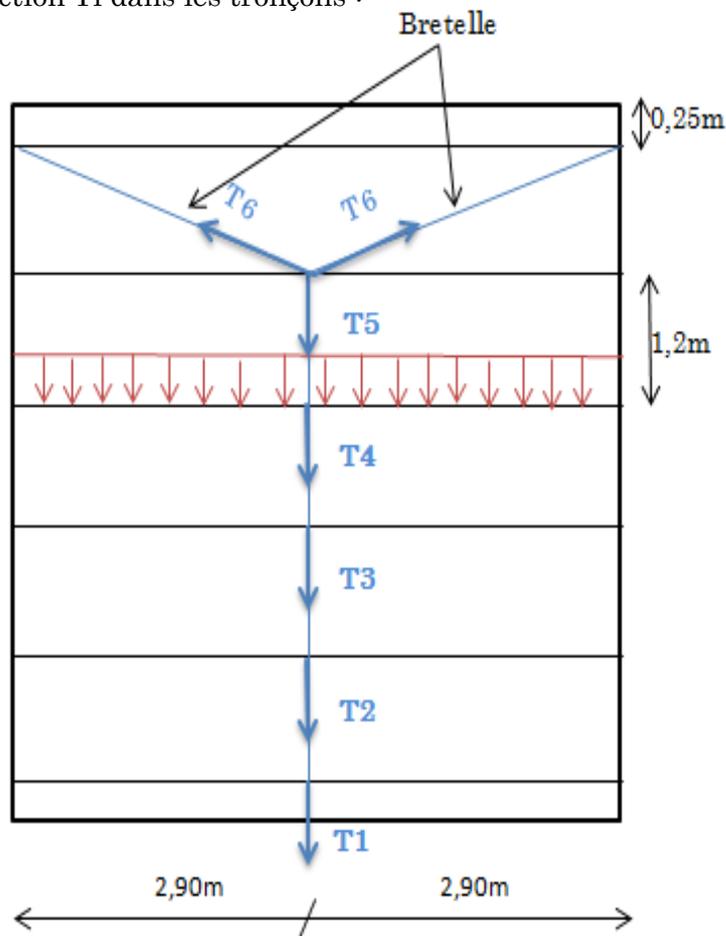


Figure III-18: Effort revenant aux suspentes.

Effort de traction dans le tronçon de lierne L1 provenant de la panne sablière :

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{1,515}{2} = 0,757 \text{ KN}$$

Effort dans les tronçons L2, L3, L4, L5, L6 :

$$T_n = R + T_{n-1}$$

$$- T_2 = R + T_1 = 1,515 + 0,757 = 2,272 \text{ KN.}$$

$$- T_3 = R + T_2 = 1,515 + 2,272 = 3,787 \text{ KN.}$$

$$- T_4 = R + T_3 = 1,515 + 3,787 = 5,302 \text{ KN.}$$

$$- T_5 = R + T_4 = 1,515 + 5,302 = 6,817 \text{ KN.}$$

→ Effort dans les diagonales L6:

$$2T6 \times \sin(\theta) = T5$$

$$T6 = \frac{T5}{2\sin(\theta)} + R, \text{ avec } \theta = \arctg \frac{1,2}{2,9} = 22,47^\circ$$

$$\rightarrow T6 = \frac{6,817}{2\sin(22,47)} = 8,918 \text{ KN}$$

L'effort maximal dans les liernes est celui repris par le 6^{eme} lierne : T6 = 8,918 KN

III.5.3.6.2. Calcule de la section des suspentes

Le tronçon le plus sollicité est le tronçon des bretelles (L6). La condition de résistance plastique et de la section brute impose que : $N_{sd} \leq N_{pl, Rd}$

Tel que :

- N_{sd} : Effort normal sollicitant.
- $N_{pl, Rd}$: Effort normal résistant.

$$T7 = N_{sd} = 8,918 \text{ KN}$$

$$N_{pl, Rd} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} \rightarrow A \geq \frac{8,918 \times 1,1}{235 \times 10^{-3}} \rightarrow A \geq 41,74 \text{ mm}^2.$$

$$A = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \geq 41,74 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow D \geq \sqrt{\frac{41,74 \times 4}{\pi}} \rightarrow D \geq 7,29 \text{ mm}$$

Soit une barre ronde de diamètre **D = 8 mm**.

III.5.4. Vérification de la lisse de pignon

III.5.4.1. Donnés de calcule

- Les lisses sont simplement appuyées sur deux poteaux et trois potelets, de portées (L= 4,41m et L= 4,405m)
- Chaque lisse repose sur 2 appuis
- La portée entre axe des lisses e = 1,2m
- Nombre des lisses pour chaque paroi n = 6
- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs) 9,65 Kg/m²
- Poids propre d'accessoires de pose 5 Kg/m²
- Poids propre de la lisse (UPN120) 13,4 Kg/ml

III.5.4.2. Evaluation des charges et surcharges

a. charge permanente (G) :

$$\text{On a } G = (G_{\text{Couverture}} + G_{\text{Accessoires}}) \times e + G_{\text{lisse}}$$

$$G = (9,65 + 5) \times 1,2 + 13,4$$

$$G = 30,98 \text{ Kg/ml} = 0,3098 \text{ KN/ml}$$

b. Surcharges climatiques du vent :

$$V = -1274,738 \text{ N/m}^2 \quad (\text{Chapitre II tableau II.13 zone A})$$

$$V = -1274,738 \times e = -1274,738 \times 1,2 = -1529,685 \text{ N/m}^2$$

$$V = 1,5297 \text{ KN/m}$$

III.5.4.3. Charge appliquées à l'ELU et à l'ELS

a. à l'ELU :

$$Q_{y, sd} = 1.35 G = 1.35 \times 0,3098 = 0,418 \text{ KN/m}$$

$$Q_{z, sd} = 1,5V = 1,5 \times 1,5297 = 2,294 \text{ KN/m}$$

b. à l'ELS :

$$Q_{y, sd} = G = 0,3098 \text{ KN/m}$$

$$Q_{z, sd} = V = 1,5297 \text{ KN/m}$$

III.5.4.4. Vérification de la flèche l'ELS

On vérifie la flèche à l'ELS dans les deux directions:

- $f_z \leq f_{adm}$
 - $f_y \leq f_{adm}$
- Avec : $f_{adm} = \frac{L}{200}$ (Toiture en général)... [Article 4.2 tableau 4.1 CCM97]

➤ La flèche (suivant l'axe zz) sur deux appuis:

$$f_z = \frac{5 \times qz \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200}$$

- $f_z = \frac{5 \times 1,5297 \times 10^{-2} \times 441^4}{384 \times 21000 \times 364} = 0,98 \text{ cm}$

- $f_{adm} = \frac{441}{200} = 2,205 \text{ cm}$

$$f_z = 0,98 \text{ cm} \leq f_{adm} = 2,205 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

➤ La flèche (suivant l'axe yy) sur deux appuis:

$$f_y = \frac{5 \times q_y \times L^4}{384 \times E \times I_z} \leq f_{adm} = \frac{L}{200}$$

• $f_y = \frac{5 \times 0,3098 \times 10^{-2} \times 441^4}{384 \times 21000 \times 43,2} = 1,68 \text{ cm}$

$f_y = 1,68 \text{ cm} \leq f_{adm} = 2,205 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

III.5.4.5. Vérification à l'état limite ultime

Par tâtonnement on choisit l'UPN 120

III.5.4.5.1. Vérification à la flexion

Pour cette vérification on utilise la condition suivante pour les sections de classes 1 et 2 :

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \right)^\beta \leq 1$$

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

$\alpha = 2$ et $\beta = 5n > 1$; avec $n = \frac{N}{N_{pl}}$

Dans notre cas l'effort normal $N = 0$ donc $\beta = 1$

➤ **Détermination des sollicitations :**

- **Détermination des sollicitations autour de l'axe yy :**

➤ $M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times L^2}{8} = \frac{2,294 \times 4,41^2}{8} \rightarrow M_{y, sd} = 5,576 \text{ KN.m}$

➤ $M_{ply, Rd} = W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 72,6 \times 10^{-3} \times \frac{235}{1,1} \rightarrow M_{ply, Rd} = 15,51 \text{ KN.m}$

- **Détermination des sollicitations autour de l'axe de zz :**

➤ $M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd} \times (L/2)^2}{8} = \frac{0,418 \times 2,205^2}{8} \rightarrow M_{z, sd} = 0,254 \text{ KN.m}$

➤ $M_{plz, Rd} = W_{plz} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 21,2 \times 10^{-3} \times \frac{235}{1,1} \rightarrow M_{plz, Rd} = 4,529 \text{ KN.m}$

D'où: $\left(\frac{5,576}{15,51} \right)^2 + \left(\frac{0,254}{4,529} \right)^1 = 0,18 \leq 1 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

III.5.4.5.2. Vérification au cisaillement

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

$$V_{z\ sd} \leq V_{plz.Rd}$$

$$V_{y\ sd} \leq V_{ply.Rd}$$

c. Vérification au cisaillement à l'axe zz :

$$V_{z\ sd} = \frac{q_z \times L}{2} = \frac{2,294 \times 4,41}{2} \rightarrow V_{z\ sd} = 5,058\ \text{KN}$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = \frac{8,8 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{\sqrt{3} \times 1,1} \rightarrow V_{plz.Rd} = 108,54\ \text{KN}$$

$V_{z\ sd} = 5,058\ \text{KN} \leq V_{plz.Rd} = 108,54\ \text{KN}$ Condition vérifiée.

d. Vérification au cisaillement à l'axe yy :

$$V_{y\ sd} = 1,25 \times \frac{q_y \times L}{2} = 1,25 \times \frac{0,418 \times 4,41}{2} \rightarrow V_{y\ sd} = 0,92\ \text{KN}$$

$$V_{ply.Rd} = \frac{A_{vy} \times f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = \frac{8,2 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{\sqrt{3} \times 1,1} \rightarrow V_{ply.Rd} = 101,14\ \text{KN}$$

$V_{y\ sd} = 0,92\ \text{KN} \leq V_{ply.Rd} = 101,14\ \text{KN}$ Condition vérifiée.

III.5.4.5.3. Vérification au déversement

La stabilité des lisses concerne aussi la vérification au déversement. Dans notre cas la lisse de pignon est soumise à un vent de pression c'est-à-dire la semelle extérieure est comprimée sous l'action du vent et vu quelle est soutenu latéralement sur toute sa longueur, il n'ya pas donc le risque de déversement.

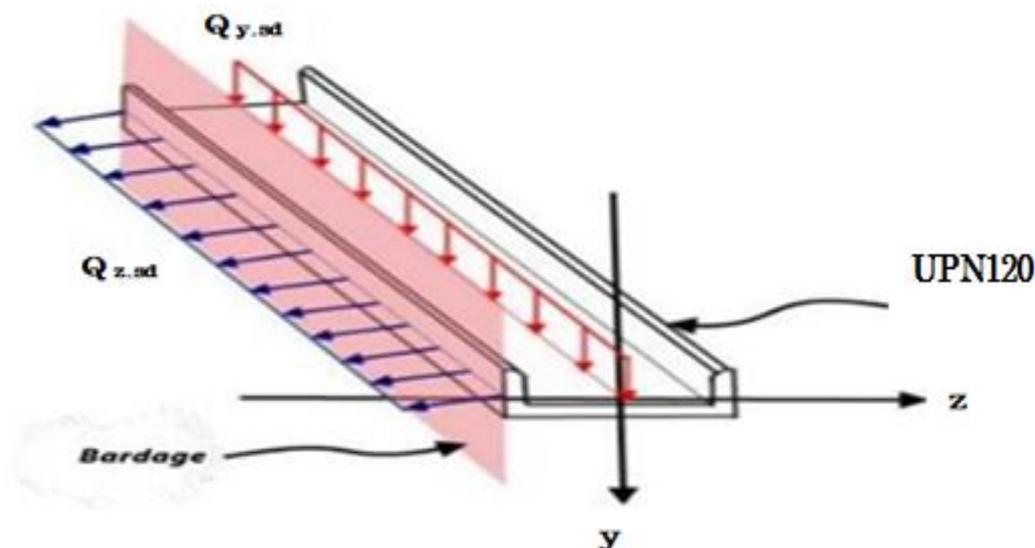


Figure III-19: Semelle comprimée susceptible de déverser.

Conclusion :

→ Le profilé en **UPN 120** est vérifié à l'ELU et à l'ELS.

III.5.5. Étude des potelets

III.5.5.1. Définition

Les potelets sont des profilés laminés, qui ont pour rôle de transmettre les différents efforts horizontaux à la poutre au vent, et les efforts verticaux vers le sol. Ce sont des profilés disposés verticalement sur le pignon, comme indiqué sur la figure ci-dessous (figure III.19), et sont surtout sujet à la flexion composée sous les efforts suivant :

- Effort normal produit par le poids propre du potelet du bardage et des lisses.
- Effort de flexion produit par l'action du vent sur le pignon.

Ils sont considérés comme articulés dans les deux extrémités.

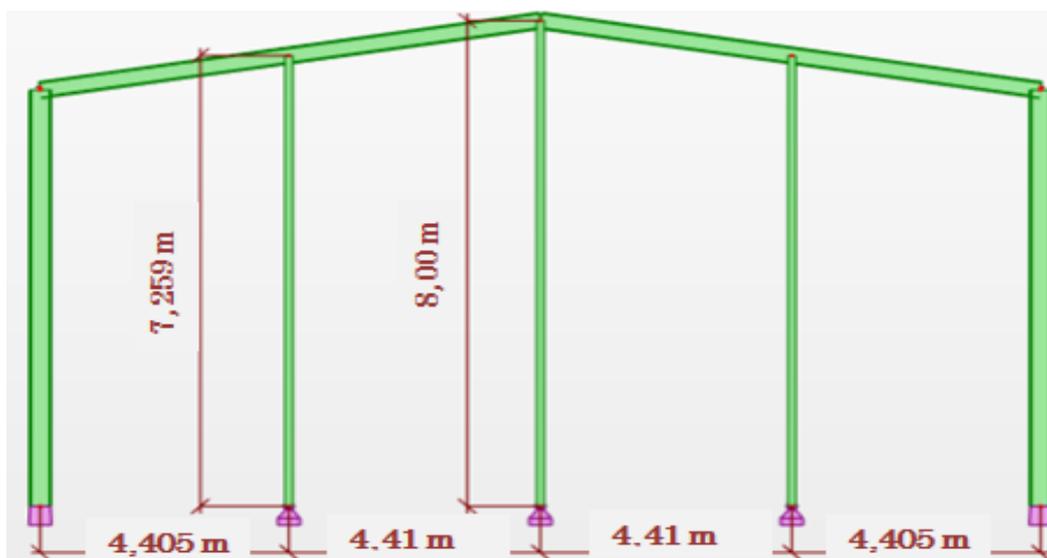


Figure III-20: Disposition des potelets.

III.5.5.2. Les données de calcul

- La hauteur de potelet le plus chargé $l = 8 \text{ m}$
- Entre axe des potelets $e_1 = 4,405 \text{ m}$ et $e_2 = 4,41 \text{ m}$
- Nombre des lisses supportées par le potelet $n = 6$
- Type de potelet : IPE
- Poids propre de bardage $9,65 \text{ Kg/m}^2$
- Poids propre d'accessoires de pose 5 Kg/m^2
- Poids propre de la lisse (UPN 140)..... 16 Kg/ml
- La nuance d'acier S 235.

III.5.5.3. Calcul des charges et surcharges revenants au potelet le plus chargé

a. Charges permanentes G :

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

b. Surcharges climatiques V

$$V = 1274,738 \text{ N/ml}$$

$$V = 1274,738 \times 4,41 = 5621,59 \text{ N/ml} = 5,621 \text{ KN/ml}$$

$$V = 5,621 \text{ KN/ml}$$

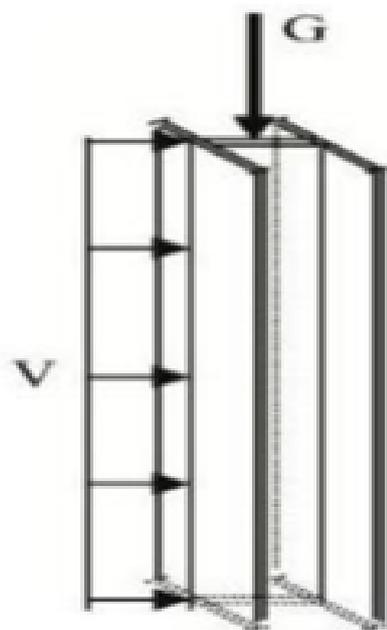


Figure III-21: Représentation des charges et surcharges sur le potelet.

III.5.5.4. Dimensionnement du potelet

Sous la condition de la flèche, La vérification de la flèche se fait sous les charges non pondérées :

$$f_z \leq f_{adm}$$

$$f_z = \frac{5 \times Qz \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} \text{ (Toiture en général)... [Article 4.2 tableau 4.1 CCM97]}$$

$$D'où: I_y \geq \frac{5 \times Qz \times L^3 \times 200}{384 \times E} \rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 5,621 \times 10^{-2} \times 800^3 \times 200}{384 \times 21000} \rightarrow I_y \geq 3568,88 \text{ cm}^4$$

On choisit la section du profilé dans les tableaux des profilés ayant au moins la valeur de I_y supérieure ou égale à la valeur trouvée. Ce qui correspond à un profilé **IPE240** ($I_y = 3892 \text{ cm}^4$).

Les caractéristique et les dimensions du profile IPE 240 sont résumé dans le tableau suivant :

Profil	Poids	Dimensions					Caractéristiques				
	P Kg/m	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	A _{vz} cm ²
IPE240	30,7	240	120	9,8	6,2	190,4	3892	283,6	366,6	73,92	19,14

Tableau III-7: Caractéristique du profilé IPE 240.

→ Evaluation de la charge permanent G (avec IPE 240) :

- Poids propre des lisses = $16 \times 6 \times 4,41 = 423,36$ Kg
- Poids propre du bardage = $(9,65 + 5) \times 8 \times 4,41 = 516,85$ Kg
- Poids propre du potelet = $30,7 \times 8 = 245,60$ Kg

$$G = 423,36 + 516,85 + 245,6 = 1185,81 \text{ Kg} = 11,858 \text{ KN}$$

III.5.5.5. Vérification de la section à la résistance

III.5.5.5.1. Incidence de l'effort normal (effort axiale)

Pour cette vérification on utilisé la condition suivante:

$$N_{sd} \leq \min (0,25 N_{pl, Rd} ; 0,5 \times \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{m0}})$$

Avec : $N_{sd} = 1.35G = 1.35 \times 11,858 = 16,008 \text{ KN}$

$$N_{pl, Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{39,1 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 835,32 \text{ KN}$$

→ $0,25 N_{pl, Rd} = 208,83 \text{ KN}$

$$A_w = (A - 2b.t_f) = 39,1 - (2 \times 12 \times 0,98) = 15,58 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow 0,5 \times \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{m0}} = 0,5 \times \frac{15,58 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 166,42 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 16,008 \text{ KN} \leq 166,42 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

La condition est vérifiée donc il n'ya pas d'interaction entre le moment résistante et l'effort normal.

III.5.5.5.2. Vérification à la flexion

$$M_{y, sd} \leq M_{C, Rd} \dots\dots\dots [\text{Article 5.4.5 (5.17) CCM97}]$$

Tel que:

$M_{C, Rd}$: C'est le moment résistant qui dépend de la classe de la section.

- La classe de la section [Tableau 5.1 CCM97]

→ Classe de l'âme (l'âme en flexion composé) :

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

$$\text{Avec : } d_c = \frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} = \frac{16,008}{0,62 \times 23,5} = 1,09 \text{ cm}$$

D' où :

$$\alpha = \frac{1}{190,4} \left(\frac{190,4 + 10,9}{2} \right) = 0,53 \leq 1$$

$$\alpha = 0,53 > 0,5 \text{ donc : } \frac{d}{t_w} \leq \frac{396 \varepsilon}{13\alpha - 1}$$

$$\rightarrow \frac{190,4}{6,2} = 30,70 \leq \frac{396 \times 1}{(13 \times 0,53) - 1} = 67,2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée. Donc l'âme est}$$

de classe 1.

- Classe de la semelle (semelle comprimé)

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\text{Avec : } t_f = 9,8 \text{ mm ; } C = \frac{b}{2} = \frac{120}{2} = 60 \text{ mm ; } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\rightarrow \frac{60}{9,8} = 6,12 \leq 10 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée. Donc la semelle}$$

est de classe 1.

Donc le section globale est de classe 1 (domaine plastique).

$$\rightarrow M_{C, Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{366,6 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 78,32 \text{ KN.m}$$

$$M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times l^2}{8} \text{ Avec } Q_{z, sd} = 1,5V = 1,5 \times 5,621 = 8,431 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow M_{y, sd} = \frac{8,431 \times 8^2}{8} = 67,448 \text{ KN.m}$$

$$M_{y, sd} = 67,448 \text{ KN.m} \leq M_{C, Rd} = 78,32 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

III.5.5.5.3. Vérification de l'élément aux phénomènes instabilités

Pour les éléments comprimé et fléchis, deux cas présentent :

➤ Flexion composée sans risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \times A \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pi.z} \cdot f_y / \gamma_{m1}} \leq 1 \quad [\text{Article 5.5.4 (5.51) CCM97}]$$

➤ Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{X_z \times A \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,sd}}{X_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pi.z} \cdot f_y / \gamma_{m1}} \leq 1 \quad [\text{Article 5.5.4 (5.52) CCM97}]$$

- Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis du déversement $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\beta_w} \times \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}$$

$$\text{Avec : } \lambda_1 = 93,9 \text{ } \varepsilon = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 93,9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{l / i_z}{\sqrt{C_1 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l / i_z}{h / t_f} \right)^2 \right]^{0,25}}}$$

Tel que:

- $C_1 = 1,132$
- l : Position de maintien latéral $l = 1,2 \text{ m}$ (espacement entre les lisses)
- $h = 240 \text{ mm}$; $t_f = 9,8 \text{ mm}$; $i_z = 26,9 \text{ mm}$

$$\rightarrow \lambda_{LT} = \frac{1200 / 26,9}{\sqrt{1,132 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{1200 / 26,9}{240 / 9,8} \right)^2 \right]^{0,25}}} = 40,35$$

$$\rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \frac{40,35}{93,9} = 0,43 > 0,4 ; \text{ Donc il ya un risque de déversement.}$$

→ Flexion composée avec risque de déversement

$$\frac{N_{sd}}{X_z \times A \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,sd}}{X_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pi.z} \cdot f_y / \gamma_{m1}} \leq 1 \quad [\text{Article 5.5.4 (5.52) CCM97}]$$

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

➤ Flexion composée avec risque de flambement :

$$- \frac{N_{sd}}{X_{min} \times A \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{m1}} \leq 1$$

➤ Flexion composée avec risque de déversement :

$$- \frac{N_{sd}}{X_z \times A \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y, sd}}{X_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{m1}} \leq 1$$

Où :

- $K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{X_y \times A \cdot f_y}$ avec $K_y \leq 1,50$
- $\mu_y = \frac{\bar{\lambda}_y (2\beta_{M,y} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{el,y}}{W_{el,y}}}{W_{el,y}}$ avec $\mu_y \leq 0,90$
- $K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{X_z \times A \cdot f_y}$ avec $K_{LT} \leq 1$
- $\mu_{LT} = 0,15 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{M,LT} - 0,15$ avec $\mu_{LT} \leq 0,90$

Tel que:

- $\beta_{M,y}$: Le facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion.
- $\beta_{M,LT}$: Le facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.
- x_{min} : Est la plus petite des valeurs de x_y et x_z .
- x_y et x_z : Les coefficients de réduction (Article 5.5.1 CCM97).

Calcul du coefficient de réduction pour le déversement :

$$X_{lt} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \text{ avec } X_{lt} \leq 1$$

- $\beta_w = 1$ pour les sections transversales de classe 1 ou 2
- ϕ_{LT} : Coefficient d'imperfction $\phi_{LT} = 0,5 \times [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$
- $\alpha_{LT} = 0,21$ (facteur d'imperfction pour les profils laminés)

$$\phi_{LT} = 0,5 \times [1 + 0,21 (0,43 - 0,2) + 0,43^2] = 0,61$$

$$\rightarrow X_{lt} = \frac{1}{0,61 + \sqrt{0,61^2 - 0,43^2}}$$

$$\rightarrow X_{lt} = 0,96 \leq 1$$

Calcul du coefficient de réduction pour le flambement x_{min} :

- **Flambement par rapport à l'axe fort y -y (dans le plan du portique) :**
 - Longueur de flambement : $l = l_y = 8$ m
 - Calcul de l'élanement : $\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{800}{9,97} = 80,24$
 - Calcul d'élanement réduit :

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\beta w} \times \frac{\lambda_y}{\lambda_1}; \beta w = 1 \text{ (section 1,2 et 3)}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{80,24}{93,9} = 0,85$$

- **Flambement par rapport à l'axe faible z-z (hors du plan du portique)**

- Longueur de flambement : $l = l_z = 1,20 \text{ m}$ (entre axe des lisses).
- Calcul de l'élanement : $\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{120}{2,69} = \mathbf{44,61}$
- Calcul d'élanement réduit :

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\beta w} \times \frac{\lambda_z}{\lambda_1}; \beta w = 1 \text{ (section 1,2 et 3)}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{44,61}{93,9} = 0,47$$

En utilisant la courbe de flambement **a** (Figure 55.1 CCM97) pour les profils lamines dans le calcul de coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} : (**Tableau 55.2 CCM97**).

$$\rightarrow \bar{\lambda}_y = 0,85 \rightarrow x_y = 0,7648 \text{ (par une interpolation linéaire)}$$

$$\rightarrow \bar{\lambda}_z = 0,47 \rightarrow x_z = 0,9328 \text{ (par une interpolation linéaire)}$$

Donc le coefficient de réduction minimal pour le flambement est :

$$x_{\min} = \min(x_y; x_z) \rightarrow x_{\min} = \min(0,7648; 0,9328) \rightarrow x_{\min} = 0,7648$$

Calcul les coefficients K_y et K_{LT} :

$$\triangleright K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{X_y \times A \cdot f_y}$$

$$\bullet \mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{M,y} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{el,y}}{W_{el,y}}$$

$$\bullet \mu_z = 0,85 \times (2 \times 1,3 - 4) + \frac{366,6 - 324,3}{324,3} \rightarrow \mu_z = -1,059 \leq 0,90$$

$$\rightarrow K_y = 1 - \frac{-1,059 \times 16,008}{0,7648 \times 39,1 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3} \rightarrow K_z = 1,02 < 1,5$$

➤ $K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{X_z \times A \cdot f_y}$

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

On a une Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie, donc d'après la figure 55.4 CCM97 : $\beta_{M,LT} = 1,3$.

• $\mu_{LT} = 0,15 \times 0,47 \times 1,3 - 0,15 \rightarrow \mu_{LT} = -0,058 \leq 0,90$

$\rightarrow K_{LT} = 1 - \frac{-0,058 \times 16,008}{0,9328 \times 39,1 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3} \rightarrow K_{LT} = 1,001$

• $M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times l^2}{8} \rightarrow M_{y, sd} = \frac{8,431 \times 8^2}{8} = 67,448 \text{ KN.m}$

• $N_{sd} = 1.35G = 1.35 \times 11,858 = 16,008 \text{ Kn}$

➤ **Vérification au flambement :**

• $\frac{N_{sd}}{X_{min} \times A \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_y \cdot M_{y, sd}}{W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{m1}} \leq 1$

$\frac{16,008}{0,7648 \times 39,1 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3 / 1,1} + \frac{1,001 \times 67,448}{366,6 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3 / 1,1} = 0,887 \leq 1 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

➤ **Vérification au déversement :**

• $\frac{N_{sd}}{X_z \times A \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y, sd}}{X_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{m1}} \leq 1$

$\frac{16,008}{0,9328 \times 39,1 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3 / 1,1} + \frac{1,001 \times 67,448}{0,96 \times 366,6 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3 / 1,1} = 0,918 \leq 1 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

Conclusion :

Le profilé **IPE240** satisfait toutes les conditions de résistances de différente instabilité, donc il convient parfaitement comme potelet pour les pignons de notre hangar.

III.6. Conclusion

Les dimensionnements que nous avons effectuée dans ce chapitre nous a permis de déterminer des types des profilés qui sont capables de résister leurs poids propre et toutes les efforts du vent.

Et après les vérifications nécessaires de tous les éléments on a retenus les types suivant :

- Les pannes : IPE 160 avec des liernes de diamètre ϕ_8

- Les lisses de bardages : UPN 120 pour toutes les lisses avec des suspentes de diamètre ϕ_s .
- Les potelets : IPE 240.
- La poutre au vent : Une cornière isolée de L60×60×6 avec boulon de 12 mm et trous de 13 mm.
- Palée de stabilité : Une cornière isolée de L70×70×7 avec boulon de 12 mm et trous de 13 mm.

CHAPITRE IV

Étude sismique et analyse dynamique

IV. Introduction

Les actions sismiques sur un bâtiment sont des actions dynamiques complexes. Elles se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposés aux fondations.

Les constructions résistent à ces mouvements par des forces d'inertie dues à leur masse qui s'opposent aux mouvements. Ce qui entraîne bien entendu des efforts dans la structure.

L'objectif visé dans ce chapitre est la détermination des efforts sismiques susceptibles à solliciter la structure.

Le calcul sismique se fait selon le Règlement parasismique Algérien RPA 99 Version 2003, qui met à notre disposition trois types d'analyse :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

Suivant la particularité de la structure, notre calcul se fera par la méthode statique équivalente.

IV.1. Méthode statique équivalente

La méthode de calcul la plus employée pour le calcul dynamique des structures, est celle basé sur l'utilisation des spectres de réponse. Mais comme le RPA99 version 2003 préconise que l'effort tranchant dynamique soit supérieur à 80% de l'effort tranchant statique, donc on calcul l'effort tranchant statique par la méthode statique équivalente.

IV.1.1. Principe de la méthode

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques dont les forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalentes à ceux de l'action sismique.

IV.1.2. Calcul de la force sismique totale :

D'après l'Article 4.2.3 de RPA 99 version 2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions, horizontales et orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots \dots \dots \text{ [Article 4.2.3 RPA99 version 2003]}$$

Tel que:

- **A:** Coefficient d'accélération de zone, donnée par le tableau (4.1) de RPA 99 version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas, on est dans la zone IIa et un groupe d'usage 2 (stockage) (H=8m<17 m). Donc **A = 0,15**.

- **D:** Est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est en fonction de la catégorie de site du facteur d'amortissement (ξ) et la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3 \text{ (S)} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \dots \dots \dots T \geq 3 \text{ (S)} \end{cases}$$

- **T₂:** Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 RPA 99 version 2003.

Dans notre cas, le site est classé dans la catégorie **S3 : site meuble** (Article 3.3.1 et 3.3.2 du RPA 99) → **T₂ = 0,50 (S), T₁ = 0,15 (S)**

- **η:** Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. On a acier léger $\xi = 4\%$ donc :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 4)} = 1,08 \geq 0,7$$

IV.1.2.1. Estimation de la période fondamentale

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le RPA 99/ version 2003 par la formule (4.6) :

$$T = C_T \cdot h_N^{3/4} \dots \dots \dots \text{ [Article 4.2.4 RPA 99 version 2003]}$$

Tel que :

- h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau, $h_N = 8 \text{ m}$.
- C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau (4.6) RPA 99.

Contreventement assuré par portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie. D'où : $C_T = 0,085$.

Donc : $T = C_T \cdot h_N^{3/4} = 0,085 \times 8^{3/4} \rightarrow T = 0,40 \text{ s}$

D'après la formule (4.2) RPA 99, on a $T_2 = 0,50\text{s}$, donc : $0 \leq T = 0,4 \leq 0,5$ d'où :

$D = 2,5\eta = 2,5 \times 1,08 \rightarrow D = 2,7$.

- R : Coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée par le tableau (4.3) RPA 99 version 2003, en fonction du système de contreventement.
Sens longitudinal: $R_y = 4$ (Ossature contreventée par palées triangulées en X)

- Q : facteur de qualité de la structure.

La valeur de Q est déterminée par la formule: $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

P_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de de qualité q « est satisfait ou non ». Sa valeur est donnée dans le tableau suivant :

Critère q	P_{qx}	P_{qy}
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05	0
2. Redondance en plan	0,05	0
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
	$\Sigma p_{qx} = 0.15$	$\Sigma p_{qy} = 0.05$

Tableau IV-1: Valeurs des pénalités P_q .

Donc : $Q_x = 1 + \sum_1^5 P_q = 1 + 0,10 \rightarrow Q_x = 1,15$.

$Q_y = 1 + \sum_1^5 P_q = 1 + 0,20 \rightarrow Q_y = 1,05$

➤ **W** : Poids total de la structure (tiré dans notre modèle ROBOT).

IV.1.2.2. Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant:

$$\left(\frac{S_a}{g}\right) = \begin{cases} 1,25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5 \eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} - 1\right) \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 (S) \\ 2,5 \eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq 0,3 (S) \\ 2,5 \eta (1,25A) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R}\right) \dots\dots\dots T \geq 0,3 (S) \end{cases}$$

IV.2. Analyse dynamique de la structure

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est de déterminer ses caractéristiques dynamiques. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amorti. Cela nous permettra par la suite e calculer les efforts internes et les déplacements maximums lors d'un chargement dynamique quelconque, tel qu'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux.

C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

La modélisation est l'établissement d'un modèle à partir de la structure réelle. Ceci sera suivi par certaines modélisations afin d'approcher le comportement de la structure d'origine au maximum.

Dans le but de modéliser notre projet, le logiciel ROBOT a été utilisé. Ce dernier est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adapté aux bâtiments, et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ces structures. Offre de nombreuse possibilité d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures.

IV.2.1. Etapes de la modélisation de la structure

L'organigramme ci-dessous résumé les étapes de travail:

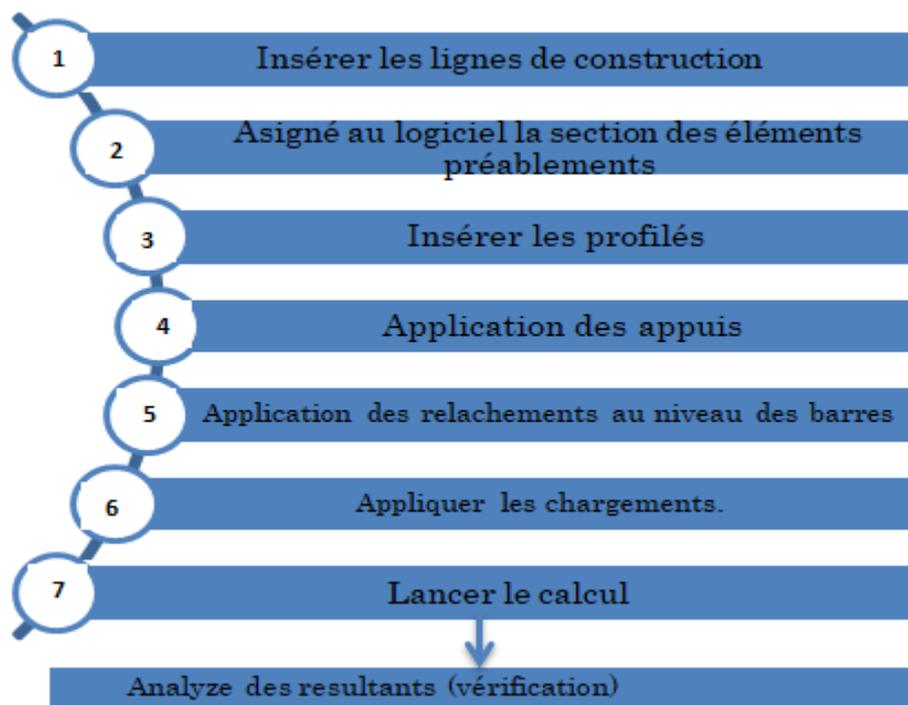


Figure IV-1: Étape de modélisation à l'aide de logiciel ROBOT.

IV.2.2. Profilé assimilé :

Eléments de la structure	Profilés
Pannes	IPE180
Lisses de bardages	UPN140
Potelets	IPE360
Poteaux	HEA360
Traverses	IPE450
Poutre au vent	UPN140
Palée de stabilité	2L80×8

Tableau IV-2: Récapitulatif des éléments utilisés.

La structure a été modélisée par un modèle tridimensionnel comme montré sur la figure :

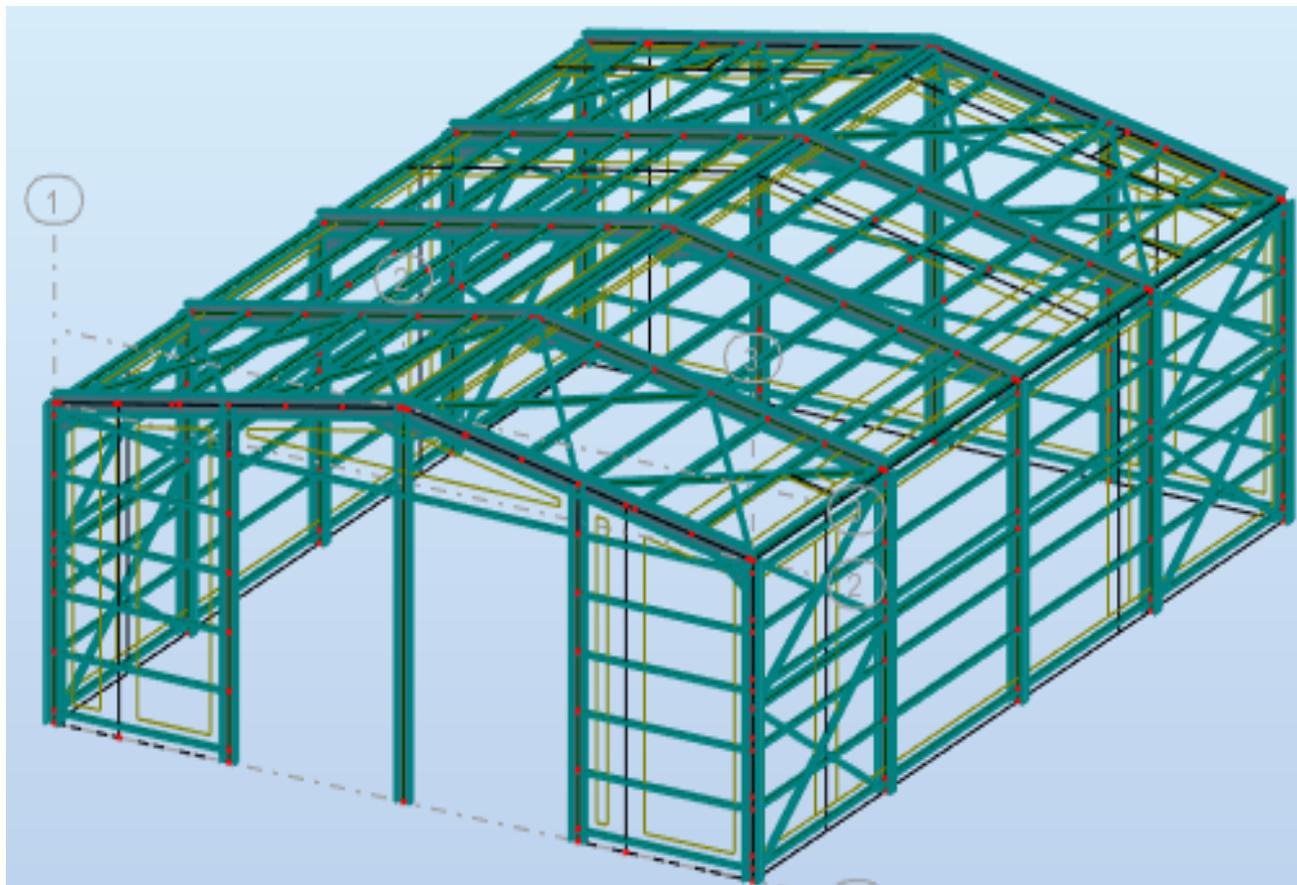


Figure IV-2: Modèle de la structure en 3D.

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme sur une structure, elle est caractérisée par une sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.

Ce type d'analyse peut être appliqué à tous types de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisants à condition d'avoir fait une bonne modélisation.

Le spectre est caractérisé par les données suivantes :

- Zone sismique : **IIa (Jijel)**
- Groupe d'usage : **2**
- Pourcentage d'amortissement : **$\xi = 4\%$**
- Facteur de qualité : **$Q_x = 1,15 ; Q_y = 1,05$**
- Coefficient de comportement : **R = 4**
- Catégorie du site : **Site meuble (S_3)**
- Matériau constitutif : **Portique Acier (léger)**

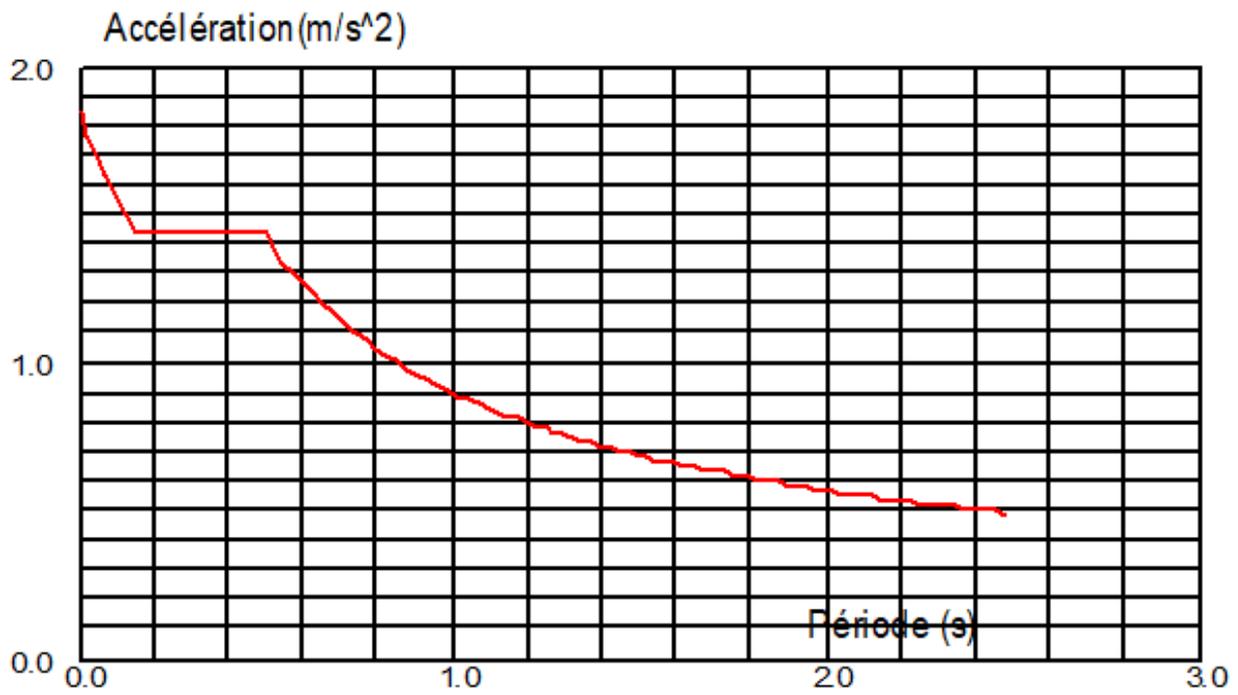


Figure IV-3: Spectre de réponse suivant l'axe xx.

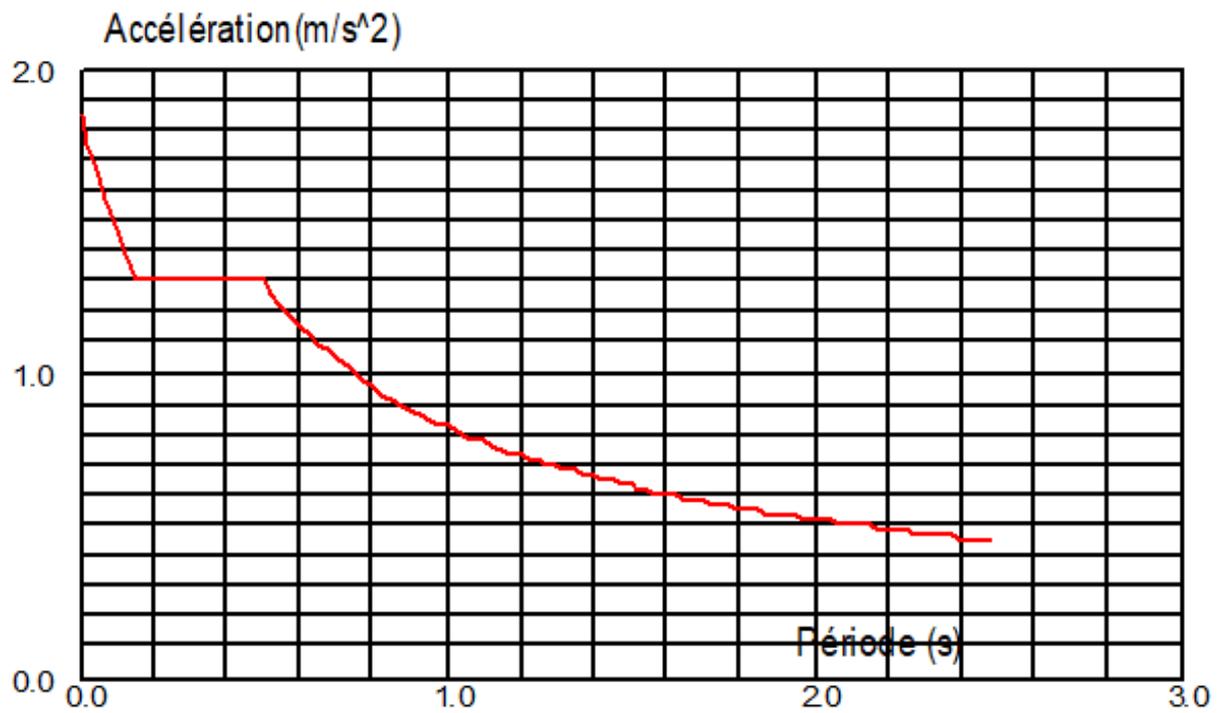


Figure IV-4: Spectre de réponse suivant l'axe yy.

IV.3. Vérification de la structure

IV.3.1. Vérification de la période fondamentale de la structure

La valeur de T, calculée par le logiciel ROBOT ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique appropriée par le RPA99 de plus de 30%. La période fondamentale obtenu par le logiciel ROBOT : T = 0,36 s

La formule empirique à utiliser est donnée par le RPA 99/ version 2003 par la formule (4.6) :

$$T = C_T \cdot h_N^{3/4} \dots\dots\dots [\text{Article 4.2.4 RPA 99 version 2003}]$$

On a : T = 0,40 (S)

→ T = 0,36 s ≤ 1,3 × 0,40 = 0,52 s.....Condition vérifiée

IV.3.2. Vérification de la force sismique à la base

La résultante des forces sismiques à la base **V_t** obtenue par combinaison 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 de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_t \geq 0,8V$$

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont comme suit :

- Effort sismique dans le sens (X) : **V_{tx} = 1594 daN.**
- Effort sismique dans le sens (Y) : **V_{ty} = 378 daN**

La force sismique total V est donnée par la formule suivante:

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots [\text{Article 4.2.3 RPA99 version 2003}]$$

Tel que :

- **A** : Coefficient d'accélération de zone **A = 0,15.**
- **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen **D = 2,7**
- **Q** : Facteur de qualité **Q_x = 1,15 ; Q_y = 1,05**
- **R** : Coefficient de comportement global de la structure **R = 4**
- **W** : poids total de la structure (calculée par ROBOT) **W = 494,33 KN**

Donc :

- $V_x = \frac{A \times D \times Q_x}{R} \times W = \frac{0,15 \times 2,7 \times 1,15}{4} \times 49433 = 5755 \text{ KN}$

$$- V_y = \frac{A \times D \times Q_y}{R} \times W = \frac{0,15 \times 2,7 \times 1,05}{4} \times 49433 = 5255 \text{ KN}$$

	V _t (daN)	V (daN)	0,8 V (daN)	V _t ≤ 0,8 V
V _x	1594	5755	4604	Vérifier
V _y	378	5255	4204	Vérifier

Tableau IV-3: Résultante des forces sismiques à la base.

CHAPITRE V

Vérification des éléments

V. Introduction

Le but de tous calculs de structures est de vérifier tous les éléments aux sollicitations afin d'assurer la stabilité globale de l'ossature. La vérification de l'ossature nécessite au préalable l'évaluation de toutes les charges (permanentes, d'exploitations, séismiques et climatiques) qui lui seraient appliquées.

Le calcul se fait sous les combinaisons d'actions les plus défavorables aux quelles ils pourraient être soumis durant toute leur période d'exploitation de l'ouvrage. Les sollicitations obtenues servent à la vérification des éléments (poteaux, poutres...), elles servent également au calcul des assemblages, ainsi qu'à celui de l'infrastructure.

V.1. Méthode de travail

Après avoir pré dimensionné les éléments de notre ouvrage, on passe à la vérification de ces éléments à l'aide de logiciel ROBOT. On modélise notre structure sur ROBOT en utilisant les profilés déjà pré dimensionné puis on introduit les charge permanente, les surcharge d'exploitation et les combinaisons d'action puis on lance le calcul et on vérifie les éléments. L'organigramme ci-dessous résume les étapes de travail:

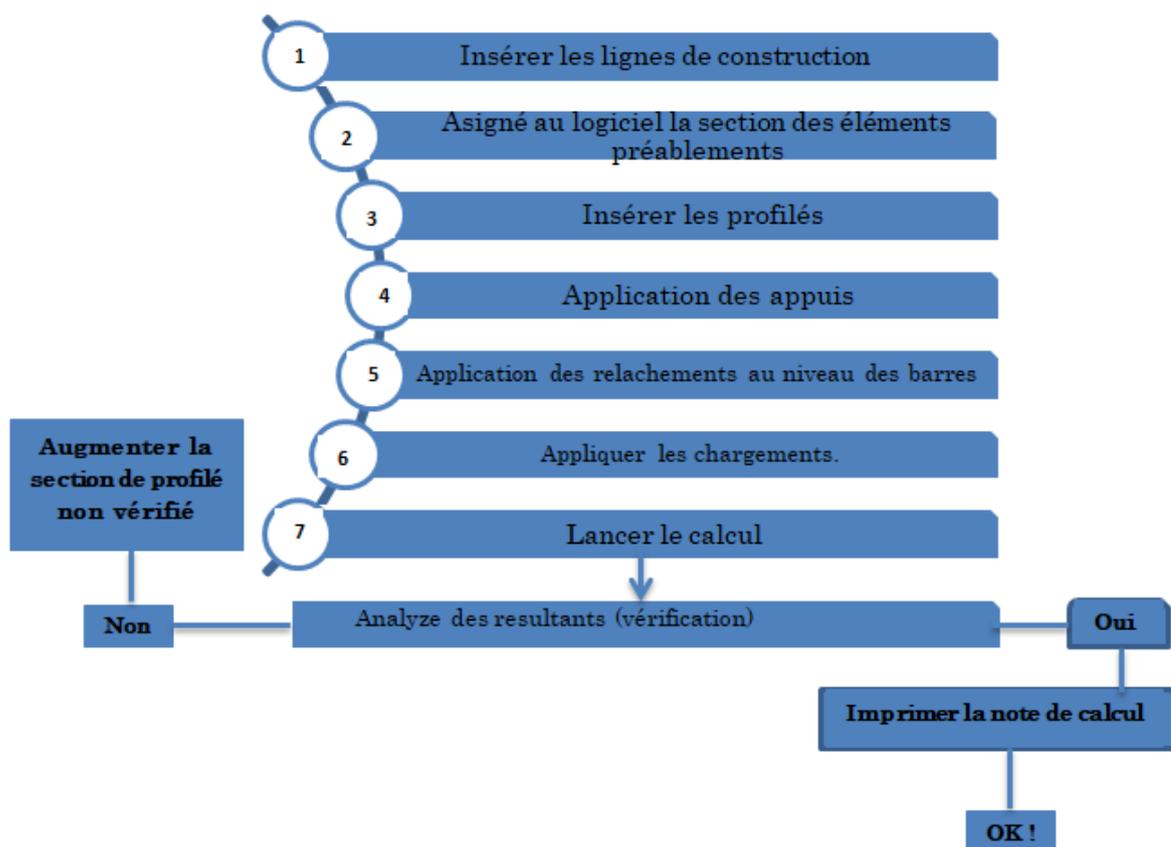


Figure V-1: Étape de modélisation à l'aide de logiciel ROBOT.

V.2. Étapes de modélisation

V.2.1. Matériaux utilisés

a. Acier :

- Module d'élasticité : $E = 210000 \text{ MPa}$
- La résistance à la traction : $f_u = 360 \text{ MPa}$
- Poids volumique : $\rho_a = 7850 \text{ Kg/m}^3$
- Module de cisaillement : $G = 8 \times 10^4 \text{ MPa}$
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ à } 20^\circ$

b. Béton :

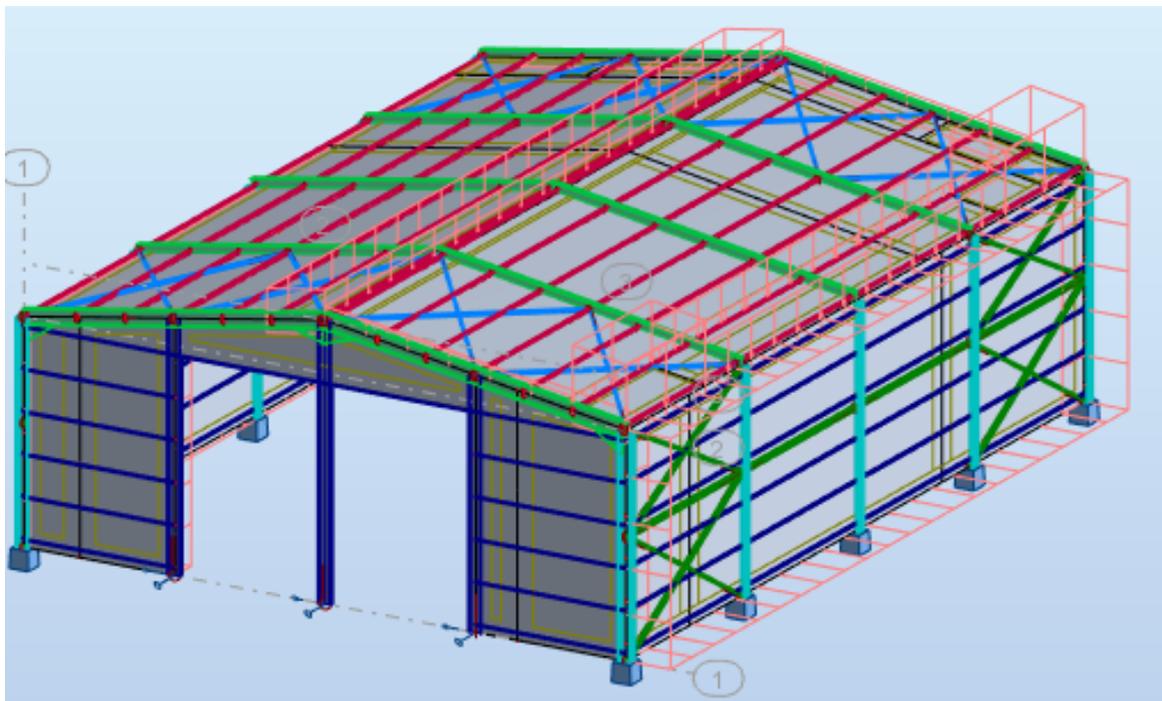
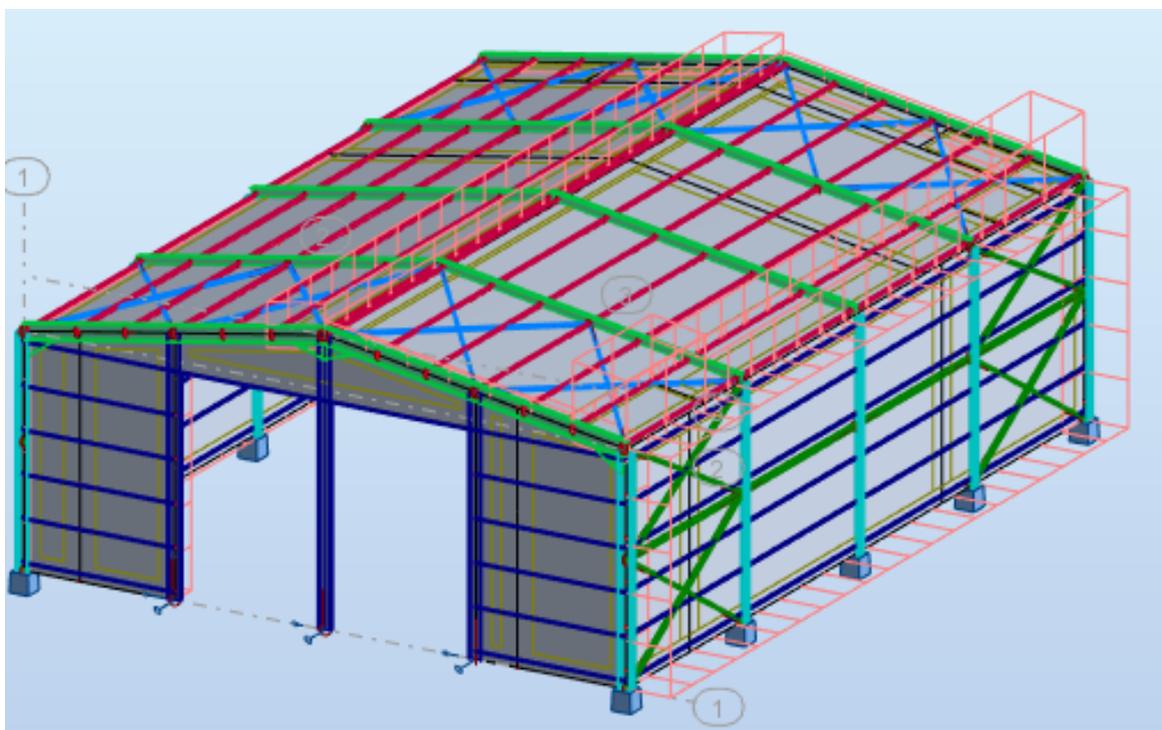
- Résistance à la compression à 28jours: $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- Résistance à la traction à 28jours: $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.
- Poids Volumique : $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$.
- Coefficient de retrait : $\varepsilon = 4 \times 10^{-6}$

V.2.2. Profilé assimilé :

Eléments de la structure	Profilés
Pannes	IPE180
Lisses de bardages	UPN140
Potelets	IPE360
Poteaux	HEA360
Traverses	IPE450
Poutre au vent	UPN140
Palée de stabilité	2L80×8
Poutre sablière	IPE160

Tableau V-1: Récapitulatif des éléments utilisés.

V.2.3. Chargements

a. Chargements du vent (V_1 , V_2 , V_3 et V_4) :Figure V-2: Cas de charge V_1 .Figure V-3: Cas de charge V_2 .

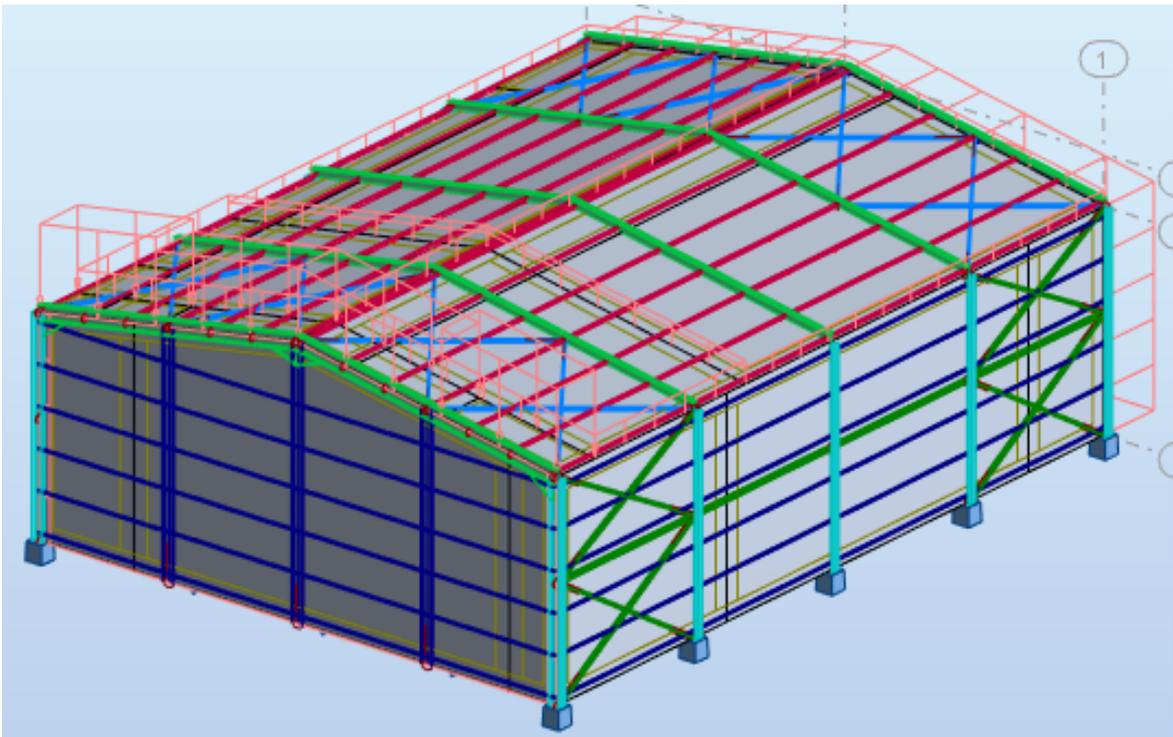


Figure V-4: Cas de charge V_3 .

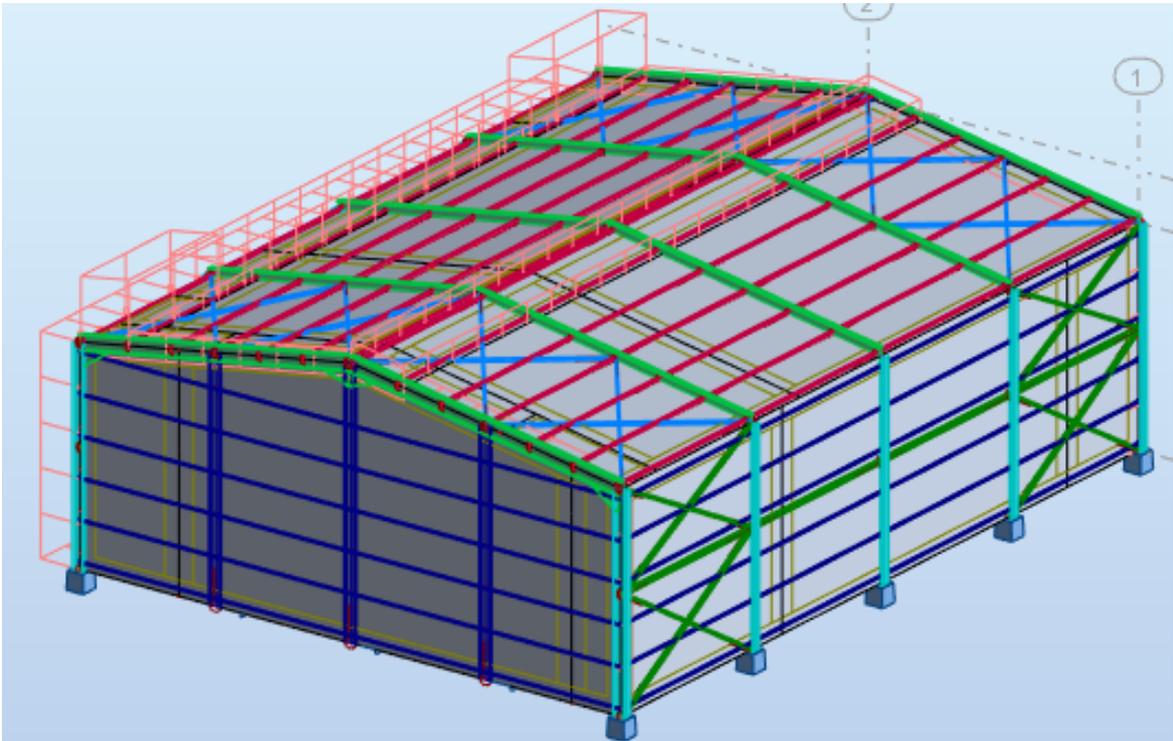


Figure V-5: Cas de charge V_4 .

V.3. Vérifications des éléments

V.3.1. Vérification de la traverse (IPE)

La traverse de notre hangar est un élément porteur constituant la partie supérieure du portique, supportant la panne et la couverture. Sa fonction principale est de transmettre les actions agissantes sur la toiture aux poteaux. La vérification se fait pour la traverse représentée dans l'ANNEXE tiré dans notre modèle ROBOT.

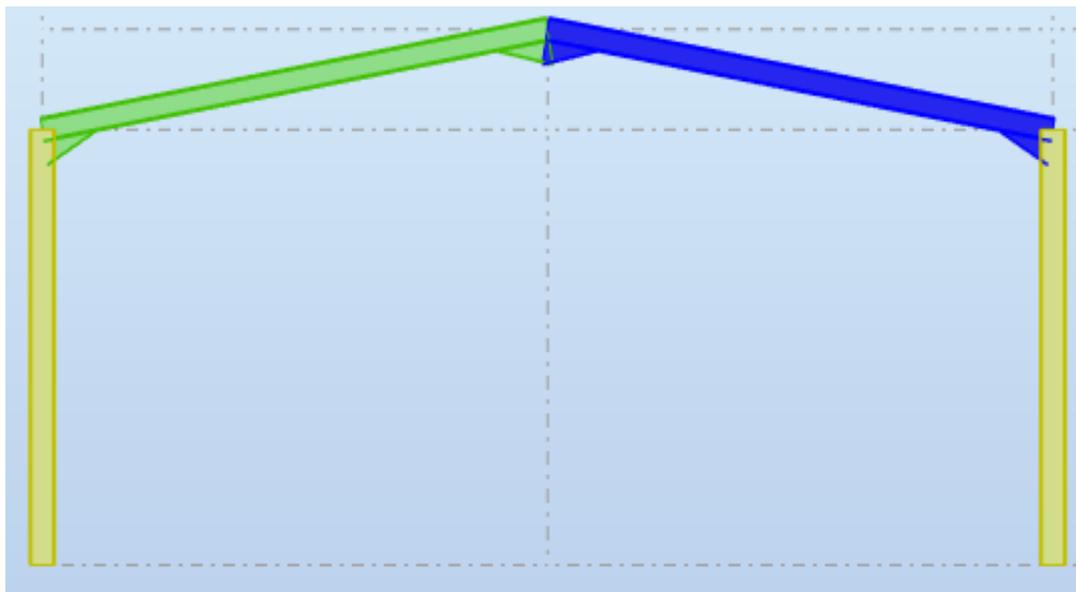


Figure V-6: Vue en 2D avec Illustration de la traverse.

Pour la traverse d'une longueur de 8,94m désignée en bleu qui est supposée encastree et sollicitée par la combinaison d'action suivante $(1,35G+S)$, les efforts sollicitant par cette combinaison sont donnés par le logiciel Robot:

$$M_{y.sd} = 74,68 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 85,91 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 44,78 \text{ KN}$$

Les caractéristique et les dimensions du profile IPE sont résumé dans le tableau suivant :

Profil	Poids	Dimensions					Caractéristiques					
	G Kg/m	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	A _{vz} cm ²	A _{vy} cm ²
IPE450	77,6	450	190	14,6	9,4	378,8	33740	1676	1702	276,4	50,85	47,95

Tableau V-2: Caractéristiques du profilé IPE450.

Classe de la section [Tableau 5.1 CCM97]:

- Classe dz l'âme (Comprimée) : $\frac{d}{t_w} = \frac{378,8}{9,4} = 40,29 \leq 72\varepsilon = 72 \rightarrow$ âme de classe 1

Avec: $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$

- Classe de la semelle (fléchie) : $\frac{d}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{190/2}{14,6} = 6,50 \leq 10\varepsilon = \rightarrow$ Semelle de classe 1

Donc la section globale est de classe 1 (Domaine plastique).

V.3.1.1. Vérification de la section à la résistance

V.3.1.1.1. Vérification à l'effort tranchant

Pour la vérification de l'effort tranchant, on applique la condition suivante:

Si $V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,Rd} \rightarrow M_{sd} \leq M_{e,Rd}$ [Article 5.4.7 CCM97]

Tel que :

- **M_{e,Rd}**: c'est le moment résistant qui dépend de la classe de la section.
- $V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{50,85 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{\sqrt{3} \times 1,1} = 627,19 \text{ KN} \rightarrow 0,5 \times 627,19 = 313,59 \text{ KN}$

$V_{sd} = \text{KN}$

$\rightarrow V_{sd} = 44,78 \text{ KN} \leq 313,59 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

Donc l'incidence de l'effort tranchant sur le moment résistant est négligée.

V.3.1.1.2. Vérification de l'effort normal

Pour cette vérification on utilisé la condition suivante:

$N_{sd} \leq \min (0,25 N_{pl,Rd} ; 0,5 \times \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{m0}})$

Avec : $N_{sd} = 85,91 \text{ KN}$

$$N_{pl, Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{98,8 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 2110,72 \text{ KN}$$

$$\rightarrow 0,25 \times 2110,72 = 527,68 \text{ KN}$$

$$A_w = (A - 2b.t_f) = 98,8 - (2 \times 1,90 \times 1,46) = 93,25 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow 0,5 \times \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{mo}} = 0,5 \times \frac{93,25 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 996,07 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 85,91 \text{ KN} \leq N_{pl, Rd} = 527,68 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Danc il n'ya pas d'interaction entre le moment résistante et l'effort normal.

V.3.1.1.3. Vérification au moment fléchissant

$$M_{y, sd} \leq M_{C, Rd} \dots\dots\dots \text{[Article 5.4.5 (5.17) CCM97]}$$

Tel que:

$M_{c, Rd}$: C'est le moment résistant qui dépend de la classe de la section.

- La classe de la section (classe 1)..... [Tableau 5.1 CCM97]

$$\rightarrow M_{C, Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{1702 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 363,60 \text{ KN.m}$$

$$M_{y, sd} = 74,68 \text{ KN}$$

$$M_{y, sd} = 74,68 \text{ KN.m} \leq M_{C, Rd} = 363,60 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

V.3.1.1.4. Vérification de l'élément aux phénomènes instabilités

Pour les éléments comprimé et fléchis, deux cas présentent :

➤ Flexion composée sans risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \times A \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_y \cdot M_{y, sd}}{W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_z \cdot M_{z, sd}}{W_{pi.z} \cdot f_y / \gamma_{m1}} \leq 1 \text{ [Article 5.5.4 (5.51) CCM97]}$$

➤ Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{X_z \times A \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y, sd}}{X_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_z \cdot M_{z, sd}}{W_{pi.z} \cdot f_y / \gamma_{m1}} \leq 1 \text{ [Article 5.5.4 (5.52) CCM97]}$$

- Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis du déversement $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\beta_w} \times \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}$$

$$\text{Avec : } \lambda_1 = 93,9 \text{ } \varepsilon = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 93,9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{l/i_z}{\sqrt{c_1 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}}}$$

Tel que:

- $C_1 = 1,132$
- l : Position de maintien latéral $l = l/2 = 4,47\text{m}$
- $h = 450 \text{ mm}$; $t_f = 14,6\text{mm}$; $i_z = 41,2 \text{ mm}$

$$\rightarrow \lambda_{LT} = \frac{4470/41,2}{\sqrt{1,132 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{4470/41,2}{450/14,6} \right)^2 \right]^{0,25}}} = 90,39$$

$\rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \frac{90,39}{93,9} = 0,96 > 0,4$; Donc il ya un risque de déversement.

\rightarrow Flexion composée avec risque de déversement

$$\frac{N_{sd}}{X_z \times A \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y, sd}}{X_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_z \cdot M_{z, sd}}{W_{pi.z} \cdot f_y / \gamma_{m1}} \leq 1 \quad \text{[Article 5.5.4 (5.52) CCM97]}$$

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

➤ **Flexion composée avec risque de flambement :**

$$- \frac{N_{sd}}{X_{min} \times A \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_y \cdot M_{y, sd}}{W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{m1}} \leq 1$$

➤ **Flexion composée avec risque de déversement :**

$$- \frac{N_{sd}}{X_z \times A \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y, sd}}{X_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{m1}} \leq 1$$

Où :

- $K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{X_y \times A \cdot f_y}$ avec $K_y \leq 1,50$
- $\mu_y = \frac{\bar{\lambda}_y (2\beta_{M,y} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}}{\bar{\lambda}_y}$ avec $\mu_y \leq 0,90$
- $K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{X_z \times A \cdot f_y}$ avec $K_{LT} \leq 1$
- $\mu_{LT} = 0,15 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{M,LT} - 0,15$ avec $\mu_{LT} \leq 0,90$

Tel que:

- $\beta_{M,y}$: Le facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion.
- $\beta_{M,LT}$: Le facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.
- x_{min} : Est la plus petite des valeurs de x_y et x_z .
- x_y et x_z : Les coefficients de réduction (Article 5.5.1 CCM97).

Calcul du coefficient de réduction pour le déversement :

$$X_{lt} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \text{ avec } X_{lt} \leq 1$$

- $\beta_w = 1$ pour les sections transversales de classe 1 ou 2
- ϕ_{LT} : Coefficient d'imperfection $\phi_{LT} = 0,5 \times [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$
- $\alpha_{LT} = 0,21$ (facteur d'imperfection pour les profils laminés)

$$\phi_{LT} = 0,5 \times [1 + 0,21 (0,96 - 0,2) + 0,96^2] = 1,04$$

$$\rightarrow X_{lt} = \frac{1}{1,04 + \sqrt{1,04^2 - 0,96^2}}$$

$$\rightarrow X_{lt} = 0,69 \leq 1$$

Calcul du coefficient de réduction pour le flambement x_{\min} :

- **Flambement par rapport à l'axe fort y-y (dans le plan du portique) :**

- Longueur de flambement : $l = l_y = 8,9$ m
- Calcul de l'élancement : $\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{0,5 \times 894}{18,48} = \mathbf{24,18}$
- Calcul d'élancement réduit :

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\beta_w} \times \frac{\lambda_y}{\lambda_1} ; \beta_w = 1 \text{ (la section de classe 1)}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{24,18}{93,9} = 0,25$$

- **Flambement par rapport à l'axe faible z-z (hors du plan du portique)**

- Longueur de flambement : $l = l_z = 8,94$ m
- Calcul de l'élancement : $\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{0,5 \times 894}{4,12} = \mathbf{108,49}$
- Calcul d'élancement réduit :

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\beta_w} \times \frac{\lambda_z}{\lambda_1} ; \beta_w = 1 \text{ (La section de classe 1)}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{108,49}{93,9} = 1,15$$

En utilisant la courbe de flambement **a** (Figure 55.1 CCM97) pour les profils

laminés dans le calcul de coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} : (Tableau 55.2 CCM97).

$$\rightarrow \bar{\lambda}_y = 0,25 \rightarrow x_y = 0,9887 \text{ (par une interpolation linéaire)}$$

$$\rightarrow \bar{\lambda}_z = 1,15 \rightarrow x_z = 0,5630 \text{ (par une interpolation linéaire)}$$

Donc le coefficient de réduction minimal pour le flambement est :

$$x_{\min} = \min(x_y ; x_z) \rightarrow x_{\min} = \min(0,9886 ; 0,5630) \rightarrow x_{\min} = 0,5630$$

Calcul des coefficients K_y et K_{LT} :

$$\triangleright K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{x_y \times A \cdot f_y}$$

$$\bullet \mu_y = \bar{\lambda}_y(2\beta_{M,y} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{el,y}}{W_{el,y}}$$

$$\bullet \mu_y = 0,25 \times (2 \times 1,3 - 4) + \frac{1702 - 1500}{1500} \rightarrow \mu_z = -0,215 \leq 0,90$$

$$\rightarrow K_y = 1 - \frac{-0,215 \times 85,91}{0,9887 \times 98,8 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3} \rightarrow K_z = 1,008 < 1,5$$

$$\triangleright K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{x_z \times A \cdot f_y}$$

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

On a une Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie, donc d'après la figure 55.4 CCM97 : $\beta_{M,L} = 1,3$.

$$\bullet \mu_{LT} = 0,15 \times 1,15 \times 1,3 - 0,15 \rightarrow \mu_{LT} = 0,074 \leq 0,90$$

$$\rightarrow K_{LT} = 1 - \frac{0,074 \times 85,91}{0,5630 \times 98,8 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3} \rightarrow K_{LT} = 0,99$$

$$\bullet M_{y, sd} = 74,68 \text{ KN.m}$$

$$\bullet N_{sd} = 85,91 \text{ KN}$$

➤ Vérification au flambement :

$$\bullet \frac{N_{sd}}{x_{\min} \times A \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_y \cdot M_{y, sd}}{W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{m1}} \leq 1$$

$$\frac{85,91}{0,5630 \times 98,8 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3 / 1,1} + \frac{1,008 \times 74,68}{1702 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3 / 1,1} = 0,27 \leq 1 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification au déversement :

$$\bullet \frac{N_{sd}}{X_2 \times A \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y, sd}}{X_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{m1}} \leq 1$$

$$\frac{85,91}{0,5630 \times 98,8 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3 / 1,1} + \frac{0,99 \times 74,68}{0,69 \times 1702 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3 / 1,1} = 0,36 \leq 1 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion: Le profilé choisi IPE450 convient comme traverse pour notre hangar.

V.3.2. Vérification des poteaux (HEA360)

Les poteaux de la structure sont pour fonction de transférer aux fondations les efforts provenant des actions agissantes sur le portique. Ces efforts introduits par la traverse sont principalement un effort normal de compression et/ou un moment de flexion. Il peut y avoir des actions transversales dues au vent sur la façade. Pour un poteau d'une hauteur de 6.50m sollicité par la combinaison d'action suivant (1.35G+S), les efforts sollicitant déterminé de cette combinaison donnée par le logiciel Robot sont :

$$M_{y, sd} = 105,34 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 68,17 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 26,44 \text{ KN}$$

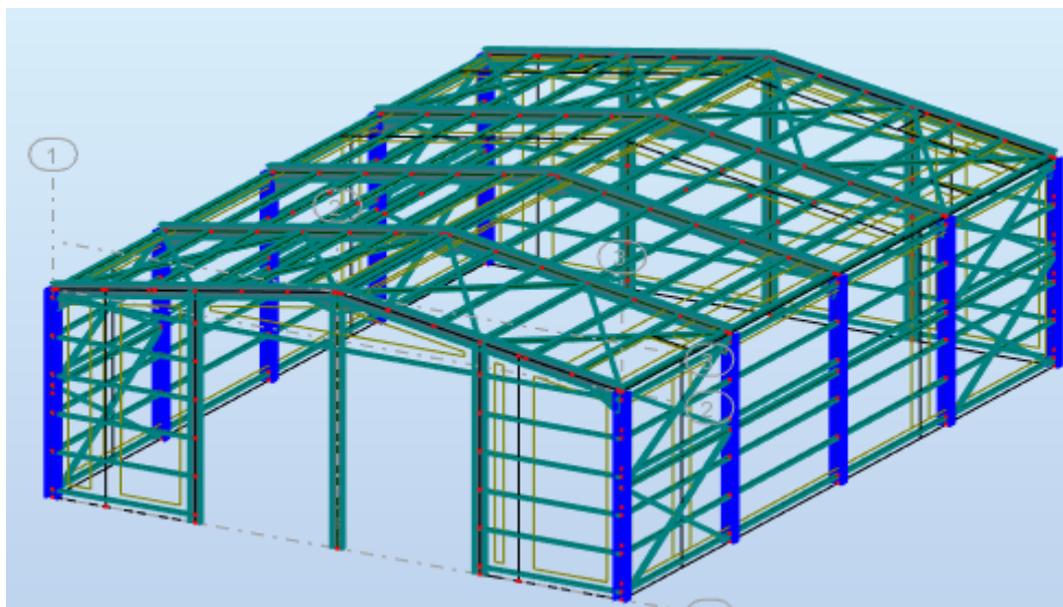


Figure V-7: Vue en 3D de la structure avec illustration des poteaux.

Les caractéristique et les dimensions du profile IPE sont résumé dans le tableau suivant :

Profil	Poids	Dimensions					Caractéristiques				
	G Kg/m	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	A _{vz} cm ²
HEA360	112	350	300	17,5	10	261	33090	7887	2088	802,3	48,96

Tableau V-3: Caractéristiques du profilé HEA.

Classe de la section [Tableau 5.1 CCM97]:

- Classe dz l'âme (Comprimée) : $\frac{d}{t_w} = \frac{261}{10} = 26,1 \leq 72\varepsilon \rightarrow$ âme de classe 1

Avec: $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$

- Classe de la semelle (fléchie) : $\frac{d}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{300/2}{17,5} = 8,57 \leq 10\varepsilon = 10 \rightarrow$ Semelle de classe 1

Donc la section globale est de classe 1 (Domaine plastique).

V.3.2.1. Vérification de la section à la résistance

V.3.2.1.1. Vérification à l'effort tranchant

Pour la vérification de l'effort tranchant, on applique la condition suivante:

Si $V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd} \rightarrow M_{sd} \leq M_{c,rd}$ [Article 5.4.7 CCM97]

Tel que :

- $M_{c,rd}$: c'est le moment résistant qui dépend de la classe de la section.
- $V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{48,96 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{\sqrt{3} \times 1,1} = 603,88 \text{ KN} \rightarrow 0,5 \times 603,88 = 301,94 \text{ KN}$

$V_{sd} = 26,44 \text{ KN}$

$\rightarrow V_{sd} = 26,44 \text{ KN} \leq 301,94 \text{ KN} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

Donc l'incidence de l'effort tranchant sur le moment résistant est négligée.

V.3.2.1.2. Vérification de l'effort normal

Pour cette vérification on utilise la condition suivante:

$N_{sd} \leq \min (0,25 N_{pl, Rd} ; 0,5 \times \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{m0}})$

Avec : $N_{sd} = 68,17 \text{ KN}$

$$N_{pl, Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{142,8 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 3050,72 \text{ KN}$$

$$\rightarrow 0,25 N_{pl, Rd} = 762,68 \text{ KN}$$

$$A_w = (A - 2b.t_f) = 142,8 - (2 \times 30 \times 1,75) = 37,8 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow 0,5 \times \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{mo}} = 0,5 \times \frac{37,8 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 403,77 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 68,17 \text{ KN} \leq 403,77 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Danc il n’ya pas d’interaction entre le moment résistante et l’effort normal.

V.3.2.1.3. Vérification au moment fléchissant

$$M_{y, sd} \leq M_{C, Rd} \dots\dots\dots \text{[Article 5.4.5 (5.17) CCM97]}$$

Tel que:

$M_{c, Rd}$: C’est le moment résistant qui dépend de la classe de la section.

- La classe de la section (classe 1)..... [Tableau 5.1 CCM97]

$$\rightarrow M_{C, Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{2088 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 446,07 \text{ KN.m}$$

$$M_{y, sd} = 105,34 \text{ KN.m}$$

$$M_{y, sd} = 105,34 \text{ KN.m} \leq M_{C, Rd} = 446,07 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

V.3.2.1.4. Vérification de l’élément aux phénomènes instabilités

Pour les éléments comprimé et fléchis, deux cas présentent :

➤ Flexion composée sans risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \times A \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_y \cdot M_{y, sd}}{W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_z \cdot M_{z, sd}}{W_{pi.z} \cdot f_y / \gamma_{m1}} \leq 1 \text{ [Article 5.5.4 (5.51) CCM97]}$$

➤ Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{X_z \times A \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y, sd}}{X_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_z \cdot M_{z, sd}}{W_{pi.z} \cdot f_y / \gamma_{m1}} \leq 1 \text{ [Article 5.5.4 (5.52) CCM97]}$$

- Calcul de l’élancement réduit vis-à-vis du déversement $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\beta_w} \times \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}$$

$$\text{Avec : } \lambda_1 = 93,9 \text{ } \varepsilon = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 93,9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{l/i_z}{\sqrt{c_1 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}}}$$

Tel que:

- $C_1 = 1,132$
- l : Position de maintien latéral $l = l/2 = 3,25$ m
- $h = 350$ mm ; $t_f = 17,5$ mm ; $i_z = 74,3$ mm

$$\rightarrow \lambda_{LT} = \frac{3250/74,3}{\sqrt{1,132 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{3250/74,3}{350/17,5} \right)^2 \right]^{0,25}}} = 38,96$$

$$\rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \frac{38,96}{93,9} = 0,41 > 0,4 ; \text{ Donc il ya un risque de déversement.}$$

→ Flexion composée avec risque de déversement

$$\frac{N_{sd}}{X_z \times A \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y, sd}}{X_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_z \cdot M_{z, sd}}{W_{pi.z} \cdot f_y / \gamma_{m1}} \leq 1 \quad \text{[Article 5.5.4 (5.52) CCM97]}$$

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

➤ **Flexion composée avec risque de flambement :**

$$- \frac{N_{sd}}{X_{min} \times A \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_y \cdot M_{y, sd}}{W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{m1}} \leq 1$$

➤ **Flexion composée avec risque de déversement :**

$$- \frac{N_{sd}}{X_z \times A \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y, sd}}{X_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{m1}} \leq 1$$

Où :

- $K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{X_y \times A \cdot f_y}$ avec $K_y \leq 1,50$
- $\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{M,y} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{el,y}}{W_{el,y}}$ avec $\mu_y \leq 0,90$
- $K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{X_z \times A \cdot f_y}$ avec $K_{LT} \leq 1$
- $\mu_{LT} = 0,15 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{M,LT} - 0,15$ avec $\mu_{LT} \leq 0,90$

Calcul du coefficient de réduction pour le déversement :

$$X_{lt} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \text{ avec } X_{lt} \leq 1$$

- $\beta_w = 1$ pour les sections transversales de classe 1 ou 2
- ϕ_{LT} : Coefficient d'imperfction $\phi_{LT} = 0,5 \times [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$

- $\alpha_{LT} = 0,21$ (facteur d'imperfection pour les profils laminés)

$$\phi_{LT} = 0,5 \times [1 + 0,21 (0,41 - 0,2) + 0,41^2] = 0,6$$

$$\rightarrow X_{lt} = \frac{1}{0,6 + \sqrt{0,6^2 - 0,41^2}}$$

$$\rightarrow X_{lt} = 0,96 \leq 1$$

Calcul du coefficient de réduction pour le flambement x_{\min} :

- **Flambement par rapport à l'axe fort y -y (dans le plan du portique) :**

- Longueur de flambement : $l = l_y = 6,5$ m
- Calcul de l'élanement : $\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{0,5 \times 650}{15,28} = 21,26$
- Calcul d'élanement réduit :

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\beta_w} \times \frac{\lambda_y}{\lambda_1}; \beta_w = 1 \text{ (la section de classe 1)}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{21,26}{93,9} = 0,23$$

- **Flambement par rapport à l'axe faible z-z (hors du plan du portique)**

- Longueur de flambement : $l = l_z = 6,5$ m
- Calcul de l'élanement : $\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{0,5 \times 650}{7,43} = 43,74$
- Calcul d'élanement réduit :

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\beta_w} \times \frac{\lambda_z}{\lambda_1}; \beta_w = 1 \text{ (La section de classe 1)}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{43,74}{93,9} = 0,46$$

En utilisant la courbe de flambement **a** (Figure 55.1 CCM97) pour les profils laminés dans le calcul de coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} : (**Tableau 55.2 CCM97**).

$$\rightarrow \bar{\lambda}_y = 0,23 \rightarrow x_y = 0,9932 \text{ (par une interpolation linéaire)}$$

→ $\bar{\lambda}_z = 0,43 \rightarrow x_z = 0,9442$ (par une interpolation linéaire)

Donc le coefficient de réduction minimal pour le flambement est :

$$x_{\min} = \min(x_y ; x_z) \rightarrow x_{\min} = \min(0,9932 ; 0,9442) \rightarrow x_{\min} = 0,9442$$

Calcul des coefficients K_y et K_{LT} :

➤ $K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{X_y \times A \cdot f_y}$

- $\mu_y = \bar{\lambda}_y(2\beta_{M,y} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{el,y}}{W_{el,y}}$

- $\mu_y = 0,23 \times (2 \times 1,3 - 4) + \frac{2088 - 1891}{1891} \rightarrow \mu_z = -0,217 \leq 0,90$

$$\rightarrow K_y = 1 - \frac{-0,217 \times 68,17}{0,9932 \times 142,8 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3} \rightarrow K_y = 1,004 < 1,5$$

➤ $K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{X_z \times A \cdot f_y}$

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

On a une Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie, donc d'après la figure 55.4 CCM97 : $\beta_{M,LT} = 1,3$.

- $\mu_{LT} = 0,15 \times 0,43 \times 1,3 - 0,15 \rightarrow \mu_{LT} = -0,066 \leq 0,90$

$$\rightarrow K_{LT} = 1 - \frac{-0,066 \times 68,17}{0,9942 \times 142,8 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3} \rightarrow K_{LT} = 1,001$$

- $M_{y, sd} = 105,34 \text{ KN.m}$

- $N_{sd} = 68,17 \text{ KN}$

➤ **Vérification au flambement :**

- $\frac{N_{sd}}{x_{\min} \times A \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_y \cdot M_{y, sd}}{W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{m1}} \leq 1$

$$\frac{68,17}{0,9442 \times 142,8 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3 / 1,1} + \frac{1,004 \times 105,34}{2088 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3 / 1,1} = 0,26 \leq 1 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification au déversement :**

- $\frac{N_{sd}}{X_z \times A \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y, sd}}{X_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{m1}} \leq 1$

$$\frac{68,17}{0,9442 \times 142,8 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3 / 1,1} + \frac{1,001 \times 105,34}{0,96 \times 2088 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3 / 1,1} = 0,27 \leq 1 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion: Le profilé choisi **HEA360** convient comme Poteau pour notre hangar.

V.3.3. Vérification des éléments de stabilités

Les contreventements sont disposés suivant les versants de la toiture dans les deux travées de rives, dans le but de reprendre les efforts longitudinaux dues au vent, vu que le portique principal joue le rôle du contreventement transversal. Ils sont composés principalement d'une **poutre au vent** qui reçoit les efforts du vent et les transmet vers les **palées de stabilité** qui joue le rôle des appuis de cette poutre à treillis et les transmettent vers le sol de fondation.

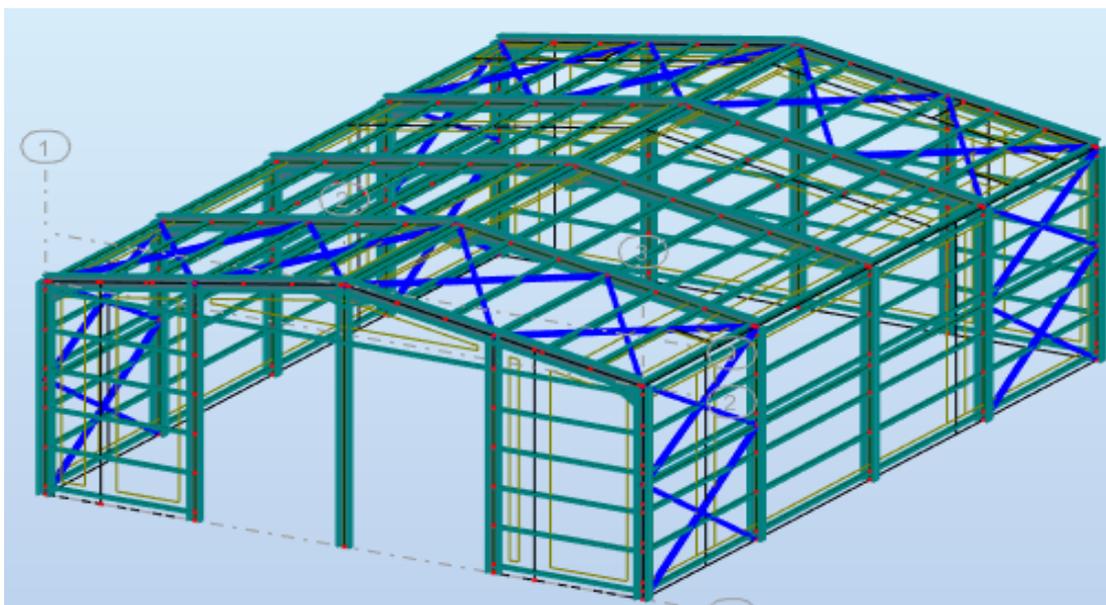


Figure V-8: Vue en 3D de la structure avec illustrations des diagonales des contreventements.

V.3.3.1. Vérification de la diagonale de la poutre au vent (UPN140)

La diagonal est sollicitée sous la combinaison suivante donnée par le logiciel Robot: **135G+S.**

$$N_{sd} = 36,04 \text{ KN.}$$

Profilé UPN140	Paramètres de la section				
	A (cm ²)	h (mm)	b (mm)	A _{net} (cm ²)	d (mm)
	20,4	140	60	6,68	98

Tableau V-4: Caractéristiques du profilé CAE.

➤ **Vérification à la traction :**

Dans les éléments sollicités en traction, la valeur de calcul N_{sd} de l'effort de traction dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition:

$$N_{sd} \leq N_{t.Rd} \dots \dots \dots \text{ [Article 5.4.3 (5.13) CCM97]}$$

Tel que :

- $N_{t.Rd}$: La résistance de calcul de la section à la traction, prise comme la plus petite des valeurs suivantes : $N_{t.Rd} = \min (N_{pl.Rd}, N_{u.Rd}, N_{net.Rd})$

Avec :

- $N_{pl.Rd}$: La résistance plastique de calcul de la section brute.

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{20,4 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 435,81 \text{ KN}$$

- $N_{u.Rd}$: Résistance ultime de calcul de la section nette au droit des trous de fixations.

$$N_{u.Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 6,68 \times 10^{-4} \times 360 \times 10^3}{1,25} = 173,14 \text{ KN}$$

- $N_{net.Rd}$: La résistance plastique de calcul de la section nette.

$$N_{net.Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{6,68 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 142,7 \text{ KN}$$

→ $N_{sd} = 36,04 \text{ KN} \leq N_{t.Rd} = \min (435,81, 173,14, 142,7) = 142,7 \text{ KN} \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$

Conclusion: Le profilé choisi L80×8 convient comme diagonale de la poutre au vent pour notre hangar.

V.3.3.2. Vérification de la diagonale de palées de stabilité (2CAE 80×8)

La diagonal est sollicitée sous la combinaison suivante donnée par le logiciel Robot: **1,35G+S.**

$$N_{sd} = 8,78 \text{ KN.}$$

Profilé 2CAE (80×8)	Paramètres de la section				
	A (cm ²)	h (mm)	b (mm)	A _{net} (cm ²)	d (mm)
	12,3	80	80	10,7	1

Tableau V-5: Caractéristiques du profilé CAE.

➤ **Vérification à la traction :**

Dans les éléments sollicités en traction, la valeur de calcul N_{sd} de l'effort de traction dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition:

$$N_{sd} \leq N_{t.Rd} \dots \dots \dots \text{ [Article 5.4.3 (5.13) CCM97]}$$

Tel que :

- $N_{t.Rd}$: La résistance de calcul de la section à la traction, prise comme la plus petite des valeurs suivantes : $N_{t.Rd} = \min (N_{pl.Rd}, N_{u.Rd}, N_{net.Rd})$

Avec :

- $N_{pl.Rd}$: La résistance plastique de calcul de la section brute.

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{12,3 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 262,77 \text{ KN}$$

- $N_{u.Rd}$: Résistance ultime de calcul de la section nette au droit des trous de fixations.

$$N_{u.Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 10,7 \times 10^{-4} \times 360 \times 10^3}{1,25} = 277,34 \text{ KN}$$

- $N_{net.Rd}$: La résistance plastique de calcul de la section nette.

$$N_{net.Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{10,7 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 228,59 \text{ KN}$$

→ $N_{sd} = 8,78 \text{ KN} \leq N_{t.Rd} = \min (262,77, 277,34, 228,50) = 228,50 \text{ KN} \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$

Conclusion: Le profilé choisi 2L80×8 convient comme diagonale de palées de stabilité pour notre hangar.

V.3.4. Vérification des potelets (IPE 360)

Les potelets sont des profilés laminés, qui ont pour rôle de transmettre les différents efforts horizontaux à la poutre au vent et les efforts verticaux vers le sol. Ce sont des profilés disposés verticalement sur le pignon, comme indiqué sur la figure ci-dessous, et sont sur tout sujet à la flexion composée sous les efforts suivant :

- Effort normal produit par le poids propre du potelet du bardage et des lisses.
- Effort de flexion produit par l'action du vent sur le pignon.

Ils sont considérés comme articulés dans les deux extrémités

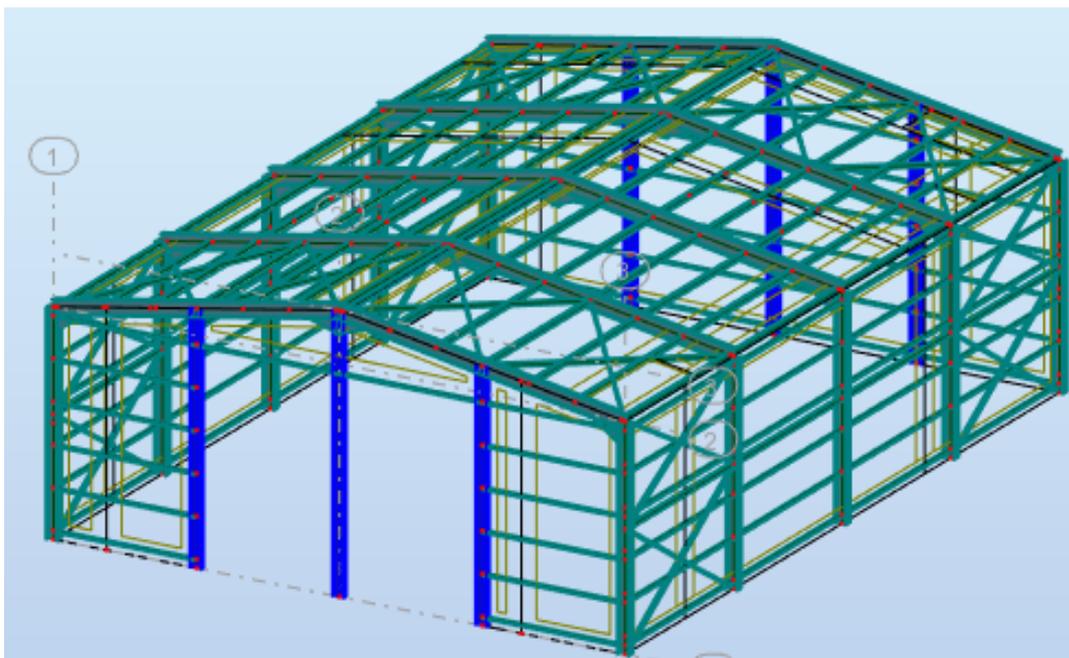


Figure V-9: Vue en 3D de la structure avec illustration des potelets.

Pour un potelet d’une hauteur de 8m sollicité par la combinaison d’action suivant (1,35G+S), les efforts sollicitant déterminé de cette combinaison donnée par le logiciel Robot sont :

$$M_{y.sd} = 44,38 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 38,76 \text{ KN}$$

Les caractéristique et les dimensions du profil IPE 240 sont résumé dans le tableau suivant :

Profil	Poids	Dimensions					Caractéristiques				
	P Kg/m	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	A _{vz} cm ²
IPE360	57,1	360	170	12,7	8	298,6	16270	1043	1019	191,1	35,14

Tableau V-6: Caractéristique du profilé IPE 240.

Classe de la section [Tableau 5.1 CCM97]:

- Classe dz l’âme (Comprimée) : $\frac{d}{t_w} = \frac{298,6}{8} = 37,32 \leq 72\varepsilon = \rightarrow$ âme de classe 1

Avec: $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$

- Classe de la semelle (fléchie) : $\frac{d}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{170/2}{12,7} = 6,69 \leq 10\varepsilon = 10 \rightarrow$ Semelle de classe 1

Donc la section globale est de classe 1 (Domaine plastique).

V.3.4.1. Vérification de la section à la résistance

V.3.4.1.1. Vérification de l'effort normal

Pour cette vérification on utilise la condition suivante:

$$N_{sd} \leq \min (0,25 N_{pl, Rd} ; 0,5 \times \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{m0}})$$

Avec : $N_{sd} = 38,76 \text{ KN}$

$$N_{pl, Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{72,7 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 1553,13 \text{ KN}$$

$$\rightarrow 0,25 \times 1553,13 = 388,28 \text{ KN}$$

$$A_w = (A - 2b.t_f) = 72,7 - (2 \times 17 \times 1,27) = 29,52 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow 0,5 \times \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{m0}} = 0,5 \times \frac{29,52 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 315,32 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 38,76 \text{ KN} \leq 315,32 \text{ KN} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

Danc il n'ya pas d'interaction entre le moment résistante et l'effort normal.

V.3.4.1.2. Vérification au moment fléchissant

$M_{y, sd} \leq M_{C, Rd} \dots\dots\dots$ [Article 5.4.5 (5.17) CCM97]

Tel que:

$M_{c, Rd}$: C'est le moment résistant qui dépend de la classe de la section.

- La classe de la section (classe 1)..... [Tableau 5.1 CCM97]

$$\rightarrow M_{C, Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1019 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 217,69 \text{ KN.m}$$

$M_{y, sd} = 44,38 \text{ KN}$

$M_{y, sd} = 44,38 \text{ KN.m} \leq M_{C, Rd} = 217,69 \text{ KN.m} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

V.3.4.1.3. Vérification de l'élément aux phénomènes instabilités

Pour les éléments comprimé et fléchis, deux cas présentent :

- Flexion composée sans risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \times A \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pi.z} \cdot f_y / \gamma_{m1}} \leq 1 \quad [\text{Article 5.5.4 (5.51) CCM97}]$$

- Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{X_z \times A \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,sd}}{X_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pi.z} \cdot f_y / \gamma_{m1}} \leq 1 \quad [\text{Article 5.5.4 (5.52) CCM97}]$$

- Calcul de l'élanement réduit vis-à-vis du déversement $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\beta_w} \times \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}$$

$$\text{Avec : } \lambda_1 = 93,9 \varepsilon = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 93,9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{l/i_z}{\sqrt{c_1} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

Tel que:

- $C_1 = 1,132$
- l : Position de maintien latéral $l = 1,2$ m (entre axe des lisse)
- $h = 360$ mm
- $t_f = 12,7$ mm
- $i_z = 37,9$ mm

$$\rightarrow \lambda_{LT} = \frac{1200/37,9}{\sqrt{1,132} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{1200/37,9}{360/12,7} \right)^2 \right]^{0,25}} = 29,31$$

$$\rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \frac{29,31}{93,9} = 0,31 \quad n < 0,4 ; \text{ Donc il ya pas un risque de déversement.}$$

La vérification aux instabilités est donnée par la formule suivante :

- **Flexion composée avec risque de flambement :**

$$- \frac{N_{sd}}{X_{min} \times A \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{m1}} \leq 1$$

Où :

- $K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{X_y \times A \cdot f_y}$ avec $K_y \leq 1,50$
- $\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{M,y} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$ avec $\mu_y \leq 0,90$

Calcul du coefficient de réduction pour le flambement x_{min} :

- **Flambement par rapport à l'axe fort y -y (dans le plan du portique) :**

- Longueur de flambement : $l = l_y = 8 \text{ m}$
- Calcul de l'élanement : $\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{800}{14,95} = 53,51$
- Calcul d'élanement réduit :

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\beta_w} \times \frac{\lambda_y}{\lambda_1}; \beta_w = 1 \text{ (la section de classe 1)}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{53,51}{93,9} = 0,56$$

- **Flambement par rapport à l'axe faible z-z (hors du plan du portique)**

- Longueur de flambement : $l = l_z = 1,20 \text{ m}$ (entre axe des lisses)
- Calcul de l'élanement : $\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{120}{3,79} = 31,66$
- Calcul d'élanement réduit :

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\beta_w} \times \frac{\lambda_z}{\lambda_1}; \beta_w = 1 \text{ (La section de classe 1)}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{31,66}{93,9} = 0,34$$

En utilisant la courbe de flambement **a** (Figure 55.1 CCM97) pour les profils lamines dans le calcul de coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} : (**Tableau 55.2 CCM97**).

$$\rightarrow \bar{\lambda}_y = 0,56 \rightarrow x_y = 0,9037 \text{ (par une interpolation linéaire)}$$

$$\rightarrow \bar{\lambda}_z = 0,34 \rightarrow x_z = 0,9676 \text{ (par une interpolation linéaire)}$$

Donc le coefficient de réduction minimal pour le flambement est :

$$x_{\min} = \min(x_y ; x_z) \rightarrow x_{\min} = \min(0,9037; 0,9676) \rightarrow x_{\min} = 0,9037$$

Calcul les coefficients K_y et K_L :

$$\triangleright K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{x_y \times A \cdot f_y}$$

$$\bullet \mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{M,y} - 4) + \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}}$$

$$\bullet \mu_y = 0,56 \times (2 \times 1,3 - 4) + \frac{1019 - 903,6}{903,6} \rightarrow \mu_y = -0,656 \leq 0,90$$

$$\rightarrow K_y = 1 - \frac{-0,656 \times 38,76}{0,9037 \times 72,7 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3} \rightarrow K_y = 1,016 < 1,5$$

$$\bullet M_{y, sd} = 44,38 \text{ KN.m}$$

$$\bullet N_{sd} = 38,76 \text{ KN}$$

\triangleright Vérification au flambement :

$$\bullet \frac{N_{sd}}{x_{\min} \times A \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_y \cdot M_{y, sd}}{W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{m1}} \leq 1$$

$$\frac{38,76}{0,9037 \times 72,7 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3 / 1,1} + \frac{1,016 \times 44,38}{1019 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3 / 1,1} = 0,23 \leq 1 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion: Le profilé choisi **IPE360** convient comme poteau pour notre hangar.

V.3.5. Vérification des déplacements :

D'après l'article 4.2.2.2 du CCM97, les déplacements horizontaux sont limités à :

- $\frac{h}{150}$; Sans charge de vent
- $\frac{h}{125}$; Avec charge de vent

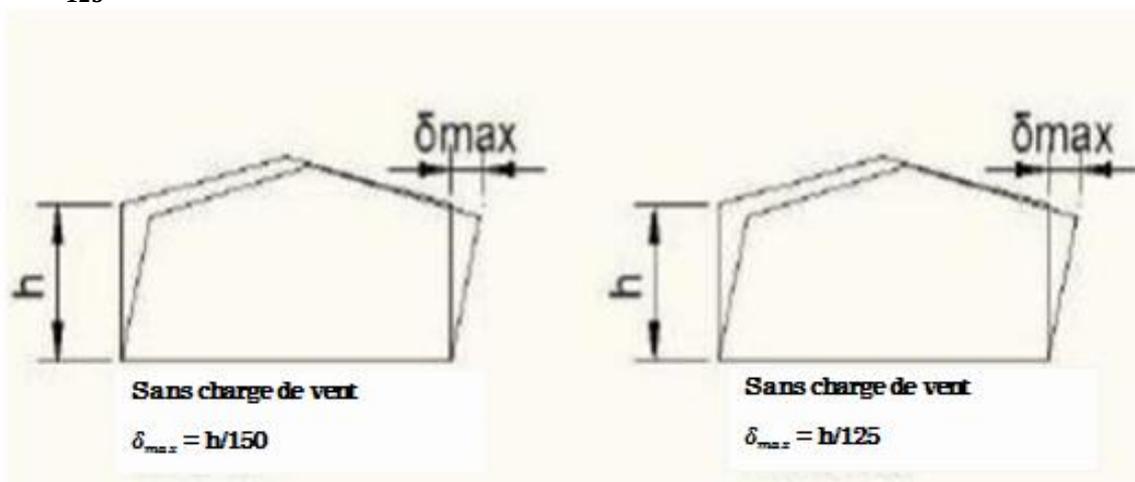


Figure V-10: Valeur limite des flèches horizontales des bâtiments industriels.

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	0,5	0,1	0,0	0,003	0,002	0,002
Noeud	211	994	1	20	92	208
Cas	72 (C)	72 (C)	72 (C)	72 (C)	72 (C)	72 (C)
MIN	-0,6	-1,2	-1,3	-0,003	-0,002	-0,002
Noeud	210	157	210	10	101	210
Cas	72 (C)	72 (C)	72 (C)	72 (C)	72 (C)	72 (C)

Tableau V-7: Extrêmes globaux des Déplacements avec charge de vent.

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	5,2	0,4	0,7	0,002	0,001	0,016
Noeud	210	158	208	210	81	208
Cas	79	79	79	79	79	79
Mode	CQC	CQC	CQC	CQC	CQC	CQC
MIN	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Noeud	1	1	1	1	1	1
Cas	79	79	79	79	79	79
Mode	CQC	CQC	CQC	CQC	CQC	CQC

Tableau V-8: Extrêmes globaux des Déplacement sans charge de vent.

Sans charge de vent : $\frac{h}{150} = \frac{650}{150} = 4,33 \text{ cm}$

Avec charge de vent : $\frac{h}{125} = \frac{h}{165} = 5,2 \text{ cm}$

→Les déplacements suivant les deux directions sont inférieurs aux déplacements admissibles.

V.4. Conclusion :

Après avoir terminé les différentes vérifications permettant de satisfaire les différentes conditions de stabilité et de résistance, on représente ci-dessous un tableau récapitulatif des différents éléments adoptés :

Eléments de la structure	Profilés
Pannes	IPE180
Lisses de bardages	UPN140
Potelets	IPE360
Poteaux	HEA360
Traverses	IPE450
Poutre au vent	UPN140
Palée de stabilité	2L80×8
Poutre sablière	IPE160

Tableau V-9:Récapitulatif des éléments utilisés.

CHAPTRE VI

Étude des assemblages

VI. Introduction

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir, et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsions.

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction. Les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc le point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels. En cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause.

VI.1. Fonctionnement des assemblages

Les principaux modes d'assemblages sont:

VI.1.1. Le boulonnage

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il offre sur site.

Dans notre cas, le choix a été porté sur le boulon de haute résistance (HR) il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale ou carrée et un écrou en acier à très haute résistance.

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
F_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	360	480	640	900
F_{ub} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	600	800	1000

Tableau VI-1:Caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe d'acier.

VI.1.2. Le soudage

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièces de métal à assembler.

VI.2. Assemblage poteau - traverse

L'assemblage poteau – traverse est réalisé à l'aide d'une platine soudée à la traverse et boulonnée au poteau.

L'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, un effort tranchant et un effort normal. Les efforts Maximaux sollicitant l'assemblage entre le poteau n°2 et la travers n°4 sont obtenus de la combinaison **1,35G+ 1,5S** donnée par le logiciel Robot.

- $M_{\max} = 105,34 \text{ KN.m}$
- $N_{\max} = 77,36 \text{ KN}$
- $V_{\max} = 44,76 \text{ KN}$

➤ **Disposition constructive :**

L'assemblage est réalisé par 10 boulons HR de classe 10.9 de diamètre $\phi 16 \text{ mm}$. Les dimensions de la platine d'about sont $150\text{mm} \times 460\text{mm}$, et l'épaisseur de la platine=20mm.

L'épaisseur la plus mince pour la détermination des pincés est :

$$t = \text{Min} (t_f ; t_{\text{platine}})$$

Tel que :

- t_f : l'épaisseur de la semelle. $t_f = 14,6 \text{ mm}$
- t_{platine} : l'épaisseur de la platine. $t_{\text{platine}} = 20\text{mm}$

$$t = \text{Min} (14,8 ; 20) = 14,6 \text{ mm}$$

➤ **Distance entre les axes des boulons :**

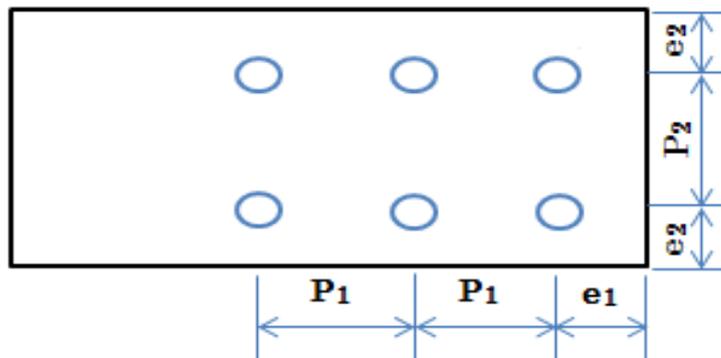


Figure VI-1: Désignation des entraxes et des pincés.

- **Pincés (e_1, e_2) :**

$$1,2 d_0 = 1,2 \times 18 = 21,6 \leq e_1 \leq 12 t = 12 \times 14,6 = 175,2 \text{ mm} \rightarrow e_1 = 53 \text{ mm}$$

$$1,5 d_0 = 1,5 \times 18 = 27 \leq e_2 \leq 12 t = 12 \times 14,6 = 175,2 \text{ mm} \rightarrow e_2 = 55 \text{ mm}$$

- Entraxe (P₁, P₂) :

$$2,2 d_0 = 2,2 \times 18 = 39,6 \leq P_1 \leq 14 t = 14 \times 14,6 = 204,4 \rightarrow P_1 = 70 \text{ mm}$$

$$3 d_0 = 3 \times 18 = 54 \leq P_2 \leq 14 t = 14 \times 14,8 = 207,2 \rightarrow P_2 = 70 \text{ mm}$$

➤ Distribution des efforts sur les différents cordons :

On va choisir le cordon de soudure platine-traverse à l'aide de l'abaque de prédimensionnement de la gorge (**Annexe 02**)

On choisit un cordon de soudure de :

$$a_w = 5 \text{ mm (soudure âme)}$$

$$a_f = 8 \text{ mm (soudure semelle)}$$

VI.2.1. Vérification de la soudure de la semelle à la traction

$$N_{sd} \leq F_{w,Rd} = F_{vw,d} \times a \quad [\text{Article 6.6.5.3 CCM97}]$$

Tel que :

- $F_{vw,d}$: Résistance de calcul d'une soudure d'angle au cisaillement, $F_{vw,d} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{MW}}$
- f_u : Valeur nominale de la résistance ultime en traction de la plus faible des parties assemblées ($f_u = 360 \text{ MPa}$)
- β_w : Facteur de corrélation approprié ($\beta_w = 0,80$)
- $\gamma_{MW} : 1,25$

$$\rightarrow F_{w,Rd} = \frac{a_f \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{MW}} = \frac{8 \times 360}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 1662,76 \text{ KN.}$$

$$N_{sd} = 77,36 \text{ KN} \leq F_{w,Rd} = 1662,76 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.2. Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement :

$$V_{sd} \leq V_{v,Rd} = \frac{a_w \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{MW}}$$

Tel que :

- $f_u = 360 \text{ MPa}$
- $\beta_w = 0,80$
- $\gamma_{MW} = 1,25$

$$\rightarrow V_{v,Rd} = \frac{5 \times 360}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 1039,23 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = 44,76 \text{ KN} \leq V_{v,Rd} = 1039,23 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.3. Détermination des efforts dans les boulons

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

➤ Calcul de la hauteur de la partie comprimée :

$$\text{➤ } X = t_f \times \sqrt{\frac{b}{t_w}}$$

Avec : $t_f = 14,6 \text{ mm}$; $b = 190 \text{ mm}$; $t_w = 9,4 \text{ mm}$ (IPE450)

$$\rightarrow X = 14,6 \times \sqrt{\frac{190}{9,4}} = 65,63 \text{ m}$$

NB : Tous les boulons sont tendus.

$$d_1 = 407 \text{ mm}$$

$$d_4 = 127 \text{ mm}$$

$$d_2 = 337 \text{ mm}$$

$$d_5 = 57 \text{ mm}$$

$$d_3 = 267 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \sum d_i^2 = 407^2 + 337^2 + 267^2 + 127^2 + 57^2 = 369885 \text{ mm}^2 = 0,369885 \text{ m}^2$$

$$\text{On a: } N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$$- N_1 = \frac{M_{sd} \times d_1}{\sum d_i^2} = \frac{105,34 \times 407 \times 10^{-3}}{0,369885} = 115,91 \text{ KN}$$

$$- N_2 = \frac{M_{sd} \times d_2}{\sum d_i^2} = \frac{105,34 \times 337 \times 10^{-3}}{0,369885} = 95,97 \text{ KN}$$

$$- N_3 = \frac{M_{sd} \times d_3}{\sum d_i^2} = \frac{105,34 \times 267 \times 10^{-3}}{0,369885} = 76,03 \text{ KN}$$

$$- N_4 = \frac{M_{sd} \times d_4}{\sum d_i^2} = \frac{105,34 \times 127 \times 10^{-3}}{0,369885} = 36,16 \text{ KN}$$

$$- N_5 = \frac{M_{sd} \times d_5}{\sum d_i^2} = \frac{105,34 \times 57 \times 10^{-3}}{0,369885} = 16,23 \text{ KN}$$

VI.2.4. Détermination du diamètre requis des boulons

Résistance des boulons au cisaillement :

$$F_{v,Rd} = 0,5 \times f_{ub} \times A_s$$

$$N_1 \leq n \times F_{v,Rd} \rightarrow N_1 \leq n \times 0,5 \times f_{ub} \times A_s$$

$$\rightarrow A_s \geq \frac{N_1}{0,5 \times f_{ub} \times n} = \frac{115,91 \times 10^3}{0,5 \times 1000 \times 2} = 115,91 \text{ mm}^2$$

On choisit des boulons de type M16 de classe 10.9 avec $A_s = 157 \text{ mm}^2$ et $d_0 = 18 \text{ mm}$

VI.2.5. Effort de précontrainte dans le boulon

Les boulons à haute résistance et à serrage contrôlé sont soumis à une précontrainte mise en place lors du serrage qui représente environ **70%** de la résistance en traction du boulon.

La précontrainte F_p est calculée selon la relation :

$$F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s \dots \dots \dots \text{ [Article 6.5.6.2 CCM97]}$$

Tel que :

- f_{ub} : Résistance à la traction du boulon
- A_s : Aire de la section filetée du boulon.

Pour les boulons de diamètre M16 et classe 10.9:

$$A_s = 157 \text{ mm}^2 \text{ et } f_{ub} = 1000 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow F_p = 0,7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 157 = 109,9 \text{ KN.}$$

VI.2.6. Vérification de l'assemblage à la flexion

Pour cette vérification à la résistance de l'assemblage à la flexion on utilise la condition suivante:

$$M_{Rd} \geq M_{sd}$$

Avec : $M_{sd} = M_{max} = 105,34 \text{ KN}$

➤ **Calcul du moment résistant effectif de l'assemblage :**

$$\bullet \quad M_{Rd} = \frac{N_1 \times \sum d_i^2}{d_1} = \frac{n \times F_p \times \sum d_i^2}{d_1}$$

Tel que :

- n : nombre de boulon dans une rangée horizontale $n = 2$
- F_p : Effort de précontrainte dans le boulon.

$$M_{Rd} = \frac{n \times F_p \times \sum d_i^2}{d_1} = \frac{2 \times 109,9 \times 369885 \times 10^{-6}}{0,407}$$

$$\rightarrow M_{Rd} = 199,75 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = 199,75 \text{ KN.m} \geq M_{sd} = 105,34 \text{ KN.m} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.7. Vérification de l'assemblage au cisaillement

Pour cette vérification à la résistance de l'assemblage au cisaillement on utilise la condition suivante : $F_{s,Rd} \geq V_{v,sd}$

➤ Calcul de l'effort tranchant par boulon :

$$- F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{44,76}{10}$$

$$F_{v,sd} = 4,476 \text{ KN.}$$

➤ Calcul de l'effort résistant par boulon :

$$- F_{s,Rd} = K_s \times n \times \mu \times \frac{F_p}{\gamma_{Ms}} \dots \text{[Article 6.5.6.1 CCM97]}$$

Tel que :

- μ : Coefficient de frottement. Dans notre cas on a classe D donc $\mu = 0,20$
[Article 6.5.6.3 CCM97]

- n : Nombre de plans de contact $n = 1$

- K_s : Forme des trous $K_s = 1$ (trou nominal)

- $\gamma_{Ms} = 1,25$ (ELU)

$$\rightarrow F_{s,Rd} = 1 \times 1 \times 0,2 \times \frac{109,9}{1,25} = 17,58 \text{ KN}$$

$$F_{s,Rd} = 17,58 \text{ KN} \geq F_{v,sd} = 4,475 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.8. Vérification de l'assemblage au poinçonnement

Pour cette vérification à la résistance de l'assemblage au poinçonnement on utilise la condition suivante :

$$F_{t,sd} \leq B_{p,Rd} = 0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}} \dots \text{[Article 6.5.5 CCM97]}$$

Tel que :

- $F_{t,sd}$: Effort de traction appliqué au boulon. $F_{t,sd} = \frac{N_{sd}}{n} = \frac{77,36}{10} = 7,736 \text{ KN}$

- $B_{p,Rd}$: La résistance de calcul au cisaillement par poinçonnement de la tête du boulon

- t_p : Épaisseur de la plaque sous la tête du boulon ou de l'écrou.

- d_m : Diamètre moyen (entre cercles inscrit et circonscrit) de la tête du boulon ou de l'écrou.

- $\gamma_{Mb} = 1,25$.

$$B_{p,Rd} = 0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}} = 0,6 \times \pi \times 2,458 \times 2 \times \frac{36}{1,25}$$

$$B_{p,Rd} = 266,73 \text{ KN.}$$

$F_{t.sd} = 7,736 \text{ KN} \leq B_{p,Rd} = 266,73 \text{ KN} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

VI.2.9. Vérification de l'assemblage à la pression diamétrale

$$F_{v.sd} \leq F_{b,Rd} \dots \dots \dots \text{ [Article 6.5.4 CM97]}$$

Tel que :

- **$F_{v.sd}$** : Effort de cisaillement de calcul par boulon à l'état limite ultime. $F_{v.sd} = \frac{F}{np}$

Avec :

- n : Nombre de boulon.
- p : Nombre de plan de contacte.

$$\rightarrow F_{v.sd} = \frac{F}{np} = \frac{44,76}{10} = 4,476 \text{ KN.}$$

- **$F_{b,Rd}$** : La résistance de calcul à la pression diamétrale

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times \frac{t_p}{\gamma_{Mb}}$$

Où α est la plus petite des valeurs suivantes :

$$\bullet \alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u} \text{ ou } 1 \right)$$

Tel que :

- d : Diamètre nominal de boulon.
- d_0 : Diamètre nominale du trou.
- f_{ub} : Limite de rupture du boulon
- f_u : Limite de rupture de la plaque.
- t_p : Épaisseur de la plaque.

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u} \text{ ou } 1 \right) = \min \left(\frac{53}{3 \times 18}; \frac{70}{3 \times 18} - \frac{1}{4}; \frac{1000}{360} \text{ ou } 1 \right) = 0,98$$

$$\rightarrow F_{b,Rd} = 2,5 \times 0,98 \times 360 \times 16 \times \frac{20}{1,25} = 225,79 \text{ KN}$$

$F_{v.sd} = 4,476 \text{ KN} \leq F_{b,Rd} = 225,79 \text{ KN} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

Le logiciel ROBOT nous permet de calculer automatiquement l'assemblage poteau-traverse.

VI.3. Assemblage traverse-traverse

L'assemblage traverse-traverse est réalisé à l'aide de deux platines boulonnées entre elles et soudées avec les deux traverses.

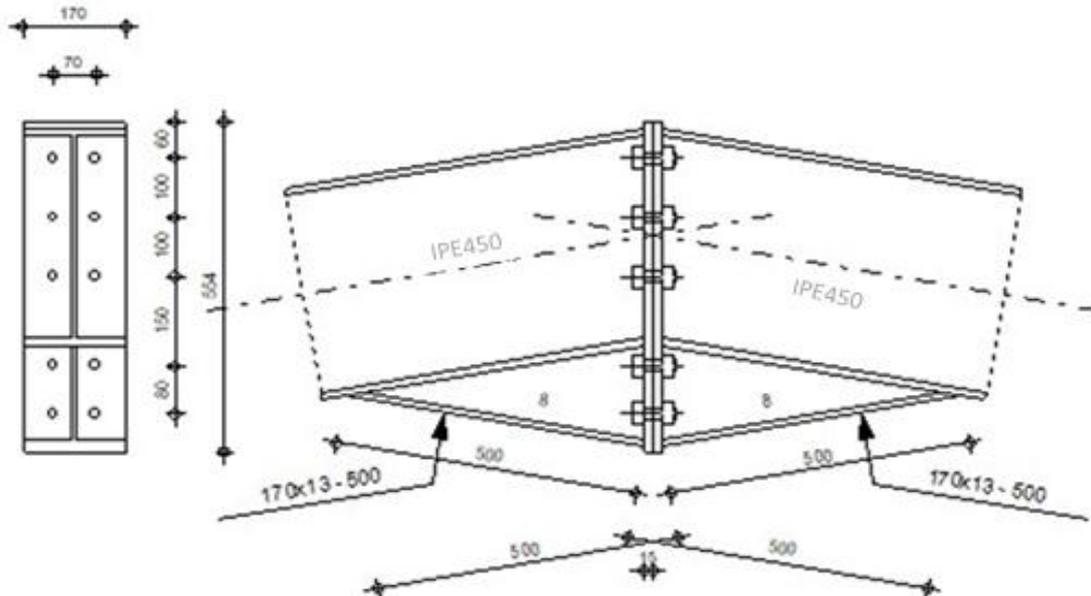


Figure VI-2: Vu en plan de l'assemblage traverse-traverse.

Les efforts sollicitant sur l'assemblage sont obtenus par la combinaison **1,35G+1,5S** donnée par le logiciel robot.

$$M_{sd} = 74,68 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 85,91 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 44,78 \text{ KN}$$

➤ **Disposition constructive :**

L'assemblage est réalisé par 10 boulons HR de classe 10.9 de diamètre $\varnothing 16$ mm. Les dimensions de la platine d'about sont 170 mm x 554 mm, et l'épaisseur de la platine=20mm.

L'épaisseur la plus mince pour la détermination des pinces est :

$$t = \text{Min} (t_f ; t_{\text{platine}})$$

Tel que :

- t_f : l'épaisseur de la semelle. $t_f = 14,6$ mm
- t_{platine} : l'épaisseur de la platine. $t_{\text{platine}} = 20$ mm

$$t = \text{Min} (14,6; 20) = 14,6\text{mm}$$

➤ Distance entre les axes des boulons :

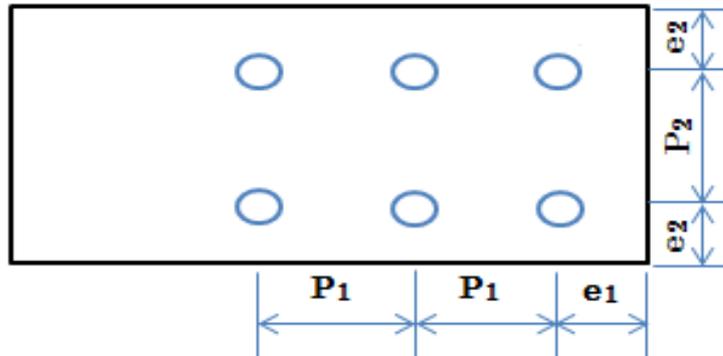


Figure VI-3: Désignation des entraxes et des pinces.

- Pinces (e_1, e_2) :

$$1,2 d_0 = 1,2 \times 18 = 21,6 \leq e_1 \leq 12 t = 12 \times 14,6 = 175,2 \text{ mm} \rightarrow e_1 = 60 \text{ mm}$$

$$1,5 d_0 = 1,5 \times 18 = 27 \leq e_2 \leq 12 t = 12 \times 14,6 = 175,2 \text{ mm} \rightarrow e_2 = 50 \text{ mm}$$

- Entraxe (P_1, P_2) :

$$2,2 d_0 = 2,2 \times 18 = 39,6 \leq P_1 \leq 14 t = 14 \times 14,6 = 204,4 \rightarrow P_1 = 100 \text{ mm}$$

$$3 d_0 = 3 \times 18 = 54 \leq P_2 \leq 14 t = 14 \times 14,8 = 207,2 \rightarrow P_2 = 70 \text{ mm}$$

VI.3.1. Détermination des efforts dans les boulons

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

➤ Calcul de la hauteur de la partie comprimée :

$$\text{➤ } X = t_f \times \sqrt{\frac{b}{t_w}}$$

Avec : $t_f = 14,6\text{mm}$; $b = 190\text{mm}$; $t_w = 9,4\text{mm}$

$$\rightarrow X = 14,6 \times \sqrt{\frac{190}{9,4}} = 65,63\text{mm}$$

NB : Tous les boulons sont tendus.

$$d_1 = 485\text{mm}$$

$$d_4 = 130\text{mm}$$

$$d_2 = 385\text{mm}$$

$$d_5 = 50\text{mm}$$

$$d_3 = 285\text{mm}$$

$$\rightarrow \sum d_i^2 = 485^2 + 385^2 + 285^2 + 130^2 + 50^2 = 485075 \text{mm}^2 = 0,48507 \text{ m}^2$$

On a: $N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2}$

$$- N_1 = \frac{M_{sd} \times d_1}{\sum d_i^2} = \frac{74,68 \times 485 \times 10^{-3}}{0,48507} = 74,66 \text{KN}$$

$$- N_2 = \frac{M_{sd} \times d_2}{\sum d_i^2} = \frac{74,68 \times 385 \times 10^{-3}}{0,48507} = 59,27 \text{KN}$$

$$- N_3 = \frac{M_{sd} \times d_3}{\sum d_i^2} = \frac{74,68 \times 285 \times 10^{-3}}{0,48507} = 43,87 \text{KN}$$

$$- N_4 = \frac{M_{sd} \times d_4}{\sum d_i^2} = \frac{74,68 \times 130 \times 10^{-3}}{0,48507} = 20,01 \text{KN}$$

$$- N_5 = \frac{M_{sd} \times d_5}{\sum d_i^2} = \frac{74,68 \times 50 \times 10^{-3}}{0,48507} = 7,69 \text{KN}$$

VI.3.2. Détermination du diamètre requis des boulons

Résistance des boulons au cisaillement :

$$F_{v,Rd} = 0,5 \times f_{ub} \times A_s$$

$$N_1 \leq n \times F_{v,Rd} \rightarrow N_1 \leq n \times 0,5 \times f_{ub} \times A_s$$

$$\rightarrow A_s \geq \frac{N_1}{0,5 \times f_{ub} \times n} = \frac{74,66 \times 10^3}{0,5 \times 1000 \times 2} = 74,66 \text{mm}^2$$

On choisit des boulons de type M12 de classe 10.9 avec $A_s = 84,3 \text{ mm}^2$ et $d_0 = 14 \text{mm}$ (voir l'annexe 05).

VI.3.3. Effort de précontrainte dans le boulon

La précontrainte F_p est calculée selon la relation :

$$F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s \dots \dots \dots \text{ [Article 6.5.6.2 CCM97]}$$

Tel que :

- f_{ub} : Résistance à la traction du boulon
- A_s : Aire de la section filetée du boulon.

Pour les boulons de diamètre M12 et classe 10.9:

$$A_s = 84,3 \text{ mm}^2 \text{ et } f_{ub} = 1000 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow F_p = 0,7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 84,3 = 59,01 \text{KN}.$$

VI.3.4. Vérification de l'assemblage à la flexion

Pour cette vérification à la résistance de l'assemblage à la flexion on utilise la condition suivante:

$$M_{Rd} \geq M_{sd}$$

Avec : $M_{sd} = M_{max} = 74,68KN$

➤ **Calcul du moment résistant effectif de l'assemblage :**

$$\bullet \quad M_{Rd} = \frac{N_1 \times \sum d_i^2}{d_1} = \frac{n \times F_p \times \sum d_i^2}{d_1}$$

Tel que :

- **n** : nombre de boulon dans une rangée horizontale $n = 2$
- **F_p** : Effort de précontrainte dans le boulon.

$$M_{Rd} = \frac{n \times F_p \times \sum d_i^2}{d_1} = \frac{2 \times 59,01 \times 485075 \times 10^{-6}}{485 \times 10^{-3}}$$

$$\rightarrow M_{Rd} = 118,03KN.m$$

$M_{Rd} = 118,03 KN.m \geq M_{sd} = 74,68 KN.m$Condition vérifiée.

VI.3.5. Vérification de l'assemblage au cisaillement

Pour cette vérification à la résistance de l'assemblage au cisaillement on utilise la condition suivante : $F_{s,Rd} \geq V_{v,sd}$

➤ **Calcul de l'effort tranchant par boulon :**

$$- \quad F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{44,78}{10}$$

$$F_{v,sd} = 4,478 KN.$$

➤ **Calcul de l'effort résistant par boulon :**

$$- \quad F_{s,Rd} = K_s \times n \times \mu \times \frac{F_p}{\gamma_{Ms}} \dots\dots\dots [Article 6.5.6.1 CCM97]$$

Tel que :

- **μ** : Coefficient de frottement. Dans notre cas on a classe D donc **μ = 0,20**
[Article 6.5.6.3 CCM97]
- **n** : Nombre de plans de contact $n = 1$
- **K_s** : Forme des trous $K_s = 1$ (trou nominal)
- **γ_{Ms}** = 1,25 (ELU)

$$\rightarrow F_{s,Rd} = 1 \times 1 \times 0,2 \times \frac{59,01}{1,25} = 9,44 \text{ KN}$$

$$F_{s,Rd} = 9,44 \text{ KN} \geq F_{v,sd} = 4,478 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.3.6. Vérification de l'assemblage au poinçonnement

Pour cette vérification à la résistance de l'assemblage au poinçonnement on utilise la condition suivante :

$$F_{t,sd} \leq B_{p,Rd} = 0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}} \dots \text{[Article 6.5.5 CCM97]}$$

Tel que :

- $F_{t,sd}$: Effort de traction appliqué au boulon. $F_{t,sd} = \frac{N_{sd}}{n} = \frac{85,91}{10} = 8,591 \text{ KN}$
- $B_{p,Rd}$: La résistance de calcul au cisaillement par poinçonnement de la tête du boulon
- t_p : Épaisseur de la plaque sous la tête du boulon ou de l'écrou.
- d_m : Diamètre moyen (entre cercles inscrit et circonscrit) de la tête du boulon ou de l'écrou.
- $\gamma_{Mb} = 1,25$.

$$B_{p,Rd} = 0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}} = 0,6 \times \pi \times 2,05 \times 2 \times \frac{36}{1,25}$$

$$B_{p,Rd} = 222,57 \text{ KN.}$$

$$F_{t,sd} = 8,591 \text{ KN} \leq B_{p,Rd} = 222,57 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.3.7. Vérification de l'assemblage à la pression diamétrale

$$F_{v,sd} \leq F_{b,Rd} \dots \text{[Article 6.5.4 CM97]}$$

Tel que :

- $F_{v,sd}$: Effort de cisaillement de calcul par boulon à l'état limite ultime. $F_{v,sd} = \frac{F}{np}$
Avec :
 - n : Nombre de boulon.
 - p : Nombre de plan de contact. $P=1$

$$\rightarrow F_{v,sd} = \frac{F}{np} = \frac{44,78}{10} = 4,478 \text{ KN.}$$

- $F_{b,Rd}$: La résistance de calcul à la pression diamétrale

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times \frac{t_p}{\gamma_{Mb}}$$

Où α est la plus petite des valeurs suivantes :

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u} \text{ ou } 1 \right)$$

Tel que :

- d : Diamètre nominal de boulon.
- d_0 : Diamètre nominale du trou.
- f_{ub} : Limite de rupture du boulon
- f_u : Limite de rupture de la plaque.
- t_p : Épaisseur de la plaque.

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u} \text{ ou } 1 \right) = \min \left(\frac{60}{3 \times 14}; \frac{100}{3 \times 14} - \frac{1}{4}; \frac{1000}{360} \text{ ou } 1 \right) = 1$$

$$\rightarrow F_{b,Rd} = 2,5 \times 1 \times 360 \times 10^{-3} \times 12 \times \frac{20}{1,25} = 172,8 \text{KN}$$

$F_{v,sd} = 4,478 \text{KN} \leq F_{b,Rd} = 172,8 \text{KN}$Condition vérifiée.

Le logiciel ROBOT nous permet de calculer automatiquement l'assemblage poteau-traverse.

VI.4. Assemblage poteau-poutre sablière (HEA360 et IPE160)

L'assemblage est réalisé avec boulonnage d'âme de sablière avec l'âme du poteau par une cornière.

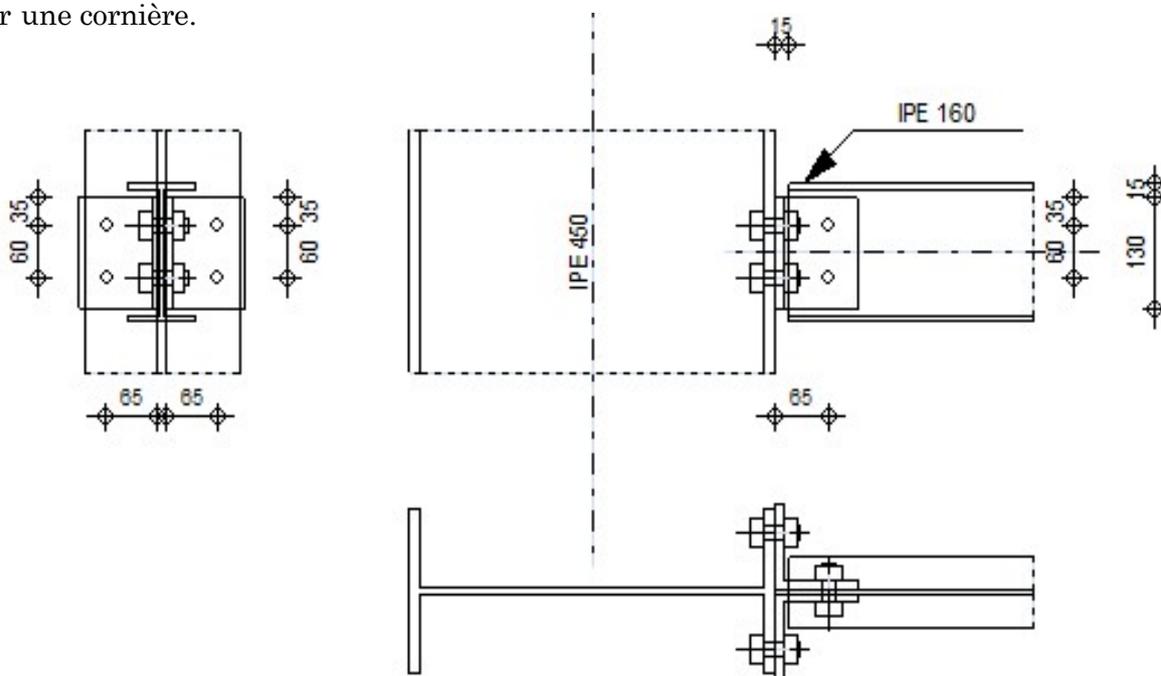


Figure VI-4: Vue en plan de l'assemblage Poteau-deux Poutre sablière (IPE160 et HEA360).

Les efforts sollicitant sur l'assemblage sont obtenus par la combinaison **1,35G+S** donnée par le logiciel robot.

$$M_{sd} = 6,8 \text{KN.m}$$

$$N_{sd} = 44,32 \text{KN}$$

$$V_{sd} = 7,63 \text{KN}$$

➤ **Disposition constructive :**

L'assemblage est réalisé avec une file verticale de 2 boulons $\varnothing 14$ de classe 4.8 dans les deux côtes de la cornière.

Ainsi que les dimensions de la cornière sont :

- La longueur et la largeur: 100 mm
- La hauteur: 130 mm
- Épaisseur : 15 mm

L'épaisseur la plus mince pour la détermination des pinces est :

$$t = \text{Min} (t_w ; t_{\text{cornière}})$$

Tel que :

- t_w : l'épaisseur de l'âme (10mm)
- $t_{\text{cornière}}$: l'épaisseur de la cornière (15mm)

$$t = \text{Min} (10 ; 15) = 10 \text{mm}$$

➤ **Distance entre les axes des boulons :**

- **Pinces (e_1, e_2) :**

$$1,2 d_0 = 1,2 \times 16 = 19,2 \leq e_1 \leq 12 t = 120 \text{ alors on prend } e_1 = 35 \text{ mm}$$

$$1,5 d_0 = 1,5 \times 16 = 24 \leq e_2 \leq 12 t = 120 \text{ alors on prend } e_2 = 45 \text{ mm}$$

- **Entraxe (P_1) :**

$$2,2 d_0 = 2,2 \times 16 = 35,2 \leq P_1 \leq 14 t = 140 \text{ alors on prend } P_1 = 60 \text{mm}$$

Le logiciel ROBOT nous permet de calculer automatiquement l'assemblage poteau- deux poutres sablière.

VI.5. Assemblage du contreventement

VI.5.1. Assemblage de la diagonale de la poutre au vent

L'assemblage est réalisé à l'aide d'un gousset boulonné aux barres de la diagonale.

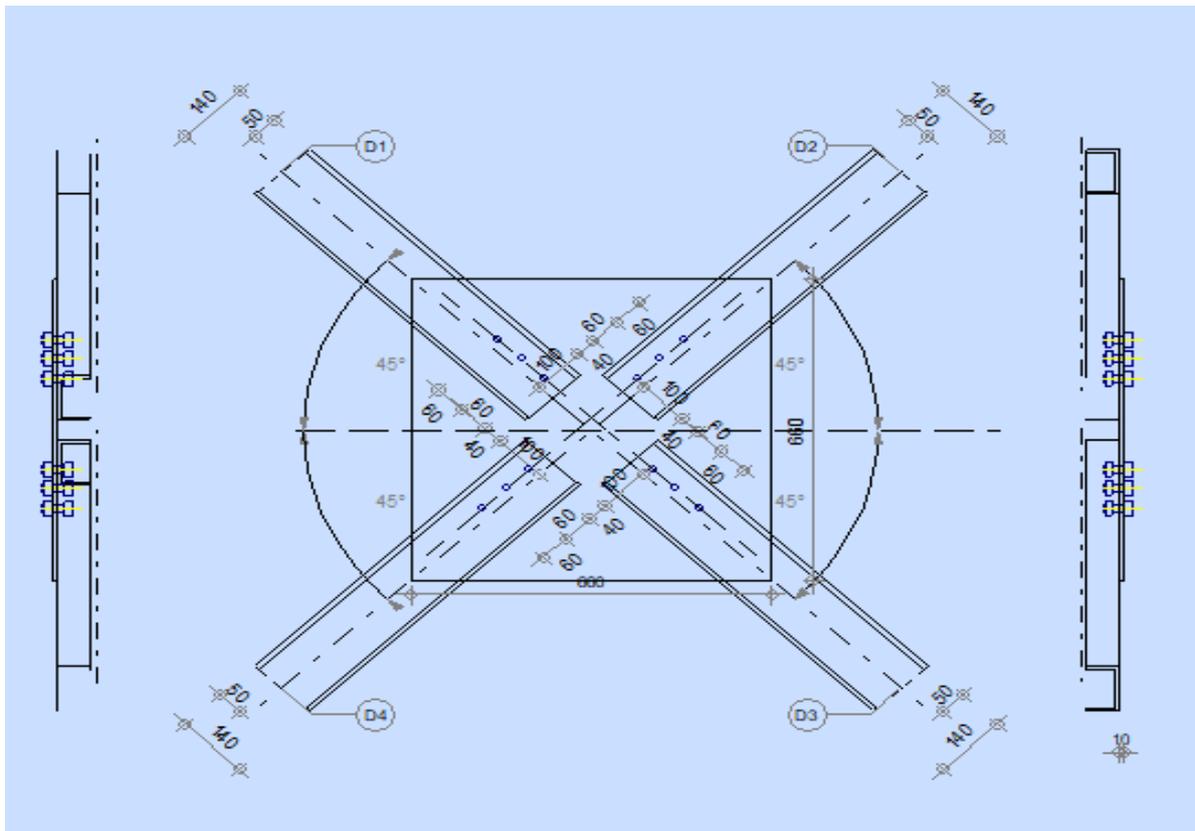


Figure VI-5: Vue en plan de l'assemblage de la diagonale du palée de stabilité.

Les boulons sont sollicités au cisaillement seulement. Les diagonales les plus sollicitées sont celles qui reprennent un effort de traction maximum.

$$N_{\max} = 36,04 \text{ KN.}$$

➤ **Disposition constructive :**

L'assemblage est réalisé par 3 boulons HR de classe 10.9 de diamètre $\phi 12$ mm.

Ainsi que les dimensions de gousset sont :

- La longueur du gousset : 660mm
- La hauteur: 660mm
- Épaisseur : 8mm

L'épaisseur la plus mince pour la détermination des pinces est :

$$t = \text{Min} (t_w ; t_{\text{gousset}})$$

Tel que :

- t_w : l'épaisseur de l'âme (7mm)
- t_{gousset} : l'épaisseur de gousset (8mm)

$$\rightarrow t = 7 \text{ mm}$$

➤ Distance entre les axes des boulons :

- **Pinces (e_1, e_2) :**

$$1,2 d_0 = 1,2 \times 13 = 15,6 \leq e_1 \leq 12 t = 84 \text{ alors on prend } e_1 = 40\text{mm}$$

$$1,5 d_0 = 1,5 \times 13 = 19,5 \leq e_2 \leq 12 t = 84 \text{ alors on prend } e_2 = 60\text{mm}$$

- **Entraxe (P_1) :**

$$2,2 d_0 = 2,2 \times 13 = 28,6 \leq P_1 \leq 14 t = 98 \text{ alors on prend } P_1 = 60\text{mm}$$

VI.5.1.1. Détermination du diamètre requis des boulons:

$$F_{v.sd} = \frac{N_{max}}{np} \leq F_{v.Rd} = \frac{0,5 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}}$$

Tel que:

- n : Nombre de boulon.
- p : Nombre de plan de contact.
- f_{ub} : Limite de rupture du boulon.
- A_s : Aire de la section fileté du boulon

$$\bullet \quad F_{v.sd} = \frac{N_{max}}{np} = \frac{36,04}{3} = 12,01\text{KN.}$$

$$\bullet \quad F_{v.sd} = \text{KN} \leq \frac{0,5 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}}$$

$$\rightarrow A_s \geq \frac{\gamma_{Mb} \times F_{v.sd}}{0,5 \times f_{ub}} = \frac{1,25 \times 12,01 \times 10^3}{0,5 \times 1000} = 30,03\text{mm}^2$$

On choisit des boulons de type M8 de classe 10.9 avec $A_s = 36,6 \text{ mm}^2$ et $d_0 = 9 \text{ mm}$

VI.5.1.2. Vérification au cisaillement :

$$F_{v.sd} \leq F_{v.Rd} = \frac{0,5 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{M2}}$$

$$F_{v.Rd} = \frac{0,5 \times 36,6 \times 1000 \times 10^{-3}}{1,25} = 14,64\text{KN.}$$

$F_{v.sd} = 12,01 \text{ KN} \leq F_{v.Rd} = 14,64 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

VI.5.1.3. Vérification de l'assemblage à la pression diamétrale

$F_{v.sd} \leq F_{b.Rd}$ [Article 6.5.4 CM97]

Tel que :

- $F_{b.Rd}$: La résistance de calcul à la pression diamétrale

$$F_{b.Rd} = 2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times \frac{t_p}{\gamma_{Mb}}$$

Où α est la plus petite des valeurs suivantes :

- $\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u} \text{ ou } 1 \right)$

Tel que :

- d : Diamètre nominal de boulon.
- d_0 : Diamètre nominale du trou.
- f_{ub} : Limite de rupture du boulon
- f_u : Limite de rupture de la plaque.
- t_p : Épaisseur de la plaque.

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u} \text{ ou } 1 \right) = \min \left(\frac{40}{3 \times 9}; \frac{60}{3 \times 9} - \frac{1}{4}; \frac{1000}{360} \text{ ou } 1 \right) = 1$$

$$\rightarrow F_{b.Rd} = 2,5 \times 1 \times 360 \times 10^{-3} \times 8 \times \frac{80}{1,25} = 460,8 \text{ KN}$$

$F_{v.sd} = 12,01 \text{ KN} \leq F_{b.Rd} = 460,8 \text{ KN}$Condition vérifiée.

VI.5.1.4. Vérification de l'assemblage vis-à-vis de la rupture de la section nette

$$F_{v.sd} \leq N_{v.Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{Mb}}$$

Avec : $A_{net} = 36,6 - 0,5 \times 8 = 32,6 \text{ mm}^2$

$$N_{v.Rd} = \frac{0,9 \times 32,6 \times 360 \times 10^{-3}}{1,25} = 8,4 \text{ KN}.$$

$F_{v.sd} = 12,01 \text{ KN} > N_{v.Rd} = 8,4 \text{ KN}$Condition non vérifiée.

Donc on augmente la section des boulons on prend boulons de type M10 de classe 10.9 avec $A_S = 58 \text{ mm}^2$ et $d_0 = 11 \text{ mm}$

$$\rightarrow A_{net} = 58 - 0,5 \times 10 = 53 \text{ mm}^2$$

$$N_{v.Rd} = \frac{0,9 \times 53 \times 360 \times 10^{-3}}{1,25} = 13,73 \text{ KN}.$$

$F_{v.sd} = 12,01 \text{ KN} \leq N_{v.Rd} = 13,73 \text{ KN}$Condition vérifiée.

Le logiciel ROBOT nous permet de calculer automatiquement l'assemblage de la diagonale du la poutre au vent.

VI.5.2. Assemblage de la diagonale du palée de stabilité

L'assemblage est réalisé à l'aide d'un gousset boulonné aux barres de la diagonale.

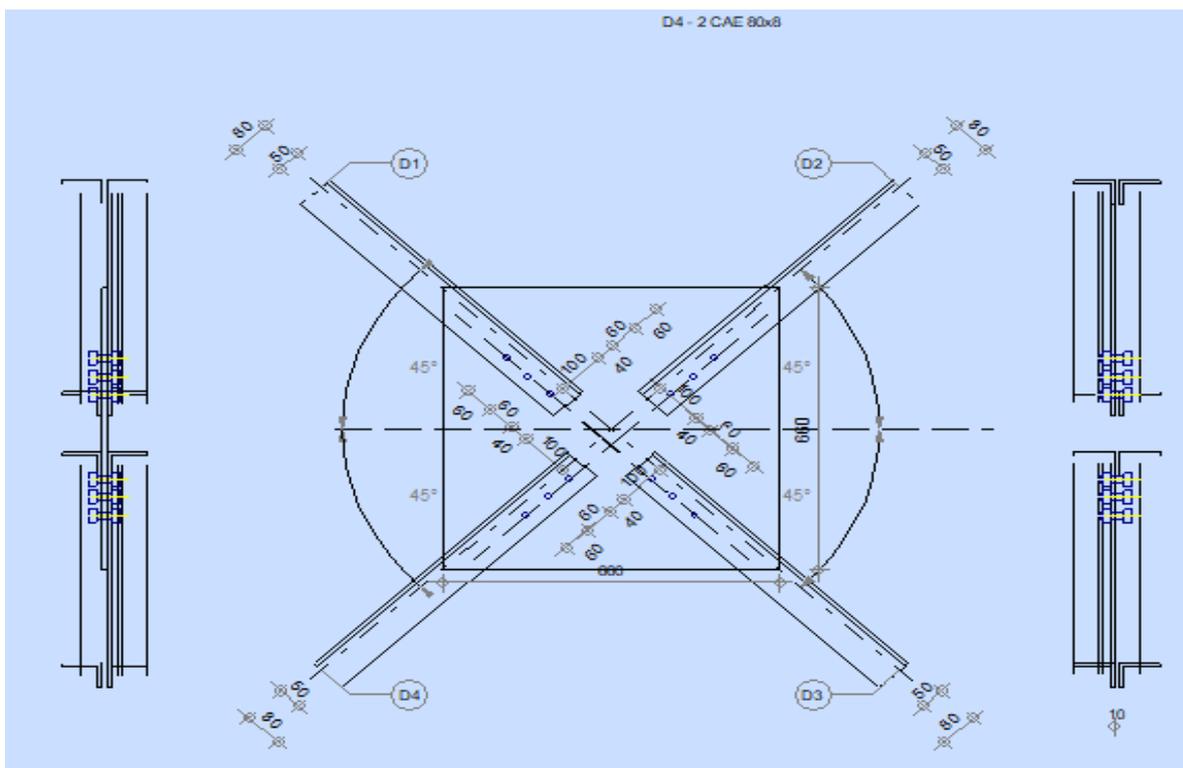


Figure VI-6: Vue en plan de l'assemblage de la diagonale de Palée de stabilité.

Le logiciel ROBOT nous permet de calculer automatiquement l'assemblage de la diagonale du la poutre ou vent.

VI.6. Assemblage panne- Traverse (Échantignole)

L'assemblage panne traverse est réaliser à l'aide d'échantignole, boulonner avec des boulons ordinaires afin d'avoir l'articulation souhaitée.

L'assemblage est sollicité par une réaction max de $R_z = 21,82 \text{ KN}$ (Voir chapitre 3).

$$F_{v.sd} \leq F_{v.Rd}$$

- $F_{v.sd} = \frac{R_{v.z}}{2} = \frac{21,82}{2} = 10,91 \text{ KN}.$

- $F_{v.Rd} = \frac{0,6 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}}$

$$\rightarrow A_s \geq \frac{\gamma_{Mb} \times F_{v,sd}}{0,5 \times f_{ub}} = \frac{1,25 \times 10,91 \times 10^3}{0,5 \times 600} = 45,458 \text{ mm}^2$$

On choisit des boulons de type M10 de classe 6.8 avec $A_s = 58 \text{ mm}^2$ et $d_0 = 11 \text{ mm}$

VI.6.1. Résistance des boulons au cisaillement

$$F_{v,sd} \leq F_{v,Rd} = \frac{0,5 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{M2}}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \times 58 \times 600 \times 10^{-3}}{1,25} = 13,92 \text{ KN.}$$

$F_{v,sd} = 10,91 \text{ KN} \leq F_{v,Rd} = 13,92 \text{ KN} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

VI.6.2. Résistance des boulons à l'effort combinée traction-cisaillement

Dans le cas d'un effort oblique où un boulon est soumis simultanément à un effort axial de traction, $F_{t,sd}$, et à un effort de cisaillement, $F_{v,sd}$, la vérification s'effectue selon une formule d'interaction établie à partir d'essais de laboratoire :

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1 \dots \dots \dots \text{ [Article 6.5.5 (6.3) CCM97]}$$

- $F_{t,Rd} = \frac{0,9 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,9 \times 58 \times 600}{1,25} = 25,056 \text{ KN.}$

- $F_{v,Rd} = \frac{0,5 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,5 \times 58 \times 600}{1,25} = 13,92 \text{ KN}$

- $F_{v,sd} = 10,91 \text{ KN}$

- $F_{t,sd} = 3,763 \text{ KN}$

$\rightarrow \frac{10,91}{13,92} + \frac{3,763}{1,4 \times 25,056} = 0,89 \leq 1 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

VI.7. Calculs des attaches des lisses

La fixation des lisses sur les poteaux et réalisée par des chutes de cornières soudée sur les semelles des poteaux et boulonnées avec les lisses de bardage.

VI.7.1. Calcul du boulon d'attache

Le boulon d'attache semis a un effort de combinée de cisaillement sous l'effort du vent et de traction sous l'effort de charge permanentes.

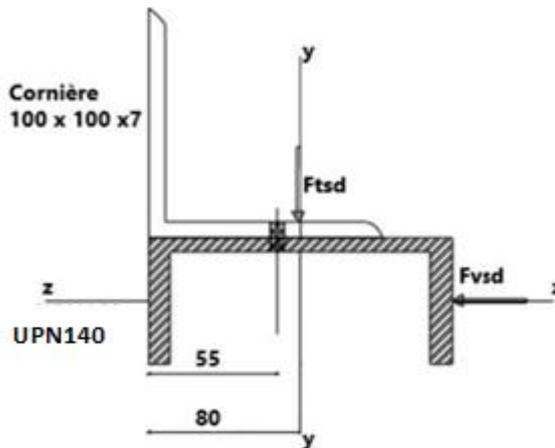


Figure VI-7: assemblage cornière-lisse.

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1 \dots\dots\dots [\text{Article 6.5.5 (6.3) CCM97}]$$

- $F_{t,Rd} = \frac{0,9 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,9 \times A_s \times 0,6}{1,25} = 0,432 A_s$
- $F_{v,Rd} = \frac{0,5 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,5 \times A_s \times 0,6}{1,25} = 0,240 A_s$
- $F_{v,sd} = 1,5 \times F_z \times \frac{1}{2} = 1,465 \text{ KN}$
- $F_{t,sd} = 1,5 \times F_y \times \frac{1}{2} = 0,251 \text{ KN}$

Avec :

- $F_z = 1,954 \text{ KN/m}$
- $F_y = 0,418 \text{ KN/m}$ (voire chapitre III)

$$\rightarrow \frac{F_{v,sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1 \rightarrow \frac{1,465}{0,240 A_s} + \frac{0,251}{1,4 \times 0,432 A_s} \leq 1$$

$$\rightarrow A_s = 15,33 \text{ mm}^2.$$

On adopte des boulons M8 de classe avec $A_s = 36,6 \text{ mm}^2$.

VI.8. Assemblage des pieds des poteaux

Les bases des poteaux et les tiges d'ancrage sont des éléments de continuité qui assurent la transmission des efforts développés dans le poteau de la superstructure aux fondations, ce sont des dispositifs de liaisons.

Ces derniers sont constitués d'une plaque d'assise assurant la réduction de la pression dans le béton, soudée au poteau reposant sur la fondation et fixée par écrous aux tiges d'ancrage qui sont noyées dans le béton.

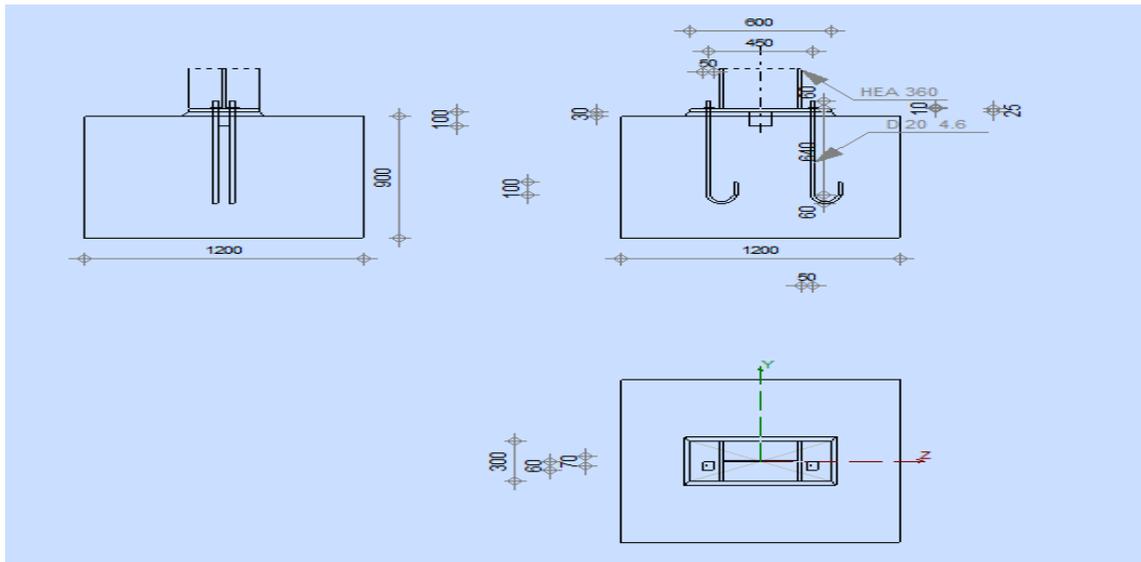


Figure VI-8: Vue en plan de l'assemblage pied de potelet.

NB : Pour ce qui concerne la norme Algérienne (**CCM97**), elle évoque dans son paragraphe 6.9.3, les principes de calcul des pieds de poteaux articulés. Ce règlement nous oriente vers d'autres règles et conditions qu'elles soient en accord avec les mêmes principes qui conduisent au même niveau de sécurité.

Pour cela nous allons utiliser l'**Eurocode 3 partie 1-8** calcul des assemblages.

VI.8.1. Dimensionnement de la plaque d'assise

Dans notre cas on a les poteaux en **HEA 360**, Le dimensionnement de la plaque d'assise se fait sous l'action des charges suivantes tirées à partir de la modélisation sur le logiciel ROBOT:

$$M_{sd} = 105,34 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 68,17 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 26,44 \text{ KN}$$

➤ Données de base:

- Plaque d'assise en acier de nuance S235: $f_y = 235 \text{ MPa}$
- Fondation en béton de classe 25/ 30 : $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$.
- Coefficients partiels de sécurité :
 - Acier : $\gamma_{M0} = 1,1$; $\gamma_{M2} = 1,25$
 - Béton : $\gamma_c = 1,5$

VI.8.2. Résistance du béton à la compression

$$\bullet \quad f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \times f_{ck}}{\gamma_c}$$

Tel que :

- α_{cc} : Donnée dans l'annexe nationale. SA valeur recommandée est de : $\alpha_{cc} = 1,00$

$$\Rightarrow f_{cd} = \frac{1 \times 25}{1,5} = 16,67 \text{ MPa}$$

VI.8.3. Résistance de calcul à l'écrasement du matériau descellement

$$f_{jd} = a \times \beta_j \times f_{cd}$$

Tel que :

- β_w : Coefficient du matériau descellement sa valeur est : $\beta_w = \frac{2}{3}$
- a : Dimension de la fondation étant encore inconnues, on prend : $a = 1,5$

$$\rightarrow f_{jd} = 1,5 \times \frac{2}{3} \times 16,67 = 16,67 \text{ MPa}$$

VI.8.4. Calcul de l'aire de la plaque

$$\bullet \quad A_{co} = b_p \times h_p \geq \frac{N_{sd}}{f_{cd}} = \frac{68,17}{16,67 \times 10^3}$$

$$\rightarrow A_{co} \geq 4098,38 \text{ mm}^2$$

➤ **Les dimensions de la plaque :**

$$b_p \geq b + 2t_f = 300 + 2 \times 17,5 = 355 \text{ mm}$$

$$h_p \geq h + 2t_f = 350 + 2 \times 17,5 = 385 \text{ mm}$$

On prend: $b_p = 400 \text{ mm}$; $h_p = 600 \text{ mm}$

ce qui donne : $A_{co} = 400 \times 600 = 240000 \text{ mm}^2 \geq 4098,38 \text{ mm}^2$

➤ **Calcul de la largeur d'appui additionnelle C :**

$$C = t \times \left(\frac{f_y}{3 \times f_{jd} \times \gamma_{M0}} \right)^{0,5}$$

En posant : $t = 30 \text{ mm}$ comme épaisseur de la platine on trouve :

$$C = t \times \left(\frac{f_y}{3 \times f_{jd} \times \gamma_{M0}} \right)^{0,5} = 30 \times \left(\frac{235}{3 \times 16,67 \times 1,1} \right)^{0,5} = 62,00 \text{ mm}$$

- $\frac{h-2t_f}{2} = \frac{350-2 \times 17,5}{2} = 157,5 \text{ mm}$

$C = 62,00 \text{ mm} \leq 157,5 \text{ mm}$

→ Il n'ya pas de recouvrement desails en compression pour les tronçons des deux semelles.

VI.8.5. Cordon de soudure

On choisit le cordon de soudure platine-poteau à l'aide de l'abaque de prédimensionnement de la gorge suivent :

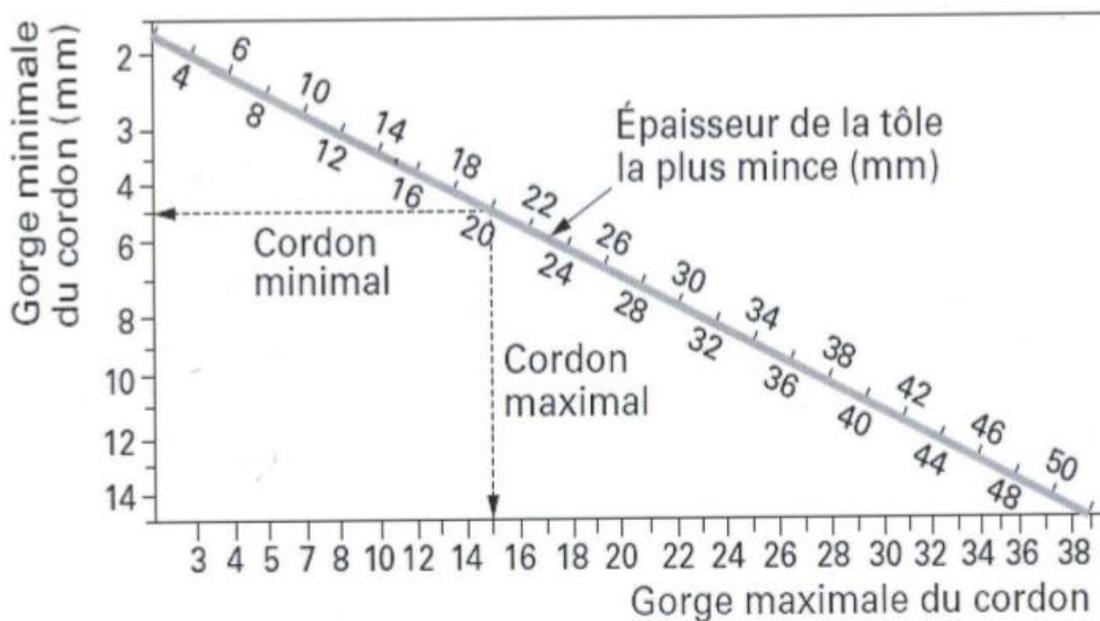


Figure VI-9: Abaque pour le choix de la gorge en fonction des pièces assemblées.

On a Poteau HEA360: $t_f = 17,5 \text{ mm}$; $t_w = 10 \text{ mm}$

$a_{\min} = 2,7 \leq t_w \leq a_{\max} = 7$

$a_{\min} = 3,9 \leq t_f \leq a_{\max} = 13$

On choisit un cordon de soudure de : $a = 4 \text{ mm}$

➤ **Résistance au cisaillement de la soudure :**

$$V_{sd} \leq F_{w,Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{Mw}}$$

Avec : $f_u = 360 \text{ MPa}$; $\beta_w = 0,8$; $\gamma_{Mw} = 1,25$

La longueur totale des cordons de soudure dans le sens de cisaillement $\sum l = 480 \text{ mm}$

$$\rightarrow F_{w,Rd} = \frac{4 \times 480 \times 360 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1} = 399,06 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 26,44 \text{ KN} \leq F_{w,Rd} = 399,06 \text{ KN}$Condition vérifiée.

VI.8.6. Calcul de la résistance à la flexion en présence de l'effort axial

$$F_{c,rd} = f_{jd} \times b_{eff} \times l_{eff}$$

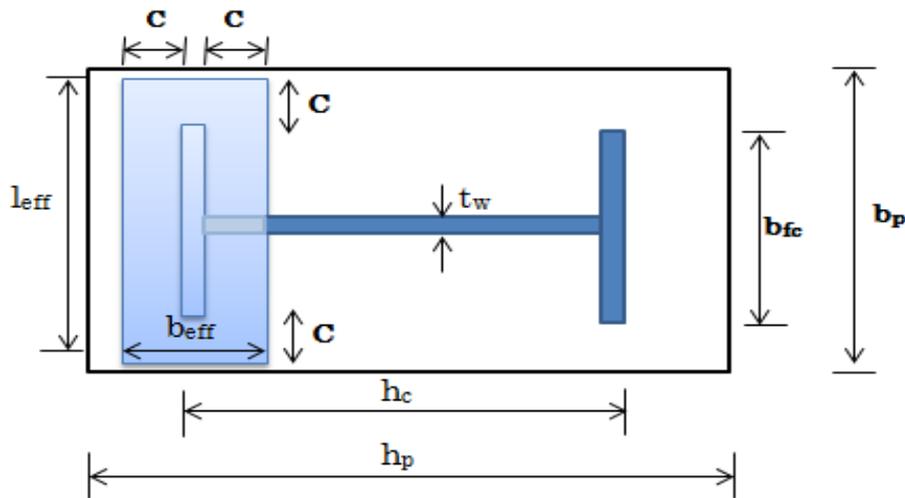


Figure VI-10: Illustration de la partie comprimée du pied de poteau.

Où :

- $l_{eff} = \min (b_p ; b_{fc} + 2c) = \min (400 ; 300 + 2 \times 62) = 400 \text{ mm}$
- $b_{eff} = \min \left(C ; \frac{h_c}{2} - t_{cf} \right) + t_{cf} + \min \left(C ; \frac{h_p - h_c}{2} \right)$
 $\rightarrow b_{eff} = \min \left(62 ; \frac{350}{2} - 17,5 \right) + 17,5 + \min \left(62 ; \frac{600 - 350}{2} \right) = 141,5 \text{ mm}$

$$\rightarrow F_{c,rd} = 16,67 \times 10^3 \times 0,1415 \times 0,44 = 1037,87 \text{ KN.}$$

➤ Résistance au cisaillement de l'assemblage:

$$F_{v,rd} = F_{f,rd} + n_b \times F_{vb,rd}$$

Tel que:

n_b : Nombre des tiges d'ancrages.

Résistance par frottement en présence d'un effort axial de compression:

$$F_{f,rd} = 0,2 \times N_{sd} = 0,2 \times 68,17 = 13,63 \text{ KN.}$$

Résistance au cisaillement d'un boulon d'ancrage :

$$F_{vb,rd} = \frac{\alpha_{cb} \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}}$$

Avec : $\alpha_{cb} = 0,44 - 0,0003 \times 900 = 0,17$

➤ **Disposition constructive :**

Diamètre des tiges d'ancrages :

Les tiges d'ancrage sont dimensionnées à la traction simple, sous un effort de traction (N_{st}).

$$F = \frac{N}{4} + \frac{M}{4 \times h_0} = \frac{68,17}{4} + \frac{105,34}{4 \times 0,45} = 75,56 \text{ KN}$$

$$F \leq \frac{\pi \phi^2}{12} \times f_y$$

$$\rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 75,56}{\pi \times 23,5}} = 2,023 \text{ mm}$$

L'assemblage est réalisé avec deux files de deux tiges d'ancrage $\phi 30$ classe 10.9.

Distance entre les axes des boulons :

- **Pinces (e_1, e_2) :**

$1,2 d_0 = 1,2 \times 32 = 38,4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 12 t = 360 \text{ mm}$ alors on prend $e_1 = 70 \text{ mm}$

$1,5 d_0 = 1,5 \times 32 = 48 \text{ mm} \leq e_2 \leq 12 t = 360 \text{ mm}$ alors on prend $e_2 = 70 \text{ mm}$

- **Entraxe (P_1) :**

$2,2 d_0 = 66 \text{ mm} \leq P_1 \leq 14 t = 420$ alors on prend $P_1 = 100 \text{ mm}$

$$\rightarrow F_{vb,rd} = \frac{0,17 \times 1000 \times 10^3 \times 561 \times 10^{-6}}{1,25} = 76,29 \text{ KN}$$

- $F_{v,rd} = F_{f,rd} + n_b \times F_{vb,rd} = 13,63 + 4 \times 76,29 = 318,79 \text{ KN}$

$F_{v,rd} = 318,79 \text{ KN} \geq V_{sd} = 26,44 \text{ KN} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

VI.8.7. Vérification de la résistance en flexion :

$$M_{rd} = \frac{t^2 \times f_y}{6 \gamma_{M0}} = \frac{30^2 \times 235}{6 \times 1,1} = 32,04 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{\left(\frac{C^2}{2}\right) \times N_{sd}}{A_{eff}} = \frac{\left(\frac{62^2}{2}\right) \times 68,17}{400 \times 141,5} = 2314,89 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 2314,89 \text{ KN.m} \leq M_{rd} = 32,04 \text{ KN} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

VI.8.8. Vérification de la résistance de tiges d'ancrage

La condition suivante doit être satisfaite:

$$\frac{\frac{V_{sd}}{n}}{F_{vb,rd}} + \frac{\frac{N_{sd}}{n}}{N_{t,rd}} \leq 1$$

$$N_{t,rd} = \frac{0,9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 1000 \times 561}{1,25} = 403,92 \text{ KN}$$

$$\frac{17,04}{76,29} + \frac{6,61}{403,92} = 0,23 \leq 1 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

VI.8.9. Vérification de la tige de d’ancrage à l’adhérence

$$\frac{N_{sd}}{4} \leq F_{anc,rd}$$

Tel que :

- $F_{anc, rd}$: La Résistance d’ancrage en traction d’une tige d’ancrage.

$$F_{anc, rd} = \pi \times d \times f_{bd} \times (l_1 + 6,4r + 3,5l_2)$$

Avec: $l_1 = 20 \times d = 20 \times 30 = 600 \text{ mm}$

$$l_2 = 2 \times d = 2 \times 30 = 60 \text{ mm}$$

$$r = 3 \times d = 3 \times 30 = 90 \text{ mm}$$

$$f_{bd} = \frac{0,36 \times \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0,36 \times \sqrt{25}}{1,5} = 1,2 \text{ MPa}$$

$$F_{anc, rd} = \pi \times 30 \times 1,2 \times 10^{-3} \times (600 + 6,4 \times 90 + 3,5 \times 90) = 168,62 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{sd}}{4} = \frac{68,17}{4} = 17,04 \text{ KN}$$

17,04 KN \leq $F_{anc,rd} = 168,62 \text{ KN} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

VI.8.10. Vérification de la bêche

D’après le logiciel ROBOT la bêche est en IPE100 :

Profil	Poids	Dimensions					Caractéristiques			
	P Kg/m	h mm	B Mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	A _{vz} cm ²
IPE100	8,1	100	55	5,7	4,1	171	15,92	39,41	9,15	5,08

Tableau VI-2: Caractéristiques du profilé IPE100

On doit vérifier la bêche au cisaillement:

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{5,08 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{\sqrt{3} \times 1,1} = 62,65 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{5,08 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{\sqrt{3} \times 1,1} = 62,65 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 26,44\text{KN} \leq V_{pl,rd} = 62,65\text{ KN}$Condition vérifiée.

VI.1. Assemblage des pieds des potelets

L'assemblage est réalisé à l'aide d'une platine appelée plaque d'assise soudée au potelet reposant sur la fondation et fixée par écrous aux tiges d'ancrage qui sont noyées dans le béton.

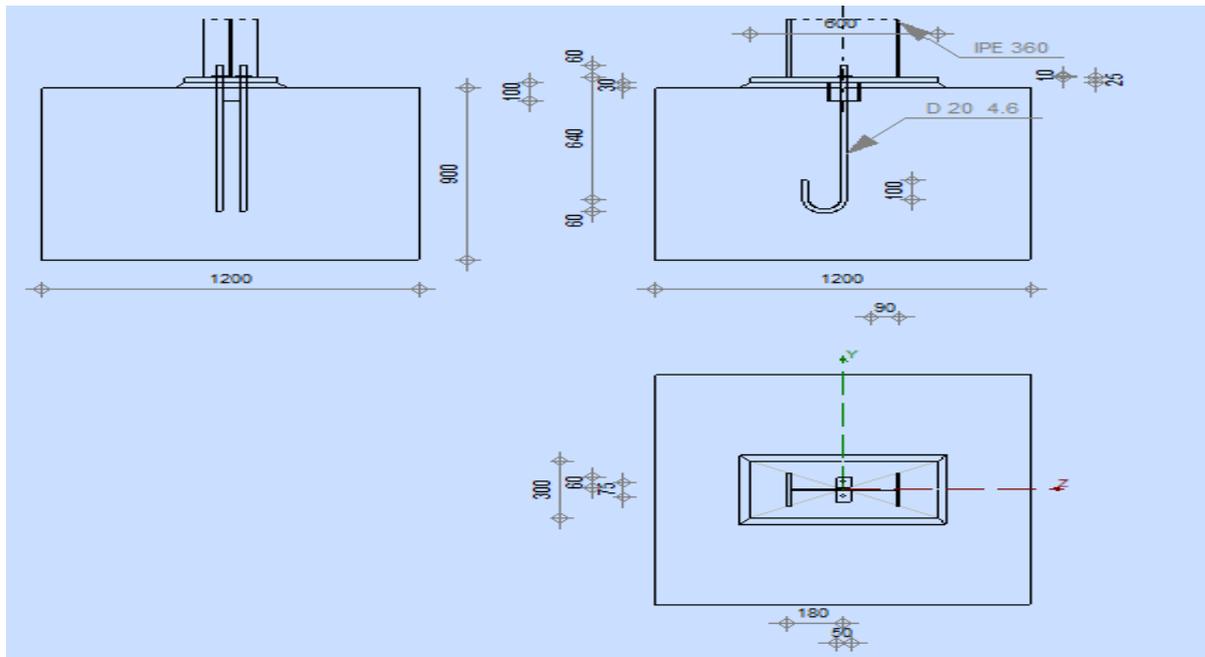


Figure VI-11: Vue en plan de l'assemblage pied de potelet.

Le logiciel ROBOT nous permet de calculé automatiquement l'assemblage des pieds des potelets voir l'ANNEXE 05 (calcul des assemblages).

CHAPITRE VII

Étude des fondations

VII. Introduction

Les Fondations sont les éléments plus résistants de la structure, tel qu'elles transmettent les charges de la super structure.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

VII.1. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend essentiellement :

- La valeur de la contrainte admissible du sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La charge transmise au sol.
- La raison économique.

D'après le rapport géotechnique, La contrainte admissible du sol estimée à **1,8bar**.

On choisit des semelles isolées comme type de fondation et l'étude sera comme suite:

VII.1.1. Charges à considérer

Les efforts maximum résultants du logiciel robot sont :

Efforts	ELS	ELU
M_{sd} [KN.m]	25,18	105,34
N_{sd} [KN]	142,86	203,56
$\overline{\sigma}_{sol}$	1,8 bar = 0,18 MPa = 180 KN/m ²	

Tableau VII-1: Extrêmes globaux des efforts à l'ELS et l'ELU.

VII.1.2. Dimensionnement de la semelle

On dimensionne la semelle sous l'effort "N" et la valeur de la contrainte admissible du sol.

$$\bullet \quad \frac{N_u}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol} \rightarrow S \geq \frac{N_u}{\overline{\sigma}_{sol}} \quad \text{Avec : } S = A \times B$$

Tel que :

- N_u : Effort normal à l'état limite ultime :
- S : Surface de la semelle en contact avec le sol.
- $\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

- A : Petite dimension de la semelle.
- B : Grande dimension de la semelle.

On a: $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$ semelle et poteau homothétique $\rightarrow A.b = B.a \Rightarrow A = \frac{B \times a}{b}$

Le dimensionnement de la section de la semelle se fera selon logiciel de ROBOT

a = 35 cm ; b = 30 cm A = B Semelle carré

$$\rightarrow A \times B \geq \frac{N_u}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B^2 \geq \frac{N_u}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_u}{\sigma_{sol}}}$$

Avec: N = 203,56 KN.

$$\Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{203,56}{180}} \Rightarrow B \geq 1,06 \text{ m.}$$

On adopte B = 2,5 m. Donc on prend une semelle de dimension (2,5m × 2,5 m).

➤ Détermination de « d » et « h » :

On a: **h = d + 5**

Tel que:

- **d**: La hauteur utile.
- **h**: La hauteur totale de la semelle

On utilise la condition de rigidité :

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq B - b \rightarrow \frac{2,2}{4} \leq d \leq 2,2$$

Donc: h = 60 + 5 = 65cm

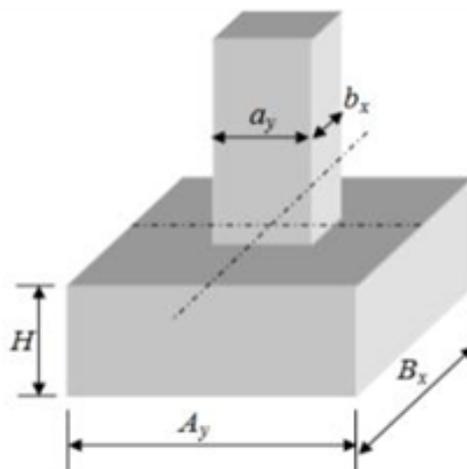


Figure VII-1: Dimensions de la semelle.

➤ Calcul de l'excentricité e_0 :

Lorsqu'un élément est sollicité par un effort normal centré et un moment fléchissant, il est possible de remplacer l'effet du moment fléchissant par un effort normal excentré appliqué à une distance e_0 :

$$\bullet \quad e_0 = \frac{M_{sd}}{N_{sd}}$$

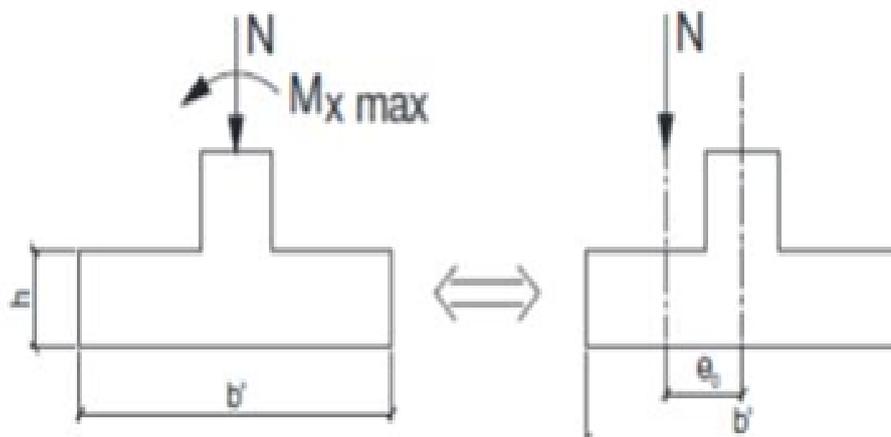


Figure VII-2: Coupe transversale d'une semelle isolée.

$$\Rightarrow e_0 = \frac{105,34}{203,56} = 0,52\text{m}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

La répartition des contraintes sous la fondation ne doit pas provoquer de traction dans le sol. Le diagramme de ces contraintes aura donc une forme trapézoïdale au pire triangulaire. Cela est possible si l'effort normal excentré se trouve à l'intérieur du noyau central de la semelle.

La relation suivante doit donc être vérifiée:

- $e_0 \leq \frac{B}{6} \leq \frac{1,5}{6} \leq 0,52$Condition vérifiée.

Donc: il n'existe aucune traction dans le sol.

- $\sigma_{\max} = \frac{N}{A \times B} \times \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) = \frac{203,56}{2,5 \times 2,5} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,52}{2,5}\right) = 73,21 \text{KN/m}^2$

$\sigma_{\max} = 73,21 \text{KN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 180 \text{KN/m}^2$Condition vérifiée.

VII.1.3. Calcul de ferrailage

La section des aciers, dans chaque direction (parallèlement au côté A et au respectivement) est calculée par la méthode des bielles.

➤ **A l'ELU :**

$$A_u = \frac{N_u \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}} \text{ Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

$$\rightarrow A_u = \frac{203,56 \times (2,5 - 0,35)}{8 \times 0,35 \times 348 \times 10^3} = 4,49 \text{ cm}^2$$

➤ **A P'ELS :**

$$A_s = \frac{N_s \times (A-a)}{8 \times d \times \sigma_{st}} \text{ Avec : } \sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$$

Tel que :

f_{t28} : La résistance à la traction du béton à 28 jours égale à $0,6 + 0,06.f_{c28} = 2,1$ MPa

f_e : 400 MPa.

η : Coefficient de fissuration, égale à 1,6 pour les barres à haute adhérence.

D'après le règlement **BAEL modifié 99** :

On a: $M_u = 105,34$ KN; $N_u = 203,56$ KN.m

$P_u = N_u + 1,35G = 203,56 + 1,35 \times 43,14 = 249,65$ KN

$$N' = N \times \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) = 330,58 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \sigma_{st} = \min(266,67; 201,63) = 201,63 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{N' \times (A-a)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{330,58 \times (2,5 - 0,35)}{8 \times 0,65 \times 348 \times 10^3} = 3,92 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

Pour qu'une section en béton armée soumise à la traction ou à la flexion soit considérée comme non fragile, la relation suivante doit être vérifiée :

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} \dots\dots\dots \text{Article A.4.2.1 BAEL91 version 99}$$

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{30 \times 65 \times 25}{400} = 2,80 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 2,80 \text{ cm}^2 \leq A_s = 3,92 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Nous choisissons pour la nappe inférieure 4HA10 espacés tous les 15cm soit une section d'armature $A_s = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Pour la nappe supérieure, on prend des armatures en HA10 espacée tous les 15 cm pour éviter la fissuration de retrait.

VII.2. Calcul des longrines

Les longrines sont des liaisons situées à l'intérieur du périmètre de la structure, elles jouent le rôle de chaînage dans les deux directions et elles sont calculées sous l'effort axial de traction comme défini dans le RPA99 /V2003.

VII.2.1. Prédimensionnement

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : (25 x 30 cm²) Pour Site de catégorie S3 **Article.10.1.1.b RPA99 version 2003**

VII.2.2. Ferrailage longitudinaux

Les longrines doivent être dimensionné pour résister à une force de traction égal à :

$$F_t = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Article.10.1.1. b RPA99 version 2003}$$

Tel que :

Nu: Effort normal ncaissé par le poteau le plus sollicité Nu=205,56 Kn.

α : Coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie $\alpha= 10$.

$$F_t = \frac{N}{\alpha} = \frac{203,56}{10} = 20,3 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{F_t}{f_{st}} = \frac{20 \times 10^{-3}}{348} = 0,57 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage minimal doit être de 0.6% de la section:

$$A_{\min} = 0.6\%(25 \times 30) = 4,5 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA10 >>> $A_s = 4,71 \text{ cm}^2$

VII.2.3. Ferrailage transversal :

En traction les armatures transversales ont aucun rôle dans la résistance de la pièce donc le choix de section d'un seul corps transversal sera à :

$$A = 4\emptyset_8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

- **Espacement:** $S_t \leq \min (20 \text{ cm}; 15\emptyset) = 15 \text{ cm}$

Conclusion Générale

Conclusion générale

Ce modeste travail nous a donné une occasion pour appliquer et approfondir toutes nos connaissances acquises durant le cursus de notre formation de master en génie civil.

La conception d'une structure métallique repose sur le dimensionnement aux états limites ultimes en tenant compte des actions environnantes les plus sévères tel que les surcharges d'exploitation, la neige, le vent et le séisme.

Ce travail consiste à étudier et dimensionner un hangar en charpente métallique. Après avoir défini les charges agissantes sur la structure, les poteaux, poutres sablières, contreventements, stabilités, pannes, potelets et lisses de bardage comme éléments de la structure ont été dimensionnés.

Ce dimensionnement concerne chaque élément, assemblage, connexion ou partie sensible de la construction. La précision et la rigueur dans les calculs et vérification d'une part et la définition exacte des différents détails de la construction sont requises.

La structure a été modélisée par le logiciel ROBOT afin d'élaborer le calcul sismique. Le calcul de la résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne dépasse pas les 80% de la résultante des forces dynamique, comme exigé par le règlement.

Conscients de la grandeur des responsabilités qui nous seront confiées, une rigoureuse et bonne étude climatique (conformément au [D.T.R.-C 2-4.7] des structures en acier est primordial pour le dimensionnement des différents éléments –le vent est le risque majeur des structures en acier peu élancées-. L'évolution des outillages de conception et de calcul du domaine génie civil nous a servi à modéliser et calculer l'ensemble des sollicitations revenant aux éléments de la structure ainsi que les assemblages qui les maintiennent, notre modèle est établi avec le logiciel AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, ce dernier nous le jugeons très utile pour nos futurs projets.

Cette expérience nous a permis aussi de faire mieux comprendre le domaine de la construction en charpente métallique qui nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans ce domaine, et développée les idées grâce à la lecture des différentes références bibliographiques.

A la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience dans ce vaste domaine, il nous acquit des grandeurs très importantes pour mettre le premier pas dans ma future vie professionnelle.

Références bibliographique

- [01] Charges permanentes et charges d'exploitation « D.T.R B.C-2.2 ».
- [02] Règles neige et vent « RNV2013 », D.T.R C 2-4.7 ».
- [03] Règle de calcul des structures en acier « EC3. ENV 1993-1-1 Eurocode 3 ».
- [04] Règle de conception des structures en acier « CCM97 ».
- [05] Règles parasismiques algériennes « RPA99 / version 2003, D.T.R.- B.C-2.48 ».
- [06] Béton armée aux états limites « BAEL 91 / Version 99 ».
- [07] Règles de calcul des fondations superficielles « D.T.R-B.C-2.331 ».
- [08] Jean Morel « Structures Métalliques – guide de Calcul ».
- [09] « Cours et TD de l'université A.MIRA Bejaia – Département de génie civil :
- Béton armé
 - Cours de charpente métallique
 - Résistance des matériaux

V- Conclusions et recommandations :

D'après la coupe de sondage réalisés sur l'assiette du projet on a constaté que le terrain est constitué d'une formation Argilo-limoneuse, humide et sableuse par endroit entre **0.00m** et **3.00m** de profondeur, suivie d'un Passage alluvionnaire sous forme de galets de différentes tailles; entre **3.00m** à **4.00m** de profondeur, qui repose sur une formation Argilo-limoneuse à aspect schisteux et cela jusqu'à **5.050m** de profondeur, une dernière couche formée de marne schisteuse friable, de couleur bleuâtre entre **5.50m** et **9.00m** de profondeur.

Cependant l'analyse des essais au Pénétrömètre Dynamique Lourd nous a permis de suggérer une contrainte admissible du sol, de :

-**1.3Bar** à entre **1.20** et **4.00m** de profondeur

-**1.8Bar** au-delà de **4.00m** de profondeur, par rapport au niveau du terrain actuel.

Les résultats des analyses chimiques et minéralogiques ci dessus, indiquent une **agressivité nulle** du sol, selon les normes NF P 18-011 du 06/92.

D'après les résultats des essais SPT obtenus, nous pouvons classer le site dans la catégorie **S3: site meuble** (Article 3.31 et 3.3.2 du R.P.A 99).

L'espace de temps séparant le terrassement des fouilles à la mise en place des bétons, doit être réduit pour ne pas permettre la stagnation prolongée et l'infiltration des eaux.

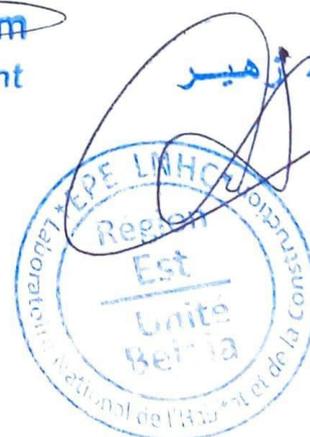
L'Ingénieur Chargé d'Etude :

ZOUAGHI Med. Lamine
Ingénieur Chargé d'Etude

Le Chef de Département Technique :

DEBARI Nacim
Chef Département
Technique

Le Directeur de l'Unité



PLANS

ANNEXES

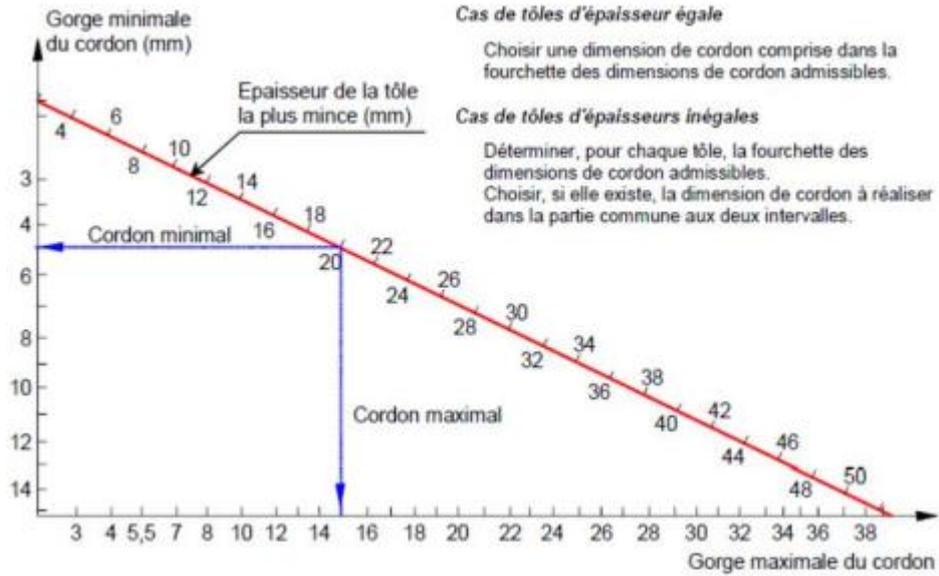
ANNEXE 01

Acier	f_u (MPa)	B_w	γ_{Mw}
S235	360	0.8	1.25
S275	430	0.85	1.3
S355	510	0.9	1.35

Désignation	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
d_0 (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A (mm ²)	50.3	78.5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
A_s (mm ²)	36.6	58	84.3	115	157	192	245	303	353	459	561
$\varnothing_{Rondelle}$ (mm)	16	20	24	27	30	34	36	40	44	50	52
$\varnothing_{Clé}$ (mm)	21	27	31	51	51	51	58	58	58	58	58
d_m (mm)	14	18.3	20.5	23.7	24.58	29.1	32.4	34.5	38.8	44.2	49.6

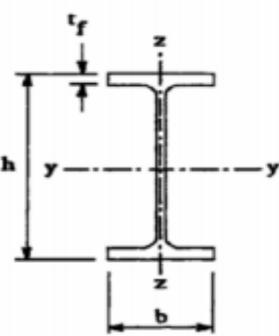
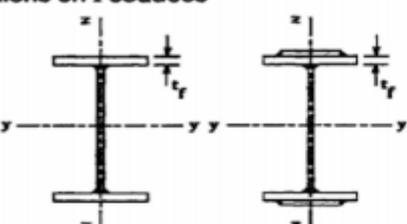
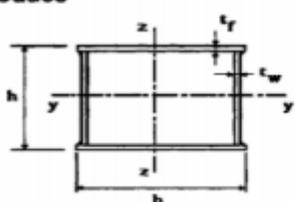
Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	360	480	640	900
f_{ub} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	600	800	1000

ANNEXE 2



ANNEXE 03

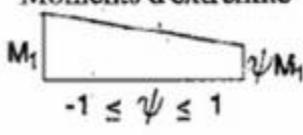
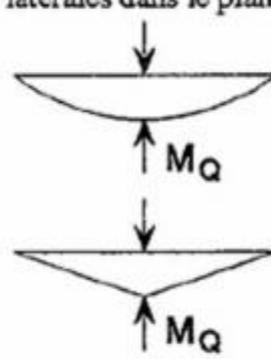
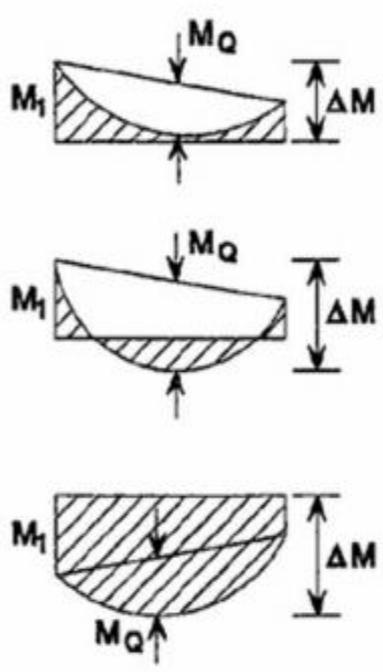
Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section

Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb} *)	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{ya} *)	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

ANNEXE 04

Facteurs de moment uniforme équivalent β_M

Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
<p>Moments d'extrémité</p>  <p style="text-align: center;">$-1 \leq \psi \leq 1$</p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan</p> 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité</p> 	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = MaxM \quad \text{dû aux charges transversales seulement}$ $\Delta M = \begin{cases} max M & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\ max M + min M & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

ANNEXE 05

Vérification des pannes

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 33
2.90 m

POINT: 2

COORDONNEE: $x = 0.50 L =$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 2 ELU /52/ 1*1.00 + 49*1.00 + 57*1.00 + 58*0.83 + 83*1.75

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 180

h=18.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=9.1 cm	Ay=16.21 cm ²	Az=11.25 cm ²	Ax=23.95 cm ²
tw=0.5 cm	Iy=1316.96 cm ⁴	Iz=100.85 cm ⁴	Ix=4.81 cm ⁴
tf=0.8 cm	Wply=166.41 cm ³	Wplz=34.60 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = -18.73 kN	My,Ed = 6.80 kN*m	Mz,Ed = 1.16 kN*m
Nt,Rd = 562.83 kN	My,pl,Rd = 39.11 kN*m	Mz,pl,Rd = 8.13 kN*m
	My,c,Rd = 39.11 kN*m	Mz,c,Rd = 8.13 kN*m
	MN,y,Rd = 39.11 kN*m	MN,z,Rd = 8.13 kN*m
	Mb,Rd = 14.09 kN*m	

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 15.88 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.36
Lcr,upp=5.80 m	Lam_LT = 1.57	fi,LT = 1.83	XLT,mod = 0.36

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.17 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.48 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 88
3.60 m

POINT: 1

COORDONNEE: $x = 0.62 L =$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 2 ELU /52/ 1*1.00 + 49*1.00 + 57*1.00 + 58*0.83 + 83*1.75

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa



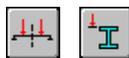
PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 200

$h=20.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=10.0$ cm	$A_y=19.58$ cm ²	$A_z=14.00$ cm ²	$A_x=28.48$ cm ²
$t_w=0.6$ cm	$I_y=1943.17$ cm ⁴	$I_z=142.37$ cm ⁴	$I_x=7.02$ cm ⁴
$t_f=0.9$ cm	$W_{ply}=220.64$ cm ³	$W_{plz}=44.61$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 30.48$ kN	$M_{y,Ed} = 12.44$ kN*m	$M_{z,Ed} = 2.12$ kN*m	$V_{y,Ed} = 0.37$ kN
$N_{c,Rd} = 669.28$ kN	$M_{y,Ed,max} = 13.16$ kN*m	$M_{z,Ed,max} = 2.24$ kN*m	$\tau_{y,max,Ed} = 0.29$ MPa
$N_{b,Rd} = 669.28$ kN	$M_{y,c,Rd} = 51.85$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 10.48$ kN*m	$V_{z,Ed} = -2.15$ kN
	$MN_{,y,Rd} = 51.85$ kN*m	$MN_{,z,Rd} = 10.48$ kN*m	$\tau_{z,max,Ed} = -2.17$ MPa
	$M_{b,Rd} = 19.72$ kN*m		

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 22.74$ kN*m	Courbe,LT -	$XLT = 0.38$
$L_{cr,upp} = 5.80$ m	$\lambda_{m_LT} = 1.51$	$f_{i,LT} = 1.75$	$XLT,mod = 0.38$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$$k_{yy} = 0.90$$



en z:

$$k_{yz} = 0.54$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.26 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$\tau_{y,max,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(4))$$

$$\tau_{z,max,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6.(4))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.67 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{,Ed}/(X_y N_{,Rk}/gM1) + k_{yy} M_{y,Ed,max}/(XLT M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.76 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{,Ed}/(X_z N_{,Rk}/gM1) + k_{zy} M_{y,Ed,max}/(XLT M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.64 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

Vérification des lisses

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 48
0.00 m

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 2 ELU /47/ 1*1.00 + 49*1.00 + 84*1.75

MATERIAU:

ACIER E24 fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: UPN 140

h=14.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=6.0 cm	Ay=13.40 cm ²	Az=10.10 cm ²	Ax=20.40 cm ²
tw=0.7 cm	Iy=605.00 cm ⁴	Iz=62.70 cm ⁴	Ix=5.68 cm ⁴
tf=1.0 cm	Wely=86.43 cm ³	Welz=14.79 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 1.14 kN	My,Ed = 7.62 kN*m	Mz,Ed = -0.43 kN*m	Vy,Ed = -0.45 kN
Nc,Rd = 479.40 kN	My,Ed,max = 7.62 kN*m	Mz,Ed,max = -0.45 kN*m	Tau,y,max,Ed = -0.65 MPa
Nb,Rd = 479.40 kN	My,c,Rd = 20.31 kN*m	Mz,c,Rd = 3.48 kN*m	Vz,Ed = -3.57 kN
	Mb,Rd = 12.79 kN*m		Tau,z,max,Ed = -4.44 MPa
			Tt,Ed = 0.00 kN*m
			Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 39.12 kN*m	Courbe,LT - d	XLT = 0.63
Lcr,upp=5.80 m	Lam_LT = 0.72	fi,LT = 0.96	

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$$kzy = 1.00$$



en z:

$$kzz = 0.90$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.50 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\text{Sig}_{x,Ed})^2 + 3 * (\text{Tau}_{y,max,Ed} + \text{Tau}_{ty,Ed})^2} / (f_y / g_{M0}) = 0.48 < 1.00 \quad (6.2.1(5))$$

$$(\text{Tau}_{y,max,Ed} + \text{Tau}_{ty,Ed}) / (f_y / (\sqrt{3} * g_{M0})) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$(\text{Tau}_{z,max,Ed} + \text{Tau}_{tz,Ed}) / (f_y / (\sqrt{3} * g_{M0})) = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.60 < 1.00 \quad (6.3.2.1(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y * N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.65 < 1.00 \quad (6.3.3(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z * N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.71 < 1.00 \quad (6.3.3(4))$$

Profil correct !!!

Vérification des traverses

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 3 Poutre_3
8.94 m

POINT: 3

COORDONNEE: x = 1.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 2 ELU /53/ 1*1.00 + 49*1.00 + 57*1.00 + 58*0.83 + 84*1.75

MATERIAU:

ACIER fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 450

h=90.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=19.0 cm	Ay=55.48 cm ²	Az=81.86 cm ²	Ax=167.49 cm ²
tw=0.9 cm	Iy=163938.72 cm ⁴	Iz=2513.39 cm ⁴	Ix=97.83 cm ⁴
tf=1.5 cm	Wply=4238.09 cm ³	Wplz=282.77 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = -74.44 kN	My,Ed = -1.17 kN*m	Mz,Ed = 35.11 kN*m	Vy,Ed = -48.35 kN
Nt,Rd = 3935.96 kN	My,pl,Rd = 995.95 kN*m	Mz,pl,Rd = 66.45 kN*m	Tau,y,max,Ed = -8.61 MPa
	My,c,Rd = 995.95 kN*m	Mz,c,Rd = 66.45 kN*m	Vz,Ed = -5.32 kN
	MN,y,Rd = 995.59 kN*m	MN,z,Rd = 66.43 kN*m	Tau,z,max,Ed = -0.72 MPa
	Mb,Rd = 116.41 kN*m		Tt,Ed = 0.16 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 152.55 kN*m	Courbe,LT - d	XLT = 0.12
Lcr,low=8.94 m	Lam_LT = 2.56	fi,LT = 4.66	XLT,mod = 0.12

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N,Ed/Nt,Rd = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.00} = 0.53 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$(Tau,y,max,Ed + Tau,ty,Ed)/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$(Tau,z,max,Ed + Tau,tz,Ed)/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$My,Ed/Mb,Rd = 0.01 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

Profil correct !!!

Vérification des poteaux

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 5 Poteau_5
3.50 m

POINT: 1

COORDONNEE: $x = 0.54 L =$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 2 ELU /52/ 1*1.00 + 49*1.00 + 57*1.00 + 58*0.83 + 83*1.75

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 360

$h=35.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=30.0$ cm	$A_y=116.66$ cm ²	$A_z=48.96$ cm ²	$A_x=142.76$ cm ²
$t_w=1.0$ cm	$I_y=33089.80$ cm ⁴	$I_z=7886.84$ cm ⁴	$I_x=149.41$ cm ⁴
$t_f=1.8$ cm	$W_{ply}=2088.47$ cm ³	$W_{plz}=802.28$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 86.43$ kN	$M_{y,Ed} = -79.61$ kN*m	$M_{z,Ed} = -5.98$ kN*m	$V_{y,Ed} = -16.06$ kN
$N_{c,Rd} = 3354.86$ kN	$M_{y,Ed,max} = 174.32$ kN*m		$M_{z,Ed,max} = 6.37$ kN*m
	$Tau_{y,max,Ed} = -2.19$ MPa		
$N_{b,Rd} = 1948.47$ kN	$M_{y,c,Rd} = 490.79$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 188.54$ kN*m	$V_{z,Ed} = -44.78$ kN
	$MN_{y,Rd} = 490.79$ kN*m	$MN_{z,Rd} = 188.54$ kN*m	$Tau_{z,max,Ed} = -14.04$ MPa
			$T_{t,Ed} = -0.11$ kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 6.50$ m	$Lam_y = 0.45$
$L_{cr,y} = 6.50$ m	$X_y = 0.90$
$L_{amy} = 42.69$	$k_{yy} = 0.91$



en z:

$L_z = 6.50$ m	$Lam_z = 0.93$
$L_{cr,z} = 6.50$ m	$X_z = 0.58$
$L_{amz} = 87.45$	$k_{yz} = 0.57$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/MN_{y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/MN_{z,Rd})^{1.00} = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$(Tau_{y,max,Ed} + Tau_{ty,Ed})/(f_y/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$(Tau_{z,max,Ed} + Tau_{tz,Ed})/(f_y/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.11 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$Lambda_{,y} = 42.69 < Lambda_{,max} = 210.00$$

$$Lambda_{,z} = 87.45 < Lambda_{,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.37 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.27 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

Vérification des potelets

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 125 Poteau_125
7.13 m

POINT: 2

COORDONNEE: x = 0.98 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 2 ELU /53/ 1*1.00 + 49*1.00 + 57*1.00 + 58*0.83 + 84*1.75

MATERIAU:

ACIER fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 360

h=36.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=17.0 cm	Ay=48.84 cm ²	Az=35.14 cm ²	Ax=72.73 cm ²
tw=0.8 cm	Iy=16265.60 cm ⁴	Iz=1043.45 cm ⁴	Ix=37.49 cm ⁴
tf=1.3 cm	Wply=1019.15 cm ³	Wplz=191.10 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 28.45 kN		M _{z,Ed} = -0.00 kN*m	V _{y,Ed} = -0.02 kN
N _{c,Rd} = 1709.16 kN	My _{Ed,max} = -4.65 kN*m	M _{z,Ed,max} = 9.86 kN*m	Tau _{y,max,Ed} = -0.01 MPa
N _{b,Rd} = 346.14 kN	My _{c,Rd} = 239.50 kN*m	M _{z,c,Rd} = 44.91 kN*m	
		MN _{z,Rd} = 44.91 kN*m	

Classe de la section = 2



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 7.25 m	Lam_y = 0.52
Lcr,y = 7.25 m	Xy = 0.92
Lamy = 48.48	kyz = 0.60



en z:

Lz = 7.25 m	Lam_z = 2.04
Lcr,z = 7.25 m	Xz = 0.20
Lamz = 191.41	kzz = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$\tau_{y,max,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(4))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{b,y} = 48.48 < \lambda_{b,max} = 210.00 \quad \lambda_{b,z} = 191.41 < \lambda_{b,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.17 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.31 < 1.00$$

(6.3.3.(4))

Profil correct !!!

Vérification des contreventements verticales

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 247 Poutre_247
3.74 m

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.55 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 2 ELU /51/ 1*1.00 + 49*1.00 + 57*1.00 + 82*1.75 + 58*0.83

MATERIAU:

ACIER E24 fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 80x8

h=8.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=17.0 cm	Ay=12.80 cm ²	Az=11.52 cm ²	Ax=24.54 cm ²
tw=0.8 cm	Iy=144.50 cm ⁴	Iz=331.44 cm ⁴	Ix=5.19 cm ⁴
tf=0.8 cm	Wely=25.17 cm ³	Welz=38.99 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 4.96 kN	M _{y,Ed} = 0.92 kN*m	M _{z,Ed} = 3.95 kN*m	V _{y,Ed} = 0.14 kN
N _{c,Rd} = 576.69 kN	M _{y,el,Rd} = 5.92 kN*m	M _{z,el,Rd} = 9.16 kN*m	Tau _{y,max,Ed} = 0.12 MPa
N _{b,Rd} = 576.69 kN	M _{y,c,Rd} = 5.92 kN*m	M _{z,c,Rd} = 9.16 kN*m	V _{z,Ed} = -0.06 kN
			Tau _{z,max,Ed} = -0.05 MPa
			Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.48 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\text{Sig}_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\text{Tau}_{z,max,Ed})^2} / (f_y/g_{M0}) = 0.57 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$\text{Tau}_{y,max,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(4))$$

$$\text{Tau}_{z,max,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(4))$$

Profil correct !!!

Vérification des contreventements horizontales

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 132 Barre_132
2.53 m

POINT: 2

COORDONNEE: $x = 0.34 L =$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 2 ELU /52/ 1*1.00 + 49*1.00 + 57*1.00 + 58*0.83 + 83*1.75

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: **contrventement ho**

$h=14.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=6.0$ cm	$A_y=13.40$ cm ²	$A_z=10.10$ cm ²	$A_x=20.40$ cm ²
$t_w=0.7$ cm	$I_y=605.00$ cm ⁴	$I_z=62.70$ cm ⁴	$I_x=5.68$ cm ⁴
$t_f=1.0$ cm	$W_{ply}=103.00$ cm ³	$W_{plz}=28.30$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = -96.85$ kN	$M_{y,Ed} = 7.94$ kN*m	
$N_{t,Rd} = 479.40$ kN	$M_{y,pl,Rd} = 24.21$ kN*m	
	$M_{y,c,Rd} = 24.21$ kN*m	$V_{z,Ed} = 1.44$ kN
	$MN_{,y,Rd} = 23.22$ kN*m	$\tau_{z,max,Ed} = 1.80$ MPa
		Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{,Ed}/N_{t,Rd} = 0.20 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.33 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$M_{y,Ed}/MN_{,y,Rd} = 0.34 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$\tau_{z,max,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6.(4))$$

Profil correct !!!

Vérification des poutres sablières

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 238 Poutre_238
3.20 m

POINT: 3

COORDONNEE: $x = 0.55 L =$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 2 ELU /52/ 1*1.00 + 49*1.00 + 57*1.00 + 58*0.83 + 83*1.75

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00$ MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 160**

$h=16.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=8.2$ cm	$A_y=13.73$ cm ²	$A_z=9.66$ cm ²	$A_x=20.09$ cm ²
$tw=0.5$ cm	$I_y=869.29$ cm ⁴	$I_z=68.31$ cm ⁴	$I_x=3.62$ cm ⁴
$tf=0.7$ cm	$W_{ply}=123.86$ cm ³	$W_{plz}=26.10$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = -3.06$ kN	$M_{y,Ed} = 0.64$ kN*m	$M_{z,Ed} = -4.93$ kN*m	$V_{y,Ed} = -0.52$ kN
$N_{t,Rd} = 472.12$ kN	$M_{y,pl,Rd} = 29.11$ kN*m	$M_{z,pl,Rd} = 6.13$ kN*m	$\tau_{y,max,Ed} = -0.59$ MPa
	$M_{y,c,Rd} = 29.11$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 6.13$ kN*m	$V_{z,Ed} = -0.05$ kN
	$MN_{y,Rd} = 29.11$ kN*m	$MN_{z,Rd} = 6.13$ kN*m	$\tau_{z,max,Ed} = -0.07$ MPa
	$Mb,Rd = 10.25$ kN*m		

Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

$z = 1.00$	$M_{cr} = 11.41$ kN*m	Courbe,LT -	$X_{LT} = 0.35$
$L_{cr,upp} = 5.80$ m	$\lambda_{m,LT} = 1.60$	$f_{i,LT} = 1.87$	$X_{LT,mod} = 0.35$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{,Ed}/N_{t,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.80 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$\tau_{y,max,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(4))$$

$$\tau_{z,max,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(4))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.06 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

Profil correct !!!

ANNEXE 06

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018	
	Calcul de l'assemblage au gousset NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	

GENERAL

Assemblage N°: 8
Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement

GEOMETRIE

BARRES

		Barre 1	Barre 2	Barre 3	Barre 4	
Profilé:		UPN 140	UPN 140	UPN 140	UPN 140	
	h	140	140	140	140	mm
	b _f	60	60	60	60	mm
	t _w	7	7	7	7	mm
	t _f	10	10	10	10	mm
	r	10	10	10	10	mm
	A	20,40	20,40	20,40	20,40	cm ²
Matériau:		ACIER E24	ACIER E24	ACIER E24	ACIER E24	
	f _y	235,00	235,00	235,00	235,00	MPa
	f _u	365,00	365,00	365,00	365,00	MPa
Angle	α	45,0	45,0	45,0	45,0	Deg

BOULONS

Barre 1

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon
d = 16 [mm] Diamètre du boulon
d₀ = 18 [mm] Diamètre du trou de boulon
A_s = 1,57 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
A_v = 2,01 [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]
e₁ = 40 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e₂ = 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

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon
d = 16 [mm] Diamètre du boulon
d₀ = 18 [mm] Diamètre du trou de boulon
A_s = 1,57 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
A_v = 2,01 [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]

e₁ = 40 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e₂ = 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

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon
d = 16 [mm] Diamètre du boulon
d₀ = 18 [mm] Diamètre du trou de boulon
A_s = 1,57 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
A_v = 2,01 [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]

e₁ = 40 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e₂ = 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 4

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon
d = 16 [mm] Diamètre du boulon
d₀ = 18 [mm] Diamètre du trou de boulon
A_s = 1,57 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
A_v = 2,01 [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]

e₁ = 40 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e₂ = 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

GOUSSET

l_p = 660 [mm] Longueur de la platine
h_p = 660 [mm] Hauteur de la platine
t_p = 10 [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

h₁ = 0 [mm] Grugeage
v₁ = 0 [mm] Grugeage
h₂ = 0 [mm] Grugeage
v₂ = 0 [mm] Grugeage

$h_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_3 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_3 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_4 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_4 = 0$ [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0;0)

$e_v = 330$ [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

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

$N_{b1,Ed} = 10,00$ [kN] Effort axial
 $N_{b2,Ed} = 10,00$ [kN] Effort axial
 $N_{b3,Ed} = 10,00$ [kN] Effort axial
 $N_{b4,Ed} = 10,00$ [kN] Effort axial

RESULTATS

BARRE 1

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 96,51$ [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

$\alpha_{bx} = 0,74$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,74 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd1x} = 60,5$ [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

$\alpha_{bz} = 0,93$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,93 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd1z} = 75,70$ [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

$\alpha_{bx} = 0,86$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,86 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd2x} = 100,5$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_1 \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

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	
$F_{b,Rd2z} = 116,80$ [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

$e = -20$ [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons	$M_0 = N_{b1,Ed} \cdot e$	
$M_0 = -0,20$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$F_{NSd} = N_{b1,Ed} / n$	
$F_{NSd} = 3,33$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{MSd} = M_0 \cdot x_{max} / \sum x_i^2$	
$F_{MSd} = -1,67$ [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$	
$F_{x,Ed} = 3,33$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$	
$F_{z,Ed} = -1,67$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$	
$F_{Ed} = 3,73$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$	
$F_{Rdx} = 60,56$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$	
$F_{Rdz} = 75,70$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z		
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 3,33 < 60,56$	vérifié	(0,06)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ -1,67 < 75,70$	vérifié	(0,02)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$3,73 < 96,51$	vérifié	(0,04)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_{net} = 19,14$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - t \cdot d_0$	
$N_{uRd} = 503,00$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{u1}) / \gamma_{M2}$	
$N_{plRd} = 479,40$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{plRd} = A \cdot f_{y1} / \gamma_{M0}$	
$ N_{b1,Ed} \leq N_{tRd}$	$ 10,00 < 503,00$	vérifié	(0,02)
$ N_{b1,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ 10,00 < 479,40$	vérifié	(0,02)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 5,67$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} = 8,05$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} = 192,0$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$	
$ N_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 10,00 < 192,00$	vérifié	(0,05)

BARRE 2

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 96,51$ [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
$\alpha_{bx} = 0,74$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,74 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1x} = 60,56$ [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
$\alpha_{bz} = 0,93$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,93 > 0,00$	vérifié

$F_{b,Rd1z} = 75,70$ [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

$\alpha_{bx} = 0,86$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,86 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd2x} = 100,58$ [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 $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,0$ vérifié

$F_{b,Rd2z} = 116,80$ [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

$e = -20$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$M_0 = -0,20$ [kN*m] Moment fléchissant réel

$$M_0 = N_{b2,Ed} \cdot e$$

$F_{NSd} = 3,33$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial

$$F_{NSd} = N_{b2,Ed} / n$$

$F_{MSd} = -1,67$ [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment

$$F_{MSd} = M_0 \cdot x_{max} / \sum x_i^2$$

$F_{x,Ed} = 3,33$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x

$$F_{x,Ed} = F_{NSd}$$

$F_{z,Ed} = -1,67$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z

$$F_{z,Ed} = F_{MSd}$$

$F_{Ed} = 3,73$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$F_{Rdx} = 60,56$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x

$$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

$F_{Rdz} = 75,70$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z

$$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$ $|3,33| < 60,56$ vérifié (0,06)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$ $|-1,67| < 75,70$ vérifié (0,02)

$F_{Ed} \leq F_{vRd}$ $3,73 < 96,51$ vérifié (0,04)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_{net} = 19,14$ [cm²] Aire de la section nette

$$A_{net} = A - t \cdot d_0$$

$N_{uRd} = 503,00$ [kN] Résistance de calcul de la section nette

$$N_{uRd} = (0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{u2}) / \gamma_{M2}$$

$N_{plRd} = 479,40$ [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute

$$N_{plRd} = A \cdot f_{y2} / \gamma_{M0}$$

$|N_{b2,Ed}| \leq N_{tRd}$ $|10,00| < 503,00$ vérifié (0,02)

$|N_{b2,Ed}| \leq N_{pl,Rd}$ $|10,00| < 479,40$ vérifié (0,02)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 5,67$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 8,05$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 192,0$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous

$$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$|N_{b2,Ed}| \leq V_{effRd}$ $|10,00| < 192,00$ vérifié (0,05)

BARRE 3

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 96,51$ [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

$\alpha_{bx} = 0,74$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bx} > 0.0$ $0,74 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 60,5$ [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**

$\alpha_{bz} = 0,93$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bz} > 0.0$ $0,93 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 75,70$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,86$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bx} > 0.0$ $0,86 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 100,5$ [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**

$F_{b,Rd2z} = 116,80$ [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

$e = -20$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$M_0 = -0,20$ [kN*m] Moment fléchissant réel

$$M_0 = N_{b3,Ed} * e$$

$F_{NSd} = 3,33$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial

$$F_{NSd} = N_{b3,Ed} / n$$

$F_{MSd} = -1,67$ [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment

$$F_{MSd} = M_0 * X_{max} / \sum X_i^2$$

$F_{x,Ed} = 3,33$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x

$$F_{x,Ed} = F_{NSd}$$

$F_{z,Ed} = -1,67$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z

$$F_{z,Ed} = F_{MSd}$$

$F_{Ed} = 3,73$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$F_{Rdx} = 60,56$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x

$$F_{Rdx} = \min(F_{b,Rd1x}, F_{b,Rd2x})$$

$F_{Rdz} = 75,70$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z

$$F_{Rdz} = \min(F_{b,Rd1z}, F_{b,Rd2z})$$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$ $|3,33| < 60,56$ **vérifié** (0,06)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$ $|-1,67| < 75,70$ **vérifié** (0,02)

$F_{Ed} \leq F_{vRd}$ $3,73 < 96,51$ **vérifié** (0,04)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_{net} = 19,14$ [cm²] Aire de la section nette

$$A_{net} = A - t * d_0$$

$N_{uRd} = 503,00$ [kN] Résistance de calcul de la section nette

$$N_{uRd} = (0.9 * A_{net} * f_{u3}) / \gamma_{M2}$$

$N_{plRd} = 479,40$ [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute

$$N_{plRd} = A * f_{y3} / \gamma_{M0}$$

$|N_{b3,Ed}| \leq N_{tRd}$ $|10,00| < 503,00$ **vérifié** (0,02)

$|N_{b3,Ed}| \leq N_{pl,Rd}$ $|10,00| < 479,40$ **vérifié** (0,02)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 5,67$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 8,05$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 192,0$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les $V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} +$

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 5,67$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
= 0	trous		$(1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ N_{b3,Ed} \leq V_{effRd}$		$ 10,00 < 192,00$	vérifié (0,05)

BARRE 4

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 96,51$ [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**

$\alpha_{bx} = 0,74$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,74 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 60,56$ [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**

$\alpha_{bz} = 0,93$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,93 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 75,70$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,86$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,86 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 100,58$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

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**

$F_{b,Rd2z} = 116,80$ [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

$e = -20$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$M_0 = -0,20$ [kN*m] Moment fléchissant réel

$M_0 = N_{b4,Ed} * e$

$F_{NSd} = 3,33$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial

$F_{NSd} = N_{b4,Ed} / n$

$F_{MSd} = -1,67$ [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment

$F_{MSd} = M_0 * x_{max} / \sum x_i^2$

$F_{x,Ed} = 3,33$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x

$F_{x,Ed} = F_{NSd}$

$F_{z,Ed} = -1,67$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z

$F_{z,Ed} = F_{MSd}$

$F_{Ed} = 3,73$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$

$F_{Rdx} = 60,56$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x

$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 75,70$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z

$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$ $|3,33| < 60,56$ **vérifié** (0,06)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$ $|-1,67| < 75,70$ **vérifié** (0,02)

$F_{Ed} \leq F_{VRd}$ $3,73 < 96,51$ **vérifié** (0,04)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_{net} = 19,14$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - t \cdot d_o$
$N_{u,Rd} = 503,00$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{u4}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} = 479,40$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{y4} / \gamma_{M0}$
$ N_{b4,Ed} \leq N_{i,Rd}$	$ 10,00 < 503,00$	vérifié (0,02)
$ N_{b4,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ 10,00 < 479,40$	vérifié (0,02)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 5,67$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 8,05$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{eff,Rd} = 192,0$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{eff,Rd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ N_{b4,Ed} \leq V_{eff,Rd}$	$ 10,00 < 192,00$	vérifié (0,05)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,06

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018	
	Calcul du Pied de Poteau encastré Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete	

GENERAL

Assemblage N°: 6
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé:	HEA 360	
$L_c = 5,00$ [m]	Longueur du poteau	
$\alpha = 0,0$ [Deg]	Angle d'inclinaison	
$h_c = 350$ [mm]	Hauteur de la section du poteau	
$b_{fc} = 300$ [mm]	Largeur de la section du poteau	
$t_{wc} = 10$ [mm]	Épaisseur de l'âme de la section du poteau	
$t_{fc} = 18$ [mm]	Épaisseur de l'aile de la section du poteau	
$r_c = 27$ [mm]	Rayon de congé de la section du poteau	
$A_c = 142,76$ [cm ²]	Aire de la section du poteau	
$I_{yc} = 33089,80$ [cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau	
Matériau:	ACIER E24	
$f_{yc} = 235,00$ [MPa]	Résistance	
$f_{uc} = 365,00$ [MPa]	Résistance ultime du matériau	

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} = 600$ [mm] Longueur

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} =$	600	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	300	[mm]	Largeur
$t_{pd} =$	25	[mm]	Epaisseur
Matériau:	ACIER		
$f_{ypd} =$	235,00	[MPa]	Résistance
$f_{upd} =$	365,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	10.9		Classe de tiges d'ancrage
$f_{yb} =$	670,00	[MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} =$	1000,00	[MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction
$d =$	30	[mm]	Diamètre du boulon
$A_s =$	5,61	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	7,07	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$n_H =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_V =$	2		Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} =$	450	[mm]	
Entraxe $e_{Vi} =$	70	[mm]	

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 =$	60	[mm]
$L_2 =$	640	[mm]
$L_3 =$	120	[mm]
$L_4 =$	100	[mm]

Platine

$l_{wd} =$	50	[mm]	Longueur
$b_{wd} =$	60	[mm]	Largeur
$t_{wd} =$	10	[mm]	Epaisseur

BECHE

Profilé:	IPE 100		
$l_w =$	100	[mm]	Longueur
Matériau:	ACIER		
$f_{yw} =$	235,00	[MPa]	Résistance

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00		Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_{M2} =$	1,25		Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_C =$	1,50		Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

$L =$	1200	[mm]	Longueur de la semelle
$B =$	1200	[mm]	Largeur de la semelle
$H =$	900	[mm]	Hauteur de la semelle

Béton

Classe	BETON20		
$f_{ck} =$	20,00	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g =$	30	[mm]	Epaisseur du mortier de calage
$f_{ck,g} =$	12,00	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression
$C_{f,d} =$	0,30		Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDES

$a_p =$	4	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
$a_w =$	4	[mm]	Bêche

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

$N_{j,Ed} =$	-10,00	[kN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y} =$	10,00	[kN]	Effort tranchant
$V_{j,Ed,z} =$	10,00	[kN]	Effort tranchant
$M_{j,Ed,y} =$	5,00	[kN*m]	Moment fléchissant
$M_{j,Ed,z} =$	5,00	[kN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS

ZONE COMPRIMEE

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} =$	13,33	[MPa]	Résistance de calcul à la compression	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
$f_j =$	21,77	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise	[6.2.5.(7)]
$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{MO}))}$				
$c =$	47	[mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} =$	112	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	300	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} =$	337,01	[cm ²]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$A_{c1} =$	3033,12	[cm ²]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$				
$F_{rd,u} =$	1348,05	[kN]	Résistance du béton à l'appui rigide	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$\beta_j =$	0,67		Coefficient réducteur pour la compression	[6.2.5.(7)]
$f_{jd} = \beta_j*F_{rd,u}/(b_{eff}*l_{eff})$				
$f_{jd} =$	26,67	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$A_{c,n} =$	904,84	[cm ²]	Aire de compression efficace	[6.2.8.2.(1)]
$A_{c,y} =$	337,01	[cm ²]	Aire de flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$A_{c,z} =$	337,01	[cm ²]	Aire de flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i}*f_{jd}$				
$F_{c,Rd,n} =$	2412,91	[kN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} =$	898,70	[kN]	Résistance du béton à la flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} =$	898,70	[kN]	Résistance du béton à la flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL =$	1,00		Classe de la section	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{pl,y} =$	2088,47	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} =$	490,79	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} =$	333	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$				
$F_{c,fc,Rd,y} =$	1476,06	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$W_{pl,z} =$	802,28	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z} =$	188,54	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z} =$	150	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$				
$F_{c,fc,Rd,z} =$	1256,91	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$				
$N_{j,Rd} =$	2412,91	[kN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$				

$F_{C,Rd,y} = 898,70$ [kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]
$F_{C,Rd,z} = \min(F_{C,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$		
$F_{C,Rd,z} = 898,70$ [kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

ZONE TENDUE

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$A_b = 5,61$ [cm ²]	Aire de section efficace du boulon	[Tableau 3.4]
$f_{ub} = 1000,00$ [MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$\beta = 0,85$	Coefficient de réduction de la résistance du boulon	[3.6.1.(3)]
$F_{t,Rd,s1} = \beta * 0,9 * f_{ub} * A_b / \gamma_{M2}$		
$F_{t,Rd,s1} = 343,33$ [kN]	Résistance du boulon à la rupture	[Tableau 3.4]
$\gamma_{Ms} = 1,20$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
$f_{yb} = 670,00$ [MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} * A_b / \gamma_{Ms}$		
$F_{t,Rd,s2} = 313,23$ [kN]	Résistance du boulon à la rupture	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$		
$F_{t,Rd,s} = 313,23$ [kN]	Résistance du boulon à la rupture	

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$f_{ck} = 20,00$ [MPa]	Résistance caractéristique du béton à la compression	EN 1992-1:[3.1.2]
$f_{ctd} = 0,7 * 0,3 * f_{ck}^{2/3} / \gamma_c$		
$f_{ctd} = 1,03$ [MPa]	Résistance de calcul à la traction	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$\eta_1 = 1,00$	Coef. dépendant des conditions du bétonnage et de l'adhérence	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$\eta_2 = 1,00$	Coef. dépendant du diamètre du boulon d'ancrage	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$f_{bd} = 2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd}$		
$f_{bd} = 2,32$ [MPa]	Adhérence de calcul admissible	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$h_{ef} = 640$ [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$F_{t,Rd,p} = \pi * d * h_{ef} * f_{bd}$		
$F_{t,Rd,p} = 140,00$ [kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$h_{ef} = 377$ [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$N_{Rk,c}^0 = 7,5 [N^{0,5} / mm^{0,5}] * f_{ck} * h_{ef}^{1,5}$		
$N_{Rk,c}^0 = 245,20$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$s_{cr,N} = 1130$ [mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.4]
$c_{cr,N} = 565$ [mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.4]
$A_{c,N0} = 18960,00$ [cm ²]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.4]
$A_{c,N} = 14400,00$ [cm ²]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.4]
$\psi_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$		
$\psi_{A,N} = 0,76$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
$c = 375$ [mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.4]
$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 * c / c_{cr,N} \leq 1,0$		
$\psi_{s,N} = 0,90$	Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.4]
$\psi_{ec,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
$\psi_{re,N} = 0,5 + h_{ef} [mm] / 200 \leq 1,0$		
$\psi_{re,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.4]
$\psi_{ucr,N} = 1,00$	Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.4]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 * \psi_{A,N} * \psi_{s,N} * \psi_{ec,N} * \psi_{re,N} * \psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$		
$F_{t,Rd,c} = 77,5$ [kN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
= 2]	béton	

FENDAGE DU BETON

$h_{ef} = 640$ [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	CEB [9.2.5]
$N_{Rk,c}^0 = 7,5 [N^{0,5} / mm^{0,5}] * f_{ck} * h_{ef}^{1,5}$		
$N_{Rk,c}^0 = 543,06$ [kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.5]
$s_{cr,N} = 1280$ [mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.5]
$c_{cr,N} = 640$ [mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.5]

$N_{Rk,c^0} = 543,06$	[kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.5]
$A_{c,N0} = 23355,00$	[cm ²]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.5]
$A_{c,N} = 14400,00$	[cm ²]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.5]
$\Psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$			
$\Psi_{A,N} = 0,62$		Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
$c = 375$	[mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.5]
$\Psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c/C_{cr,N} \leq 1.0$			
$\Psi_{s,N} = 0,88$		Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.5]
$\Psi_{ec,N} = 1,00$		Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
$\Psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$			
$\Psi_{re,N} = 1,00$		Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.5]
$\Psi_{ucr,N} = 1,00$		Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.5]
$\Psi_{h,N} = (h/(2 \cdot h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$			
$\Psi_{h,N} = 0,79$		Coef. dépendant de la hauteur de la fondation	CEB [9.2.5]
$\gamma_{M,sp} = 2,16$		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c^0} \cdot \Psi_{A,N} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ucr,N} \cdot \Psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$			
$F_{t,Rd,sp} = 107,35$	[kN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton	CEB [9.2.5]

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$$

$$F_{t,Rd} = 77,52 \text{ [kN]} \text{ Résistance du boulon d'ancrage à traction}$$

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} = 150$	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} = 150$	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 45$	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} = 5,51$	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} = 5,51$	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} = 484,47$	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} = 193,79$	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} = 155,03$	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$			
$F_{t,pl,Rd,y} = 155,03$	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1} = 253$	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} = 253$	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 45$	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} = 9,28$	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} = 9,28$	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} = 816,58$	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} = 267,59$	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} = 155,03$	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$			
$F_{t,pl,Rd,z} = 155,03$	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$			
$F_{T,Rd,y} = 155,03$	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]
$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$			
$F_{T,Rd,z} = 155,03$	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)		$0,00 < 1,00$	vérifié	(0,00)
$e_y = 500$	[mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$z_{c,y} = 166$	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$		[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} = 225$	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} = 90,87$	[kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	$0,06 < 1,00$	vérifié	(0,06)
$e_z = 500$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$Z_{c,z} = 75$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$		[6.2.8.1.(2)]
$Z_{t,z} = 35$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} = 20,06$ [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	$0,25 < 1,00$	vérifié	(0,25)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,30 < 1,00$	vérifié	(0,30)

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 0,48$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,y} = 0,48$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,y} = 2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} * \alpha_{b,y} * f_{up} * d * t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,y} = 262,34$ [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 4,44$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,z} = 1,00$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,z} = 1,36$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} * \alpha_{b,z} * f_{up} * d * t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,z} = 298,39$ [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0,25$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$A_{vb} = 7,07$ [cm ²]	Aire de la section du boulon	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} = 1000,00$ [MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]
$\gamma_{M2} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b * f_{ub} * A_{vb} / \gamma_{M2}$		
$F_{2,vb,Rd} = 140,24$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier	[6.2.2.(7)]
$\alpha_M = 2,00$	Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation	CEB [9.3.2.2]
$M_{Rk,s} = 2,48$ [kN*m]	Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion	CEB [9.3.2.2]
$l_{sm} = 58$ [mm]	Longueur du bras de levier	CEB [9.3.2.2]
$\gamma_{Ms} = 1,20$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M * M_{Rk,s} / (l_{sm} * \gamma_{Ms})$		
$F_{v,Rd,sm} = 72,02$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier	CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 167,44$ [kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.4]
$k_3 = 2,00$	Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage	CEB [9.3.3]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,cp} = k_3 * N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,cp} = 155,03$ [kN]	Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0 = 1249,5$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,y} = 0,44$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,y} = 0,83$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,y} = 1,00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]

$V_{Rk,c,y}^0 = 1249,5$ [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB
 = 0] [9.3.4.(a)]
 $\gamma_{Mc} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 * \psi_{A,V,y} * \psi_{h,V,y} * \psi_{s,V,y} * \psi_{ec,V,y} * \psi_{\alpha,V,y} * \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$
 $F_{v,Rd,c,y} = 213,15$ [kN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0 = 675,6$ [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB
 = 3] [9.3.4.(a)]

$\psi_{A,V,z} = 1,00$ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.3.4]

$\psi_{h,V,z} = 1,00$ Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation CEB [9.3.4.(c)]

$\psi_{s,V,z} = 1,00$ Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement CEB [9.3.4.(d)]

$\psi_{ec,V,z} = 1,00$ Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(e)]

$\psi_{\alpha,V,z} = 1,00$ Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant CEB [9.3.4.(f)]

$\psi_{ucr,V,z} = 1,00$ Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation CEB [9.3.4.(g)]

$\gamma_{Mc} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 * \psi_{A,V,z} * \psi_{h,V,z} * \psi_{s,V,z} * \psi_{ec,V,z} * \psi_{\alpha,V,z} * \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$
 $F_{v,Rd,c,z} = 312,79$ [kN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton [6.2.2.(6)]

$N_{c,Ed} = 10,00$ [kN] Effort de compression [6.2.2.(6)]

$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$

$F_{f,Rd} = 3,00$ [kN] Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

CONTACT DE LA CALE D'ARRÊT AVEC BETON

$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 * l_w * b_{wy} * f_{ck} / \gamma_c$

$F_{v,Rd,wg,y} = 186,67$ [kN] Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton

$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 * l_w * b_{wz} * f_{ck} / \gamma_c$

$F_{v,Rd,wg,z} = 102,67$ [kN] Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y} = 477,74$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$ 0,02 < 1,00 **vérifié** (0,02)

$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z} = 393,74$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$ 0,03 < 1,00 **vérifié** (0,03)

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$ 0,05 < 1,00 **vérifié** (0,05)

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} = 19,96$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 19,96$ [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\tau_{y||} = 2,12$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$ [4.5.3.(7)]

$\tau_{z||} = 3,97$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$ [4.5.3.(7)]

$\beta_w = 0,85$ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} / (0.9 * f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1) 0,08 < 1,00 **vérifié** (0,08)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 * (\tau_{y||}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,12 < 1,00 **vérifié** (0,12)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 * (\tau_{z||}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,03 < 1,00 **vérifié** (0,03)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} = 112$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 300$ [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff})} / (1.275 * E)$

$k_{13,y} = 21$ [mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} = 150$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 45$ [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$		
$k_{15,y} = 11$ [mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b = 320$ [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 \cdot A_b / L_b$		
$k_{16,y} = 3$ [mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} = 0,35$	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} = 86535,47$ [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} = 416931,48$ [kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDE		[5.2.2.5.(2)]
Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$		
$k_{13,z} = E_c \cdot \sqrt{A_{c,z}} / (1.275 \cdot E)$		
$k_{13,z} = 21$ [mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} = 253$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 45$ [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$		
$k_{15,z} = 18$ [mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b = 320$ [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$		
$k_{16,z} = 3$ [mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} = 0,72$	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} = 6310,54$ [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} = 99374,18$ [kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} < S_{j,rig,z}$ SEMI-RIGIDE		[5.2.2.5.(2)]

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

FONDATION A L'ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

REMARQUES

Rayon de courbure de l'ancrage trop faible. 60 [mm] < 90 [mm]
 Segment L4 du boulon d'ancrage à crosse trop court. 100 [mm] < 150 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio 0,30
--	------------

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018 Calcul du Pied de Poteau articulé Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete	
		Ratio 0,11

GENERAL

Assemblage N°: 7
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau articulé

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé:			IPE 360
$L_c =$	5,00	[m]	Longueur du poteau
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	360	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	170	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	8	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	13	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	18	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	72,73	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	16265,60	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	ACIER	E24	
$f_{yc} =$	235,00	[MPa]	Résistance
$f_{uc} =$	365,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} =$	600	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	300	[mm]	Largeur
$t_{pd} =$	25	[mm]	Epaisseur
Matériau:	ACIER		
$f_{ypd} =$	235,00	[MPa]	Résistance
$f_{upd} =$	365,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	10.9		Classe de tiges d'ancrage
$f_{yb} =$	670,00	[MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} =$	1000,00	[MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction
$d =$	20	[mm]	Diamètre du boulon
$A_s =$	2,45	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	3,14	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$n =$	2		Nombre de rangées des boulons
$e_v =$	75	[mm]	Entraxe

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 =$	60	[mm]
$L_2 =$	640	[mm]
$L_3 =$	120	[mm]
$L_4 =$	100	[mm]

Platine

$l_{wd} =$	50	[mm]	Longueur
$b_{wd} =$	60	[mm]	Largeur
$t_{wd} =$	10	[mm]	Epaisseur

BECHE

Profilé:			IPE 100
$l_w =$	100	[mm]	Longueur
Matériau:	ACIER		
$f_{yw} =$	235,00	[MPa]	Résistance

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00		Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_{M2} =$	1,25		Coefficient de sécurité partiel

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_C =$	1,50	Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

L =	1200	[mm]	Longueur de la semelle
B =	1200	[mm]	Largeur de la semelle
H =	900	[mm]	Hauteur de la semelle

Béton

Classe BETON20

$f_{ck} = 20,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 30$ [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 12,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

$a_p =$	4	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
$a_w =$	4	[mm]	Bêche

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

$N_{j,Ed} =$	-10,00	[kN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y} =$	10,00	[kN]	Effort tranchant
$V_{j,Ed,z} =$	10,00	[kN]	Effort tranchant

RESULTATS

ZONE COMPRIMEE

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = 13,33$ [MPa]	Résistance de calcul à la compression	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
$f_j = 21,77$ [MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise	[6.2.5.(7)]
$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$		
$c = 47$ [mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} = 108$ [mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} = 265$ [mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} = 284,80$ [cm ²]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$A_{c1} = 2563,21$ [cm ²]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$		
$F_{rd,u} = 1139,20$ [kN]	Résistance du béton à l'appui rigide	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$\beta_j = 0,67$	Coefficient réducteur pour la compression	[6.2.5.(7)]
$f_{jd} = \beta_j*F_{rd,u}/(b_{eff}*l_{eff})$		
$f_{jd} = 26,67$ [MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$A_{c,n} = 816,17$ [cm ²]	Aire de compression efficace	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i}*f_{jd}$		
$F_{c,Rd,n} = 2176,45$ [kN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$		
$N_{j,Rd} = 2176,45$ [kN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \text{ (6.24)}$$

$$0,00 < 1,00$$

vérifié

$$(0,00)$$

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$$\alpha_{d,y} = 0,89 \quad \text{Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\alpha_{b,y} = 0,89 \quad \text{Coef. pour les calculs de la résistance } F_{1,vb,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$k_{1,y} = 2,50 \quad \text{Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \alpha_{b,y} f_{up} d^* t_p / \gamma_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,y} = 323,52 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise} \quad [6.2.2.(7)]$$

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$$\alpha_{d,z} = 4,55 \quad \text{Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\alpha_{b,z} = 1,00 \quad \text{Coef. pour les calculs de la résistance } F_{1,vb,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$k_{1,z} = 2,50 \quad \text{Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \alpha_{b,z} f_{up} d^* t_p / \gamma_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = 365,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise} \quad [6.2.2.(7)]$$

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$$\alpha_b = 0,25 \quad \text{Coef. pour les calculs de la résistance } F_{2,vb,Rd} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$A_{vb} = 3,14 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section du boulon} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$f_{ub} = 1000,00 \text{ [MPa]} \quad \text{Résistance du matériau du boulon à la traction} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b f_{ub} A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$$F_{2,vb,Rd} = 62,33 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$\alpha_M = 2,00 \quad \text{Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation} \quad \text{CEB [9.3.2.2]}$$

$$M_{Rk,s} = 0,79 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion} \quad \text{CEB [9.3.2.2]}$$

$$l_{sm} = 53 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur du bras de levier} \quad \text{CEB [9.3.2.2]}$$

$$\gamma_{Ms} = 1,20 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.2]}$$

$$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M M_{Rk,s} / (l_{sm} \gamma_{Ms})$$

$$F_{v,Rd,sm} = 25,06 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$$N_{Rk,c} = 217,70 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calc. pour le soulèvement} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$k_3 = 2,00 \quad \text{Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.3]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,cp} = 201,57 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du béton à l'effet de levier} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$$V_{Rk,c,y} = 1013,4 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance caractéristique du boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4.(a)]}$$

$$\psi_{A,V,y} = 0,60 \quad \text{Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4]}$$

$$\psi_{h,V,y} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation} \quad \text{CEB [9.3.4.(c)]}$$

$$\psi_{s,V,y} = 0,88 \quad \text{Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.4.(d)]}$$

$$\psi_{ec,V,y} = 1,00 \quad \text{Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4.(e)]}$$

$$\psi_{\alpha,V,y} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant} \quad \text{CEB [9.3.4.(f)]}$$

$$\psi_{ucr,V,y} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation} \quad \text{CEB [9.3.4.(g)]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y} \psi_{A,V,y} \psi_{h,V,y} \psi_{s,V,y} \psi_{ec,V,y} \psi_{\alpha,V,y} \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,y} = 249,95 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du béton pour l'écrasement du bord} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0$	874,9 [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB
=	3		[9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,z}$	0,74	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,z}$	1,00	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,z}$	0,92	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,z}$	1,00	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,z}$	1,00	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,z}$	1,00	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
γ_{Mc}	2,16	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]

$F_{V,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 \cdot \psi_{A,V,z} \cdot \psi_{h,V,z} \cdot \psi_{s,V,z} \cdot \psi_{ec,V,z} \cdot \psi_{\alpha,V,z} \cdot \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$
 $F_{V,Rd,c,z} = 274,19$ [kN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d}$	0,30	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed}$	10,00 [kN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$			
$F_{f,Rd}$	3,00 [kN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

CONTACT DE LA CALE D'ARRÊT AVEC BETON

$F_{V,Rd,wg,y} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wy} \cdot f_{ck} / \gamma_c$			
$F_{V,Rd,wg,y}$	186,67 [kN]	Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton	
$F_{V,Rd,wg,z} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wz} \cdot f_{ck} / \gamma_c$			
$F_{V,Rd,wg,z}$	102,67 [kN]	Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton	

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,y}$	239,78 [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	0,04 < 1,00	vérifié	(0,04)
$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,z}$	155,78 [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,06 < 1,00	vérifié	(0,06)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,11 < 1,00	vérifié	(0,11)

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

σ_{\perp}	0,99 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
τ_{\perp}	0,99 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{y }$	3,77 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{z }$	3,74 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_w	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0,00 < 1,00	vérifié	(0,00)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{y }^2 + \tau_{z }^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,02 < 1,00	vérifié	(0,02)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{z }^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,02 < 1,00	vérifié	(0,02)

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

BOULON D'ANCRAGE AU CISAILLEMENT - AVEC BRAS DE LEVIER

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio 0,11
--	--------------

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

Ratio
0,36

GENERAL

Assemblage N°: 5
Nom de l'assemblage : Poutre - poteau

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 360
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 350$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 10$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 18$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 142,76$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 33089,80$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau: ACIER E24
 $f_{yc} = 235,00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 450
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 450$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 190$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 15$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 21$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $r_{fb} = 21$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 98,82$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xb} = 33742,90$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
Matériau: ACIER E24
 $f_{yb} = 235,00$ [MPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
Classe = 10.9 Classe du boulon
 $F_{tRd} = 113,04$ [kN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 5$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 53$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i = 70$ [mm]
=
Entraxe $p_i = 70; 70; 140; 70$ [mm]

PLATINE

$h_p = 460$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_p = 190$ [mm] Largeur de la platine

PLATINE

$h_p = 460$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine
Matériau: ACIER
 $f_{yp} = 235,00$ [MPa] Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_d = 190$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{fd} = 12$ [mm] Epaisseur de l'aile
 $h_d = 140$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{wd} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme
 $l_d = 300$ [mm] Longueur de la platine
 $\alpha = 25,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
Matériau: ACIER
 $f_{ybu} = 235,00$ [MPa] Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} = 315$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{su} = 145$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hu} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur
Matériau: ACIER
 $f_{ysu} = 235,00$ [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 315$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{sd} = 145$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hd} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur
Matériau: ACIER
 $f_{ysu} = 235,00$ [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 5$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 8$ [mm] Soudure semelle
 $a_s = 5$ [mm] Soudure du raidisseur
 $a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} = 1,00$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} = 1,10$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: Calculs manuels

$M_{b1,Ed} = 50,00$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 1701,79$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{b,pl,Rd} = 399,92$ [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 2264,71$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{cb,Rd} = 532,21$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 532,21$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 576$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$

$F_{c,fb,Rd} = 923,84$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$\beta = 0,0$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$\gamma = 25,0$ [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

$b_{eff,c,wb} = 229$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vb} = 50,84$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 0,90$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} = 28,07$ [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$k_{wc} = 1,00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$

$F_{c,wb,Rd1} = 976,22$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wb} = 379$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_p = 0,98$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 0,81$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$

$F_{c,wb,Rd2} = 794,73$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'aile du renfort

$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0,8 \gamma_{M0})$

$F_{c,wb,Rd3} = 669,75$ [kN] Résistance de l'aile du renfort [6.2.6.7.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$

$F_{c,wb,Rd,low} = 669,75$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} = 50,00$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite [5.3.(3)]

$M_{b2,Ed} = 0,00$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre gauche [5.3.(3)]

$V_{c1,Ed} = 0,00$ [kN] Effort tranchant dans le poteau inférieur [5.3.(3)]

$V_{c2,Ed} = 0,00$ [kN] Effort tranchant dans le poteau supérieur [5.3.(3)]

$Z = 506$ [mm] Bras de levier [6.2.5]

$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / Z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$

$V_{wp,Ed} = 98,88$ [kN] Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]

$A_{vs} = 48,96$ [cm²] Aire de cisaillement de l'âme du poteau EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$A_{vc} = 48,96$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$d_s = 432$ [mm] Distance entre les centres de gravités des raidisseurs [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,fc,Rd} = 5,40$ [kN*m] Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,stu,Rd} = 1,13$ [kN*m] Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,sti,Rd} = 1,13$ [kN*m] Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion [6.2.6.1.(4)]

$V_{wp,Rd} = 0,9 (A_{vs} f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$

$V_{wp,Rd} = 628,06$ [kN] Résistance du panneau d'âme au cisaillement [6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$ $0,16 < 1,00$ **vérifié** (0,16)

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} =$	10	[mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} =$	298	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} =$	48,96	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0,82		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	0,00	[MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	1,00		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s =$	19,30	[cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$				
$F_{c,wc,Rd1} =$	1029,46	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} =$	261	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	0,87		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	0,89		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s =$	2,96		Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s =$	1,00		Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$				
$F_{c,wc,Rd2} =$	963,34	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$				
$F_{c,wc,Rd} =$	963,34	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	8	-	115	-	70	53	67	53	67	96	14	14	14
2	8	-	115	-	70	53	177	53	177	140	70	70	70
3	8	-	115	-	105	53	177	53	177	210	105	105	105
4	8	-	115	-	105	53	177	53	177	210	105	105	105
5	8	-	115	-	70	53	67	53	67	96	14	14	14

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	25	-	60	-	70	155	197	155	197	147	145	145	145
2	25	-	60	-	70	155	174	155	174	140	70	70	70
3	25	-	60	-	105	155	174	155	174	210	105	105	105
4	25	-	60	-	105	155	174	155	174	210	105	105	105
5	25	-	60	-	70	155	174	155	174	147	122	122	122

m	-	Distance du boulon de l'âme
m _x	-	Distance du boulon de l'aile de la poutre
e	-	Pince entre le boulon et le bord extérieur
e _x	-	Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
p	-	Entraxe des boulons
l _{eff,cp}	-	Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
l _{eff,nc}	-	Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
l _{eff,1}	-	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
l _{eff,2}	-	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
l _{eff,cp,g}	-	Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
l _{eff,nc,g}	-	Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
l _{eff,1,g}	-	Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
l _{eff,2,g}	-	Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$F_{t,Rd} =$	113,04	[kN]	Résistance du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
--------------	--------	------	------------------------------------	---------------

$F_{t,Rd} = 113,04$ [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]
 $B_{p,Rd} = 231,17$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion
 $F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction
 $F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchée à la flexion
 $F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd})$ [6.2.6.4] , [Tab.6.2]

$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]

$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd})$ [6.2.6.5] , [Tab.6.2]

$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

Ft1,Rd,comp - Formule	Ft1,Rd,comp	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	123,10	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 226,08$	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 123,10$	123,10	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 342,04$	342,04	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 462,34$	462,34	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 628,06$	628,06	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 963,34$	963,34	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 923,84$	923,84	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 669,75$	669,75	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

Ft2,Rd,comp - Formule	Ft2,Rd,comp	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	69,57	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 226,08$	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 123,10$	123,10	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 342,04$	342,04	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 462,34$	462,34	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 628,06 - 123,10$	504,96	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 963,34 - 123,10$	840,24	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 923,84 - 123,10$	800,74	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 669,75 - 123,10$	546,65	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 410,23 - 123,10$	287,12	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 192,67 - 123,10$	69,57	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 433,75 - 123,10$	310,65	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 475,73 - 123,10$	352,62	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

Ft3,Rd,comp - Formule	Ft3,Rd,comp	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	123,10	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 226,08$	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 123,10$	123,10	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 342,04$	342,04	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 462,34$	462,34	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 628,06 - 192,67$	435,39	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 963,34 - 192,67$	770,67	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 923,84 - 192,67$	731,17	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 669,75 - 192,67$	477,08	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 452,16 - 69,57$	382,59	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 380,84 - 69,57$	311,27	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 678,24 - 192,67$	485,57	Aile du poteau - traction - groupe

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 405,66 - 192,67$	212,99	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 399,54 - 69,57$	329,97	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 386,57 - 69,57$	317,01	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 648,35 - 192,67$	455,68	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 707,67 - 192,67$	515,00	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$$

$$F_{t3,Rd} = 91,23 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$$

$$F_{t3,Rd} = 59,22 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min}(F_{t4,Rd,comp})$	123,10	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 226,08$	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 123,10$	123,10	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 342,04$	342,04	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 462,34$	462,34	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ii,Rd} = 628,06 - 251,90$	376,16	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 963,34 - 251,90$	711,44	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 923,84 - 251,90$	671,95	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 669,75 - 251,90$	417,85	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 452,16 - 59,22$	392,94	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 443,33 - 59,22$	384,10	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 678,24 - 128,79$	549,45	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 551,18 - 128,79$	422,38	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 904,32 - 251,90$	652,42	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 569,46 - 251,90$	317,56	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 429,21 - 59,22$	369,98	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 463,89 - 59,22$	404,67	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 614,14 - 128,79$	485,35	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 618,52 - 128,79$	489,73	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 862,96 - 251,90$	611,06	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 939,62 - 251,90$	687,72	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$$

$$F_{t4,Rd} = 59,35 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd} h_4/h_2$$

$$F_{t4,Rd} = 38,53 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min}(F_{t5,Rd,comp})$	123,10	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 226,08$	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 123,10$	123,10	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 342,04$	342,04	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 462,34$	462,34	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^4 F_{ii,Rd} = 628,06 - 290,43$	337,63	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 963,34 - 290,43$	672,91	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 923,84 - 290,43$	633,42	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 669,75 - 290,43$	379,32	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 452,16 - 38,53$	413,63	Aile du poteau - traction - groupe

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 268,49 - 38,53$	229,96	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 678,24 - 97,75$	580,49	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 465,94 - 97,75$	368,18	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 904,32 - 167,32$	737,00	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 569,46 - 167,32$	402,14	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 1130,40 - 290,43$	839,97	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 586,95 - 290,43$	296,52	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 443,44 - 38,53$	404,91	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 500,97 - 38,53$	462,44	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 658,04 - 97,75$	560,29	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 732,92 - 97,75$	635,16	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 842,98 - 167,32$	675,65	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 887,55 - 167,32$	720,22	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 1091,79 - 290,43$	801,37	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 1208,64 - 290,43$	918,22	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t5,Rd} = F_{t1,Rd} h_5/h_1$$

$$F_{t5,Rd} = 43,41 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t5,Rd} = F_{t2,Rd} h_5/h_2$$

$$F_{t5,Rd} = 28,18 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	541	123,10	226,08	123,10	226,08	342,04	226,08	462,34
2	471	69,57	226,08	123,10	226,08	342,04	226,08	462,34
3	401	59,22	226,08	123,10	226,08	342,04	226,08	462,34
4	261	38,53	226,08	123,10	226,08	342,04	226,08	462,34
5	191	28,18	226,08	123,10	226,08	342,04	226,08	462,34

RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{ij,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 138,45 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,36 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,36)$$

RÉSISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 115,45 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 64,90 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 50,56 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 50820,87 \text{ [cm}^4\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp \max} = \tau_{\perp \max} = 20,82 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(6)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -19,58 \text{ [MPa]} \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{\parallel} = 0,00 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0,80 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3^*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 41,64 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,11)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 39,17 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,11)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0,9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 20,82 < 262,80 \quad \text{vérifié} \quad (0,08)$$

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$$t_{wash} = 4 \text{ [mm]} \quad \text{Epaisseur de la plaquette} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{head} = 12 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de la tête du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{nut} = 16 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'écrou du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$L_b = 60 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$k_{10} = 4 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité des boulons} \quad [6.3.2.(1)]$$

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	12,18	494,71
1	541	0	110	70	0	1,51	81,49
2	471	1	430	34	1	4,20	197,54
3	401	1	430	51	1	3,60	144,43
4	261	1	430	51	1	2,35	61,13
5	191	0	110	59	0	0,53	10,13

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_{i=1}^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 406 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$k_{eq} = 3 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 48,96 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 1,00 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 406 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 5 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \infty \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 62775,74 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,00 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 62775,74 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 113376,14 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 7086,01 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig} \quad \text{SEMI-RIGIDE}$$

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DU POTEAU EN TRACTION

REMARQUES

Hauteur de la platine trop faible. 574 [mm] > 460 [mm]

Epaisseur de l'âme de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'âme de la poutre 8 [mm] < 9 [mm]

Epaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre 12 [mm] < 15 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,36
---	-------	------

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018	
Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre	
NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	Ratio 0,23

GENERAL

Assemblage N°: 2

Nom de l'assemblage : Poutre - poutre

GEOMETRIE

GAUCHE

POUTRE

Profilé:			IPE 450
$\alpha =$	-165,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{bl} =$	450	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{fbl} =$	190	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbl} =$	9	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbl} =$	15	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{bl} =$	21	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{bl} =$	98,82	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbl} =$	33742,90	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER E24		
$f_{yb} =$	235,00	[MPa]	Résistance

DROITE

POUTRE

Profilé:			IPE 450
$\alpha =$	-15,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{br} =$	450	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{fbr} =$	190	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbr} =$	9	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbr} =$	15	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{br} =$	21	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{br} =$	98,82	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbr} =$	33742,90	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER E24		
$f_{yb} =$	235,00	[MPa]	Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	16	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	10.9		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	113,04	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	5		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	53	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement e_i	70	[mm]	
=			
Entraxe $p_i =$	45; 45; 90; 45	[mm]	

PLATINE

$h_{pr} =$	330	[mm]	Hauteur de la platine
$b_{pr} =$	190	[mm]	Largeur de la platine
$t_{pr} =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	ACIER		
$f_{ypr} =$	235,00	[MPa]	Résistance

SOUDES D'ANGLE

$a_w = 5$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 8$ [mm] Soudure semelle

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M1} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M3} = 1,10$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: Calculs manuels

$M_{b1,Ed} = 50,00$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 1701,79$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{b,pl,Rd} = 399,92$ [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 1701,79$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{cb,Rd} = 399,92$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 399,92$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 435$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$

$F_{c,fb,Rd} = 918,51$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m_x	e	e_x	p	$l_{eff,cp}$	$l_{eff,nc}$	$l_{eff,1}$	$l_{eff,2}$	$l_{eff,cp,g}$	$l_{eff,nc,g}$	$l_{eff,1,g}$	$l_{eff,2,g}$
1	25	-	60	-	45	155	197	155	197	122	133	122	133
2	25	-	60	-	45	155	174	155	174	90	45	45	45
3	25	-	60	-	68	155	174	155	174	135	68	68	68
4	25	-	60	-	68	155	174	155	174	135	68	68	68
5	25	-	60	-	45	155	174	155	174	122	109	109	109

m – Distance du boulon de l'âme

m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

$l_{eff,cp}$ – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires

$l_{eff,nc}$ – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires

$l_{eff,1}$ – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1

$l_{eff,2}$ – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2

$l_{eff,cp,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

- m – Distance du boulon de l'âme
- $l_{eff,nc,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- $l_{eff,1,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
- $l_{eff,2,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

- $F_{t,Rd} = 113,04$ [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]
- $B_{p,Rd} = 264,20$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]
- $F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion
- $F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction
- $F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchée à la flexion
- $F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction
- $F_{t,fc,Rd} = \text{Min}(F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd})$ [6.2.6.4] , [Tab.6.2]
- $F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]
- $F_{t,ep,Rd} = \text{Min}(F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd})$ [6.2.6.5] , [Tab.6.2]
- $F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min}(F_{t1,Rd,comp})$	226,08	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(1)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 342,04$	342,04	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 528,39$	528,39	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} = 918,51$	918,51	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min}(F_{t2,Rd,comp})$	166,81	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 342,04$	342,04	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 528,39$	528,39	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 918,51 - 226,08$	692,43	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 401,96 - 226,08$	175,88	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 392,89 - 226,08$	166,81	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min}(F_{t3,Rd,comp})$	81,70	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 342,04$	342,04	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 528,39$	528,39	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^2 F_{ij,Rd} = 918,51 - 392,89$	525,62	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 346,56 - 166,81$	179,75	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 248,51 - 166,81$	81,70	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 584,78 - 392,89$	191,89	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 542,00 - 392,89$	149,11	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min}(F_{t4,Rd,comp})$	149,11	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 342,04$	342,04	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 528,39$	528,39	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 918,51 - 474,59$	443,92	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 365,63 - 81,70$	283,93	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 298,21 - 81,70$	216,51	Ame de la poutre - traction - groupe

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 529,38 - 248,51$	280,87	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 397,62 - 248,51$	149,11	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 767,60 - 474,59$	293,00	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 691,11 - 474,59$	216,51	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$$

$$F_{t4,Rd} = 128,17 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd} h_4/h_2$$

$$F_{t4,Rd} = 106,05 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min}(F_{t5,Rd,comp})$	226,08	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(5)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 342,04$	342,04	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 528,39$	528,39	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 918,51 - 580,64$	337,87	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 401,05 - 106,05$	295,01	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 390,52 - 106,05$	284,47	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 583,87 - 187,75$	396,12	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 539,63 - 187,75$	351,88	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 747,62 - 354,56$	393,05	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 639,03 - 354,56$	284,47	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 985,83 - 580,64$	405,19	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 932,52 - 580,64$	351,88	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t5,Rd} = F_{t1,Rd} h_5/h_1$$

$$F_{t5,Rd} = 103,69 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t5,Rd} = F_{t2,Rd} h_5/h_2$$

$$F_{t5,Rd} = 85,79 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	416	226,08	-	-	226,08	342,04	226,08	528,39
2	371	166,81	-	-	226,08	342,04	226,08	528,39
3	326	81,70	-	-	226,08	342,04	226,08	528,39
4	236	106,05	-	-	226,08	342,04	226,08	528,39
5	191	85,79	-	-	226,08	342,04	226,08	528,39

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 223,73 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,22 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,22)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 76,59 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 37,38 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 39,22 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 22006,50 \text{ [cm}^4\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp \max} = \tau_{\perp \max} = -41,91 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(6)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -39,06 \text{ [MPa]} \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{\parallel} = 0,00 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0,80 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3^*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 83,81 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,23)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 78,11 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,21)$$

$\sqrt{[\sigma_{\perp\max}^2 + 3^*(\tau_{\perp\max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	83,81 < 365,00	vérifié	(0,23)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$	41,91 < 262,80	vérifié	(0,16)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} =$	4	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	12	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	16	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	57	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	4	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	54,50	1799,60
1	416	∞	∞	59	4	16,03	666,23
2	371	∞	∞	22	3	11,67	432,35
3	326	∞	∞	32	3	11,35	369,55
4	236	∞	∞	32	3	8,21	193,50
5	191	∞	∞	53	4	7,24	137,97

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_{i=1}^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 330 \quad [mm] \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$k_{eq} = 17 \quad [mm] \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 k_{eq} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 377915,48 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,00 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 377915,48 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 113376,14 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 7086,01 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \quad \text{RIGIDE}$$

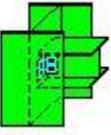
COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

SOUDESURES

REMARQUES

Hauteur de la platine trop faible. 450 [mm] > 330 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,23
--	-------	------

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018	
	Calculs de l'assemblage poutre-poteau (âme) NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	

GENERAL

Assemblage N°: 6
Nom de l'assemblage : Poutre-poteau (âme)

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 360
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 350$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 10$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 18$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 142,76$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{yc} = 33089,80$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau: ACIER
 $f_{yc} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{uc} = 365,00$ [MPa] Résistance à la traction

POUTRE

Profilé: IPE 160
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 160$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_b = 82$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 5$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 7$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 9$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 20,09$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{yb} = 869,29$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
Matériau: ACIER
 $f_{yb} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{ub} = 365,00$ [MPa] Résistance à la traction

CORNIERE

Profilé: CAE 100x10
 $h_k = 100$ [mm] Hauteur de la section de la cornière
 $b_k = 100$ [mm] Largeur de la section de la cornière
 $t_{fk} = 10$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
 $r_k = 12$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
 $l_k = 130$ [mm] Longueur de la cornière
Matériau: ACIER
 $f_{yk} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{uk} = 365,00$ [MPa] Résistance à la traction

BOULONS

BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon
 $d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 18$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 1,57$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 2,01$ [cm²] Aire de la section du boulon

Classe =	4.8		Classe du boulon
f_{ub} =	400,00	[MPa]	Résistance à la traction
k =	1		Nombre de colonnes des boulons
w =	2		Nombre de rangées des boulons
e_1 =	35	[mm]	Niveau du premier boulon
p_1 =	60	[mm]	Entraxe

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	4.8		Classe du boulon
d =	16	[mm]	Diamètre du boulon
d_0 =	18	[mm]	Diamètre du trou de boulon
A_s =	1,57	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A_v =	2,01	[cm ²]	Aire de la section du boulon
f_{ub} =	400,00	[MPa]	Résistance à la traction
k =	1		Nombre de colonnes des boulons
w =	2		Nombre de rangées des boulons
e_1 =	35	[mm]	Niveau du premier boulon
p_1 =	60	[mm]	Entraxe

COEFFICIENTS DE MATERIAU

γ_{M0} =	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Cas:		Calculs manuels
$N_{b,Ed}$ =	10,00	[kN] Effort axial
$V_{b,Ed}$ =	30,00	[kN] Effort tranchant
$M_{b,Ed}$ =	0,00	[kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd}$ =	38,6	[kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un boulon	$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$
$F_{t,Rd}$ =	45,2	[kN] Résistance d'un boulon à la traction	$F_{t,Rd} = 0.9 * f_u * A_s / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur l'âme du poteau

Direction x

k_{1x} =	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	2,50	> 0,00	vérifié
α_{bx} =	1,00	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	1,00	> 0,00	vérifié
$F_{b,Rd1x}$ =	116,80	[kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

k_{1z} =	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	2,50	> 0,00	vérifié
α_{bz} =	0,86	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	0,86	> 0,00	vérifié
$F_{b,Rd1z}$ =	100,58	[kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,65 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,65 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2x} = 75,70 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 0,65 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0,65 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2z} = 75,70 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POTEAU - CORNIERE

cisaillement des boulons

$e = 68$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre

$$M_0 = \begin{matrix} 1,0 \\ 1 \end{matrix} \quad \begin{matrix} [\text{kN} \cdot \\ \text{m}] \end{matrix} \quad \text{Moment fléchissant réel} \quad M_0 = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$$

$$F_{Vz} = \begin{matrix} 7,5 \\ 0 \end{matrix} \quad [\text{kN}] \quad \text{Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant} \quad F_{Vz} = 0.5 \cdot |V_{b,Ed}| / n$$

$$F_{Mx} = \begin{matrix} 16, \\ 88 \end{matrix} \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment} \quad F_{Mx} = |M_0| \cdot z_i / \sum z_i^2$$

$$F_{x,Ed} = \begin{matrix} 16, \\ 88 \end{matrix} \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x} \quad F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$$

$$F_{z,Ed} = \begin{matrix} 7,5 \\ 0 \end{matrix} \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z} \quad F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$$

$$F_{Ed} = \begin{matrix} 18, \\ 47 \end{matrix} \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort tranchant résultant dans le boulon} \quad F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$$F_{Rdx} = \begin{matrix} 75, \\ 70 \end{matrix} \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x} \quad F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

$$F_{Rdz} = \begin{matrix} 75, \\ 70 \end{matrix} \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z} \quad F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

$$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx} \quad |16,88| < 38,60 \quad \text{vérifié} \quad (0,22)$$

$$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz} \quad |7,50| < 38,60 \quad \text{vérifié} \quad (0,10)$$

$$F_{Ed} \leq F_{v,Rd} \quad 18,47 < 38,60 \quad \text{vérifié} \quad (0,48)$$

Traction des boulons

$e = 70$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau

$$M_{0t} = \begin{matrix} 1,05 \\ 1 \end{matrix} \quad \begin{matrix} [\text{kN} \cdot \\ \text{m}] \end{matrix} \quad \text{Moment fléchissant réel} \quad M_{0t} = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$$

$$F_{t,Ed} = \begin{matrix} 20,0 \\ 0 \end{matrix} \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort de traction dans le boulon extrême} \quad F_{t,Ed} = M_{0t} \cdot z_{\max} / \sum z_i^2 + 0.5 \cdot N_{b2,Ed} / n$$

$$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd} \quad 20,00 < 45,22 \quad \text{vérifié} \quad (0,44)$$

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$$F_{v,Ed} = 18,47 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort tranchant résultant dans le boulon} \quad F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0 \quad 0,79 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,79)$$

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

RÉSISTANCE DES BOULONS

$$F_{v,Rd} = \begin{matrix} 77,2 \\ 1 \end{matrix} \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non fileté d'un boulon} \quad F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la poutre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$
 $k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,93$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bx} > 0.0$ $0,93 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 54,07$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$
 $k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,86$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bz} > 0.0$ $0,86 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 50,29$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$
 $k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,65$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bx} > 0.0$ $0,65 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 151,41$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$
 $k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,65$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bz} > 0.0$ $0,65 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 151,41$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE - POUTRE

cisaillement des boulons

$e = 70$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau

$M_0 = 2,10$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e$

$F_{Nx} = 5,00$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial $F_{Nx} = |N_{b,Ed}| / n$

$F_{Vz} = 15,00$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant $F_{Vz} = |V_{b,Ed}| / n$

$F_{Mx} = 35,00$ [kN] Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x $F_{Mx} = |M_0| * z_i / \sum(x_i^2 + z_i^2)$

$F_{Mz} = 0,00$ [kN] Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z $F_{Mz} = |M_0| * x_i / \sum(x_i^2 + z_i^2)$

$F_{x,Ed} = 40,00$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$

$F_{z,Ed} = 15,00$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$

$F_{Ed} = 42,72$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{Rdx} = 54,07$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx} = \min(F_{b,Rd1x}, F_{b,Rd2x})$

$F_{Rdz} = 50,29$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz} = \min(F_{b,Rd1z}, F_{b,Rd2z})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$ $|40,00| < 54,07$ **vérifié** (0,74)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$ $|15,00| < 50,29$ **vérifié** (0,30)

$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$ $42,72 < 77,21$ **vérifié** (0,55)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT AXIAL)

CORNIERE

$A_{nt} = 4,20$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 5,20$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$A_{nt} = 4,20$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction
 $V_{effRd} = 193,19$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
 $|0,5 * N_{b,Ed}| \leq V_{effRd}$ $|5,00| < 193,19$ **vérifié** (0,03)

POUTRE

$A_{nt} = 2,10$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction
 $A_{nv} = 4,10$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction
 $V_{effRd} = 116,95$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
 $|N_{b,Ed}| \leq V_{effRd}$ $|10,00| < 116,95$ **vérifié** (0,09)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)

CORNIERE

$A_{nt} = 2,60$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction
 $A_{nv} = 6,80$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction
 $V_{effRd} = 130,2$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = 0,5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
 $|0,5 * V_{b,Ed}| \leq V_{effRd}$ $|15,00| < 130,22$ **vérifié** (0,12)

POUTRE

$A_{nt} = 2,05$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction
 $A_{nv} = 4,15$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction
 $V_{effRd} = 86,24$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = 0,5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
 $|V_{b,Ed}| \leq V_{effRd}$ $|30,00| < 86,24$ **vérifié** (0,35)

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIERE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t = 7,17$ [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute
 $A_{t,net} = 5,37$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction
 $0,9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$ $0,67 < 0,80$
 $W_{net} = 27,22$ [cm³] Facteur élastique de la section
 $M_{c,Rdnet} = 6,40$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion $M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$
 $|M_0| \leq M_{c,Rdnet}$ $|1,05| < 6,40$ **vérifié** (0,16)
 $A_v = 13,00$ [cm²] Aire de la section efficace en cisaillement $A_v = I_a * t_{fa}$
 $A_{v,net} = 9,40$ [cm²] Aire de la section efficace nette en cisaillement $A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$
 $V_{pl,Rd} = 176,38$ [kN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement $V_{pl,Rd} = (A_{v,net} * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$
 $|0,5 * V_{b,Ed}| \leq V_{pl,Rd}$ $|15,00| < 176,38$ **vérifié** (0,09)

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t = 4,51$ [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute
 $A_{t,net} = 3,61$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction
 $0,9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$ $0,72 < 0,80$
 $W_{net} = 20,17$ [cm³] Facteur élastique de la section
 $M_{c,Rdnet} = 4,74$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion $M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$
 $|M_0| \leq M_{c,Rdnet}$ $|2,10| < 4,74$ **vérifié** (0,44)
 $A_v = 8,00$ [cm²] Aire de la section efficace en cisaillement
 $A_{v,net} = 6,20$ [cm²] Aire de la section efficace nette en cisaillement $A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$
 $V_{pl,Rd} = 108,54$ [kN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement $V_{pl,Rd} = (A_{v,net} * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$

$$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$$

$$|30,00| < 108,54$$

vérifié

(0,28)

REMARQUES

Pince boulon-extrémité horizontale de la cornière de l'aile supérieure de la poutre trop faible 8 [mm] < 9 [mm]

Pince boulon-extrémité horizontale de la cornière de l'aile inférieure de la poutre trop faible 8 [mm] < 9 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,79