



République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Abderrahmane Mira de Bejaïa

Faculté de Technologie

Département génie civile

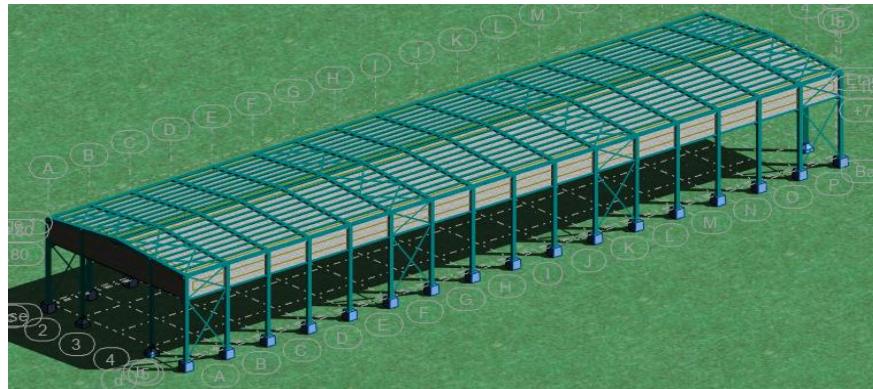
Projet fin d`étude :

En vue d'obtention de diplôme de : MASTER en GENIE CIVILE

Option : structure

Etude de Structure d'un Hangar en charpente métallique

du dessalement d'eau de mer Bejaia



Présenté par :

- Mokraoui Ahlam
- Bardachene Oum El Hana

Encadré par :

Mr. O. Sadaoui

Promotion 2024/2025

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 notre promoteur Mr O. Sadaoui, notre guide, pour ses conseils, 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 de Génie civil.

Abderrahmane Mira ; Bejaïa

Dédicace

Je dédie ce modeste travail...

A mon père

Mon plus grand exemple et mon modèle de persévérence pour toujours aller de l'avant et ne jamais abandonner pour m'avoir appris à toujours aller de l'avant et à ne jamais abandonner. Merci pour ton enseignement continu.

A ma mère

Pour son affection, sa patience, sa compréhension, sa disponibilité, son écoute constante et son soutien sans faille.

*À mes sœurs : **Khaoula, Housna, Hiba, Roua**, pour leurs encouragements constants et leurs soutien moral ;*

*A mes chers frères : **Mohammed Taher et Abd Allah** ma boule de tendresse que j'aime trop ;*

*A ma nièce **Loudjaine** ; A mes chères et meilleures amies ;*

*À ma partenaire et chère amie '**Hana**' ,
Pour cette belle aventure partagée en binôme, les efforts communs, les péripéties traversées et les fous rires inoubliables.*

A mes Fidèles amis, collègues.

Mokraoui Ahlam

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 vies pour nous bien êtres que dieu les protègent

Mes sœurs (Samia, Mounira, Madiha, Wahiba,Imane)

Mon fiancée (Yacine)

Mes beaux frère

Ma meilleure amie (Sarah)

À ma binôme et précieuse amie (Ahlam), Pour ce travail d'équipe mené avec complicité, pour les efforts partagés, le soutien mutuel, et tous ces moments de rires et de défis vécus ensemble.

Comme je dédie également au terme de reconnaissance mes camarades de Génie Civil option structure 2025

Bardachene oum el hana

Table des matières

Introduction générale :	1
Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage	2
1.1 Introduction :	2
1.2 Présentation de l'ouvrage :	2
1.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :	3
1.4 Les caractéristiques architecturales de l'ouvrage :	3
1.5 Géotechnique du site :	3
1.6 Eléments Constitutifs :	4
1.6.1 Couverture :	4
1.7 Matériaux utilisées :	4
1.8.1 Ductilité :	5
1.8.2 Béton armé :	5
1.9 Outils d'analyse numérique :	6
1.10 Règlements Utilisés :	6
1.11 Assemblage :	6
1.11.1 Assemblage boulonné :	6
1.11.2 Assemblage soudé :	7
1.12 Contreventement :	7
1.12.1 Contreventement en X (croix de Saint André) :	7
1.12.2 Contreventement en V :	7
1.12.3 Contreventement en K :	8
1.13 Les différentes actions :	8
1.14 Les combinaisons d'action :	8
1.14.1 Situation durable :	8
1.14.2 Situations accidentielles :	9
1.14.3 Limite des flèches :	9
Chapitre 2 : Etude climatique.....	10
2.1 Introduction :	10
2.2 Action du vent :	10
2.3 Coefficients de calcul :	10

2.3.1 Effet de la région :	10
2.3.2 Effet de site :	11
2.3.3 Coefficient de topographie $CT(z)$:	11
2.3.4 Calcul de coefficient dynamique C_d :	11
2.3.5 Détermination de la pression dynamique pointe $q_p(z_e)$:	11
2.3.6 Détermination du coefficient d'exposition $C_e(z_e)$:	11
2.3.7 Coefficient de la rugosité C_r :	11
2.3.8 Intensité de turbulence $I_v(z)$:	12
2.3.9 Coefficient de pression extérieure C_{pe} :	12
2.3.10 Vent perpendiculaire au long panV1:.....	12
2.3.11 Vent perpendiculaire au pignonV2 :.....	14
2.3.12 Coefficient de pression intérieure C_{pi} :	16
2.3.13 Détermination de la pression aérodynamique $W(z_j)$:	18
2.3 Etude à la neige :	19
CHAPITRE 3 Calcul des éléments secondaire.....	22
3.1. Introduction :.....	21
3.2. Etude des pannes	21
3.2.1. Donnés de calcul :	21
3.2.2. Principe de dimensionnement :	22
3.2.3. Évaluation des charges et surcharges :	22
3.2.4. Décomposition des charges :	24
3.2.5. Les combinaisons d'actions :	25
3.2.6. Dimensionnement par critère de flèche :	25
3.2.7. Vérification des pannes :	27
3.2.7.1. Vérification la flèche :.....	27
3.2.7.2 Condition de la résistance (ELU) :.....	27
3.2.7.1.1. Vérification à la flexion déviée :	27
3.2.7.1.2. Vérification au cisaillement :	29
3.2.7.1.3. Stabilité au voilement par cisaillement :.....	29
3.2.7.1.4. Vérification au déversement :	30
3.3. Calcul des liernes de panne :.....	32
3.3.1. Définition :	32

3.3.2. Dimensionnement des liernes :.....	32
3.3.3. Calcule de la section des liernes :.....	33
3.4. Calcul de l'échantignole :.....	33
3.4.1. Définition :.....	33
3.4.2. Principe de Dimensionnement :.....	34
3.5. Étude des potelets :.....	36
3.5.1. Définition :.....	36
3.5.2. Les données de calcul :.....	37
3.5.3. Calcul des charges et surcharges revenants au potelet le plus chargé :.....	37
3.5.4. Dimensionnement du potelet :.....	38
3.5.4. 1.Calcul des charges et surcharges revenants au potelet :	38
3.5.5. Vérification de la section à la résistance :	39
3.5.5.1. Incidence de l'effort normal (effort axiale) :	39
3.5.5.2. Vérification à la flexion :.....	39
3.5.5.3. Vérification de l'élément aux phénomènes instabilités :	40
3.6. Conclusion :	41
3.7. Etude de contreventement :	41
3.8. Dispositions des contreventements :	41
3.9. Calcul de la poutre au vent en pignon :	41
3.10. Effort du vent sur les pignons :.....	41
3.11. Évaluation des efforts dans la poutre au vent :.....	42
3.11.1. Evaluation des efforts horizontaux :.....	42
3.11.2. La force de frottement au niveau de la toiture :	43
3.11.3. Effort de traction dans les diagonales :	43
3.11.4. Calcul des efforts dans les diagonales :	43
3.11.4. Section des diagonales :	44
3.12. Vérification à la résistance ultime de la section nette :	44
3.14. Vérification des montants de la poutre au vent :.....	44
3.15. Détermination des efforts dans les montantes :.....	44
3.16. Vérification de la résistance des montants :	44
3.17. Etude de contreventement vertical :	46
3.17.1. Détermination des efforts dans les barres :	46

3.17.2. Section de la diagonale :	47
3.18. Calcul de la poutre sablière :.....	47
3.18.1. Prédimensionnement :.....	47
3.18.2. Vérification au flambement :.....	48
3.18.3. Vérification à la résistance :.....	48
Chapitre 4 : Etude du pont roulant.	50
4.1 Introduction :.....	50
4.2 Caractéristique moyenne des pont roulants courants :.....	51
4.3 Caractéristique mécanique de pont roulant :	52
4.4 Classement des ponts roulants :	52
4.5 Coefficients :.....	52
4.6 Etude de la poutre de roulement « PDR » :	53
4.7 Réactions d'un galet du pont roulant en charge :	53
4.8 Réactions d'un galet du pont roulant en charge :	55
4.8.1 Les charges à considérer :	55
4.9 Prédimensionnement de la poutre de roulement :	56
4.10 Choix du rail :.....	56
4.11 Vérification de la flèche :.....	57
4.11.1 Vérification de la flèche verticale :	57
4.11.2 Vérification de la flèche horizontale :	57
4.12 Détermination des efforts :	58
4.13 Vérification de la section à la résistance :	60
4.13.1 Vérification de la flexion bi-axiale composée :	60
4.13.2 Incidence de l'effort normal :	60
4.14 Vérification de l'élément aux instabilités :	61
4.15 Vérification du cisaillement :.....	63
Conclusion :	63
Chapitre 5 : Étude sismique et	64
Modélisation.	64
5.1. Introduction :.....	64
5.3. Méthode statique équivalente :	64
5.5. Principe de la méthode :	67

5.5.1. Calcul de la force sismique à la base :	67
5.6. Vérifications des exigences réglementaires :	70
5.6.1. Période de vibration :	70
Conclusion :	72
Chapitre 6 Vérification des éléments	73
6.1 Introduction :.....	73
6.2 Vérification des poteaux :.....	73
6.2.1 Condition de résistance :.....	74
6.2.1.1 Vérification de l'effort tranchant :	74
6.2.1.2 Vérification de moment fléchissant :	74
6.2.1.3 Vérification de la résistance au phénomène d'instabilité :	74
6.3 Vérification des diagonales de palée de stabilité :	76
6 .3.1 Vérification à la traction :	76
6.4 Vérification des traverses :	77
6.4.1 Vérification à la résistance :.....	78
6.4.1.1 Vérification de l'Effort tranchant :	78
6.4.1.2 Vérification de l'Effort normale :	78
6.4.1.3 Vérification du moment fléchissant :	78
6.4.1.4 Vérification de l'élément aux phénomènes instabilités :	79
6.4.2 Vérification du flambement :	79
Chapitre 7 Étude des assemblages.....	80
7.1. Introduction :.....	90
7 .2. Fonctionnement des assemblages :	90
7.1.2. Le boulonnage :	90
7.1.3. Le soudage :	90
7.3. Assemblage traverse – traverse :	90
7.3.1. Détermination des efforts dans les boulons	92
7.3.2. Détermination du diamètre requis des boulons :	93
7.3.3. Effort de précontrainte dans le boulon :	93
7.3.4. Vérification de l'assemblage à la flexion	94
7.3.5. Vérification de l'assemblage au cisaillement.....	94
7.3.6. Vérification de l'assemblage au poinçonnement :	95

7.3.7. Vérification de l'assemblage à la pression diamétrale	95
7.4. Les notes de calcul de l'assemblage qui donner par robot :	96
7.5. Assemblage poteau- traverse :.....	105
7.5.2. Dimensionnement des boulons :	107
7.5.3. Condition de résistance des boulons :	107
7.5.4. Effort de précontrainte dans le boulon :	107
7.5.5. Vérification de l'assemblage a la flexion :	107
7.5.6. Résistance d'un boulon à l'interaction cisaillement-traction :.....	108
7.5.7. Vérification au poinçonnement :.....	108
7.5.8Vérification de l'assemblage à la pression diamétrale	108
7.6. Calcul des pieds de poteaux :.....	120
7.6.1. Dimensionnement de la tige d'ancrage des poteaux	120
7.6. Vérifications :.....	121
7.6.1 Vérification de la tige d'ancrage :	121
7.6.2. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :	122
7.6.3. Calcul l'épaisseur de la platine :	122
CHAPITRE 8 : Étude des Fondations	130
8.1. Introduction :.....	130
8.2. Choix du type de fondation :.....	130
8.2.1 Charges à considérer :	130
8.2.3. Dimensionnement de la semelle :.....	130
8.3. Calcul de ferraillage :	132
8.4. Calcul des longrines :.....	133
8.4.1. Pré dimensionnement :	133
8.4.2. Ferraillages longitudinaux :	133
8.4.3. Ferraillage transversal :	134
Conclusion générale :	135
Références bibliographiques :	136
ANNEXE1	137
ANNEXE2	138
ANNEXE3	139
ANNEXE4	141

ANNEXE5	148
ANNEXE6	148
ANNEXE3	149

Liste des figures

Figure 1.1 : Plan de situation du projet (Google Earth).

Figure 1.2 Vue des panneaux sandwich.

Figure 1.3 Diagramme Contraintes-déformation de l'acier.

Figure 1.4: Palées de contreventement à barres centrées en X

Figure 1.5: Palées de contreventement à barres centrées en V

Figure 2.1 : Présentation de directions du vent.

Figure 2.2 : Légende des zones de pressions sens V1.

Figure 2.3: Répartition des Cpe sur les parois verticales.

Figure 2.4 : les zones de pression pour la toiture.

Figure 2.5 : répartition des surfaces sur le pignon.

Figure 2.6 : Valeur de Cpe pour les parois verticales.

Figure 2.7 : Les zones des pressions pour la toiture.

Figure 2.8 : Coefficients de pression intérieure applicables pour les ouvertures uniformément réparties.

Figure 2.9 : Valeur de la charge caractéristique de la neige.

Figure 3.1: La disposition de la pente sur la toiture

Figure 3.2. Disposition de la pente sur la toiture

Figure 3.3: Schéma statique des charges permanente G sur les pentes

Figure 3.4: Schéma statique de la surcharge climatique du vent

Figure 3.5: Schéma statique de pente sous surcharge de la neige.

Figure 3.6: Pente de toiture en flexion sous les différents plans de chargement

Figure 3.7: Représentation de phénomène de déversement dans la semelle inférieure

Figure 3.8: Disposition des liernes

Figure 3.9: Vue en 3D de l'échantignole

Figure 3.10: Représentation des charges revenant à la pente

Figure 3.12: Représentation des charges et surcharges sur le potelet.

Figure 3.11: Disposition des lisses de bardages

Figure 3.13 : Effort du vent sur les pignons

Figure 3.14 : Schéma statique de la poutre au vent

Figure 3.15 : Schéma statique de la poutre au vent

Figure 3.16 : Schéma disposition du contreventement.

Figure 3-17 : Schéma statique de la poutre sablière

Figure4.1 : Schéma du pont roulant.

Figure4.2 : Présentation de pont roulant sur le portique.

Figure4.3 : Réactions verticales aux galets.

Figure4.4 : Récapitulatif des réactions sur les galets.

Figure4.5 : Schéma de la poutre de roulement.

Figure 4.6 : Schéma (PDR+ rail).

Figure 4.7 : Charge et effort tranchant dues au chemin de roulement.

Figure 4.8 : Effort normal

Figure5. 1. Boite de dialogue définition

Figure 5.2. Boite de dialogue sélection

Figure 5.3. Boite de dialogue calculs

Figure 6 .1 : Diagramme du poteau le plus sollicité

Figure 6.2 : La diagonale de la poutre au vent la plus sollicitée

Figure 6.3: La traverse la plus sollicité

Figure 7.1: Vue en plan de l'assemblage traverse-traverse

Figure 7.2: Désignation des entraxes et des pinces

Figure 7.3: l'assemblage traverse-traverse en 3D

Figure 7.4: Représentation de l'assemblage Poteau – Traverse

Figure 7.5: l'assemblage Poteau-Traverse en 3D

Figure 7.6: Tige d'encrage du pied du poteau

Figure 7.7: Représentation de l'assemblage Pied poteau

Figure 7.8: l'assemblage Pied poteau en 3D

Figure 8.1 : Coupe transversale d'une semelle isolée

Figure 8.2: Dimensions de la semelle

Figure 8.3: Schéma de Ferraillage des longrines.

Liste des Tableaux

Tableau1. Valeurs nominales des résistances.

Tableau1.2 : Valeur recommandées pour les flèches admissibles.

Tableau 2.1 : Valeur de Z, CT, Cr, Iv, Ce, qref, qp(ze).

Tableau 2. 2 : Coefficients de pression extérieure Cep dans chaque zone de parois verticale.

Tableau2.3 : Coefficients de pression extérieure Cpe dans chaque zone de la toiture.

Tableau 2.4 : Coefficients de pression extérieure Cpe et de surface dans chaque zone

Tableau2.6 : Coefficients de pression extérieure Cpe dans chaque zone

Tableau2.8 : Dimension des ouvertures du hangar

Tableau2.9 : Valeurs de la pression aérodynamique des parois verticales selon V1.

Tableau2.9 : Valeurs de la pression aérodynamique de la toiture selon V1.

Tableau2.11 : Valeurs de la pression aérodynamique des parois verticales selon V2.

Tableau2.12 : Valeurs de la pression aérodynamique de la toiture selon V2.

Tableau 3.1 : Combinaisons d'actions à l'ELU et l'ELS.

Tableau 3.2: tableau des profilés d'IPE140

Tableau 3.3: Les combinaisons d'actions à l'ELU et l'ELS pour poids propre d'IPE 140

Tableau 3.4 : tableau des profilés d'IPE450

Tableau 3.5: Les résultants des forces Fi

Tableau4.1 : Les mesures de pont roulant

Tableau4.2 : Les charges et les vitesses caractérisé par le pont.

Tableau4.3 : Classements des ponts roulants

Tableau4.4 : Valeur des coefficients d'adhérence et de majoration dynamique des réactions

Tableau4.4 : Récapitulatif des réactions sur les galets.

Tableau 4.5 : Caractéristiques du profilé HEA400

Tableau 4.6 : Caractéristiques du rail

Table 5.1: Valeurs des Pondérations P_q

Tableau 5.2. Récapitulatifs des sections adoptées après le pré dimensionnement

Tableau 5.3. Vérification d'effort tranchant

Tableau 6.1 : Caractéristiques du profilé HEB400

Tableau 6.2 : Caractéristiques du profilé HEA400

Tableau 7.1: Caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe d'acier.

Tableau 8.1 : extrêmes globaux des efforts à l'ELU, ELS

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_{fr} : 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'âme.

$N_{t,Rd}$: 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.

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

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

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

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

Melz.Rd : Moment fléchissant de résistance élastique suivant zz.

M_{ply.Rd} : Moment fléchissant de résistance plastique suivant yy.

M_{plz.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.

v : Coefficient de poisson

Contrainte-Déformation :

q_p : Pression dynamique de pointe.

q_{réf} : pression dynamique moyen de référence.

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).

Anet : Section nette d'une pièce (cm^2).

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

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

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

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

Wely : Module de résistance élastique de la section suivant l'axe

Welz : Module de résistance élastique de la section suivant l'axe zz (cm^4).

Wply : Module de résistance plastique de la section suivant l'axe yy (cm^4).

Wplz : Module de résistance plastique de la section suivant l'axe zz (cm^3).

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

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

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).

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

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

lz : 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

X_{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.

\emptyset : Diamètre d'une section transversale (cm^2 , mm^2).

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 : (êta) 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 générale :

Dans le cadre de notre formation de Master en Génie Civil – spécialité Structures – à l’Université Abderrahmane Mira de Béjaïa, nous avons été amenés à réaliser un projet de fin d’études (PFE) visant à appliquer nos acquis théoriques à une situation professionnelle concrète.

Ce projet porte sur l’étude et le dimensionnement d’un hangar en charpente métallique, destiné à accueillir un pont roulant. La construction métallique s’impose aujourd’hui comme une solution efficace grâce à ses nombreux avantages : grande portée, légèreté, rapidité de montage, et résistance mécanique élevée. Cependant, elle présente aussi des contraintes, telles que la corrosion ou la sensibilité au feu, qui nécessitent des traitements spécifiques.

Ce travail nous a permis de mettre en œuvre les règles de calcul en vigueur en Algérie (DTR, RPA2024, CCM97, BAEL91...), et d’utiliser des outils numériques pour la modélisation et la vérification des éléments structuraux. À travers cette étude, nous avons pu renforcer notre compréhension du comportement des structures métalliques et affiner nos compétences en conception, analyse et dimensionnement.

Chapitre 1 :

Présentation de l'ouvrage.

1.1 Introduction :

La **charpente métallique** est une structure composée d'éléments en acier tels que les poutres, poteaux, contreventements, ainsi que d'autres composants structurels, assemblés pour assurer la stabilité et la résistance d'un bâtiment. Couramment utilisée dans les ouvrages industriels, commerciaux et logistiques, elle se distingue par sa **légèreté**, sa **résistance mécanique élevée** et sa **rapidité de mise en œuvre**.

Son utilisation s'étend aujourd'hui à d'autres domaines, notamment l'habitat collectif, grâce aux avancées en **préfabrication** et en **modélisation numérique**. La conception de ce type de structure exige une bonne maîtrise des **actions appliquées** (charges permanentes, variables, climatiques), des **règles de dimensionnement** (conformes aux Eurocodes), ainsi qu'une attention particulière à la **continuité des efforts jusqu'aux fondations**.

Ce chapitre présente les **caractéristiques générales** de la charpente métallique étudiée, ainsi que les **principes de calcul et de dimensionnement** appliqués à ses différents éléments.

1.2 Présentation de l'ouvrage :

La fonction principale de l'ouvrage est d'abriter et de protéger les équipements ainsi que les activités liées à la station de dessalement d'eau de mer.

L'ouvrage étudié est un hangar en charpente métallique à deux versants, équipé d'un pont roulant d'une capacité de **15 tonnes**. Il est destiné à accueillir les installations nécessaires au bon fonctionnement de la station de dessalement.

Ce hangar est implanté dans la commune de **Toudja**, située dans la wilaya de **Béjaïa**. D'un point de vue réglementaire, cette région est classée :

- ✓ En **zone de sismicité élevée (zone V)** selon le **Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024)**,
- ✓ En **zone A pour la neige** selon l'**Annexe 1 du RNVA 2013**,
- ✓ Et en **zone I pour le vent** conformément au **Tableau A.2 du RNVA 2013**.



Figure 1.1 : Plan de situation du projet (Google Earth).

1.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

La structure a une forme en plan rectangulaire, comme illustré dans les plans architecturaux (voir annexe), et se caractérise par les dimensions suivantes :

- Hauteur totale de l'ouvrage : **11,8 m.**
- Longueur de l'ouvrage (long-pan) : **89,6 m** (est constitué de 16 travées de 5,6 m).
- Largeur de l'ouvrage (pignon) : **22 m.**
- Hauteur des poteaux : **10,8 m.**
- Hauteur de la toiture : **1 m.**
- Surface totale : **1971,2 m.**

Toiture est formée de deux versants plans symétriques d'une pente est de **5,19°**.

1.4 Les caractéristiques architecturales de l'ouvrage :

- **Pignon :** $(22*7,8) \text{ m}^2$ sur chaque façade.
- **Long-pan :** $16(5,6*7,8) \text{ m}^2$ sur chaque façade.

1.5 Géotechnique du site :

Une étude de sol globale a été réalisée pour couvrir l'ensemble des ouvrages de Process de dessalement. Les essais de reconnaissance renferment des sondages carottés et des essais in situ à savoir les pressiomètres et les essais physiques et électriques.

La contrainte admissible du sol tirée de la portance est : $\sigma_{adm}=2\text{bars}$ pour un ancrage minimal de **2 m/ TN**.

D'après les résultats de l'étude, le **site est classé en catégorie de sol S3**, conformément aux prescriptions du Règlement Parasismique Algérien (**RPA 2024**).

1.6 Eléments Constitutifs :

L'ossature de l'ouvrage est constituée de portiques transversalement et des palées de stabilité (contreventements) qui assurent la stabilité verticale et horizontale (sous toiture).

1.6.1 Couverture :

La toiture constitue le clos et couvert supérieur du bâtiment. Elle remplit deux fonctions principales : d'une part, elle permet la transmission et la répartition des charges vers les éléments porteurs, et d'autre part, elle assure la protection de l'ouvrage contre les agressions extérieures (vent, neige, intempéries...etc.).

Dans notre cas la toiture est formée de deux (02) versants. Elle est constituée de fermes, traverses, panneaux sandwich reposant sur des pannes en IPE. Ces éléments sont dimensionnés pour résister aux sollicitations engendrées par les actions gravitaires et climatiques conformément aux normes en vigueur, ils sont constitués :

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

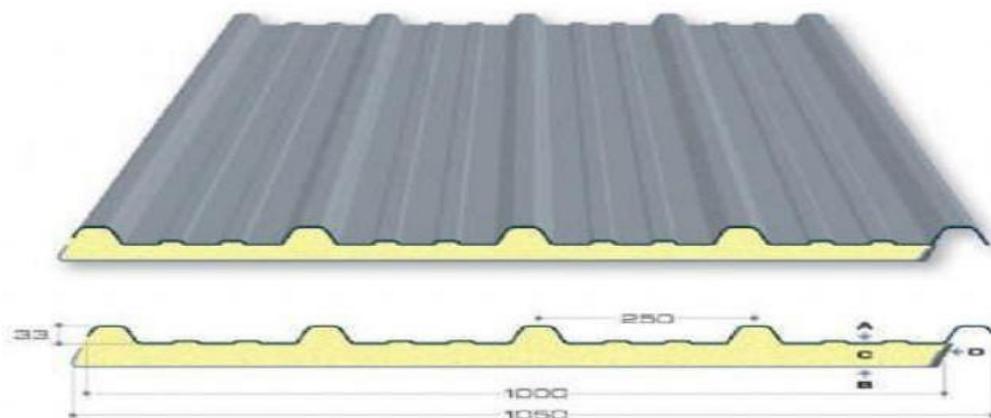


Figure1.2Vue des panneaux sandwich.

1.7 Matériaux utilisées :

Le choix des matériaux de construction dépend de plusieurs critères tels que le coût, la disponibilité et la facilité de mise en œuvre, souvent au détriment de la résistance mécanique. Cependant, cette dernière devient essentielle dans les ouvrages de grande envergure.

1.8 Profilés en aciers :

Les nuances d'acier et leurs résistances limites sont données par Eurocode (03 et 04) et le DTR Algérien CCM97 et ce conformément à la norme EN 10 025. Pour notre ouvrage, le choix s'est porté sur la nuance S275 qui présente de meilleures propriétés de ductilité conformément aux prescriptions réglementaires du RPA 2024.

- Module d'élasticité longitudinale : $E=210000$ MPa.
- Module d'élasticité transversale : $G=E/2(1+\nu)\approx 81000$ MPa.
- Coefficient de poisson : $\nu = 0.3$.
- Coefficient de dilatation thermique $\alpha=12.10^{-6}/^{\circ}\text{C}$.
- Masse volumique $\rho=7850$ kg /m³.
- La limite d'élasticité : $f_y=275$ MPa.

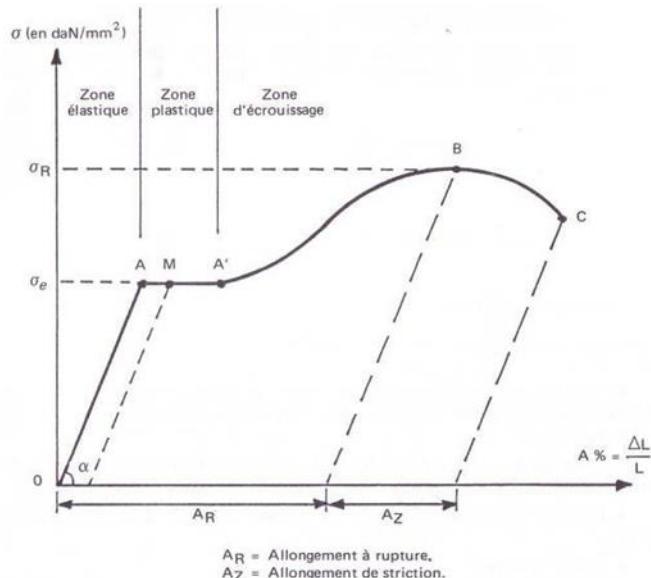


Figure I.3 Diagramme Contraintes-déformation de l'acier.

1.8.1 Ductilité :

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

- La contrainte à la rupture en traction f_u doit être supérieur 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).

1.8.2 Béton armé :

Le béton est un mélange de matériaux constitué de ciment, de granulats, d'eau et éventuellement des adjuvants, ce matériau est utilisé pour sa bonne résistance à la compression.

- Résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$.
- Résistance à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$.
- Poids volumique : $\gamma_c = 25 \text{ KN/m}^3$.
- Coefficient de retrait : $\epsilon = 4 \cdot 10^{-6}$.

1.9 Outils d'analyse numérique :

Nous avons utilisé le logiciel **Robot 2024** pour la modélisation de la structure.

1.10 Règlements Utilisés :

Les règlements utilisés pour la réalisation de cette étude sont :

- Règles de conception et de calcul des structures en acier (**CCM97**) document technique réglementaire **D.T.R-B.C-2.44**.
- Règles parasismique Algériennes (**RPA2024**).
- Règles neige et vent (**RNV/2013**) **D.T.R-C-2.47**.
- Document technique réglementaire pour les charges permanentes et surcharges d'exploitations **DTR B.C.2.2**.
- Règles de conception et de calculs des structures en béton armé, **DTRB-C2.4**, Ministère de l'habitat **C. B. A 93**.
- Béton armé aux états limites **B.A.E. L91**.
- **Eurocode3et Eurocode4**.

1.11 Assemblage :

Les assemblages des éléments de la structure étudiée sont réalisés par des assemblages boulonnés et soudés dont la caractéristique mécanique est au moins équivalente à celles des nuances d'acier utilisées.

1.11.1 Assemblage boulonné :

Le boulonnage est une méthode d'assemblage mécanique démontable. Les boulons servant à créer une liaison de continuité entre élément ou à assurer la transmission intégrale des efforts d'une partie à l'autre d'une construction.

Les valeurs nominales de la résistance limite d'élasticité « f_{by} » ainsi que celle de la résistance à la traction « f_{bu} » des différentes classes de boulons sont indiquées dans le tableau suivant :

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (MPa)	240	302	300	400	360	480	640	900
f_{ub} (MPa)	400	400	500	500	600	600	800	1000

Tableau1. Valeurs nominales des résistances.

1.11.2 Assemblage soudé :

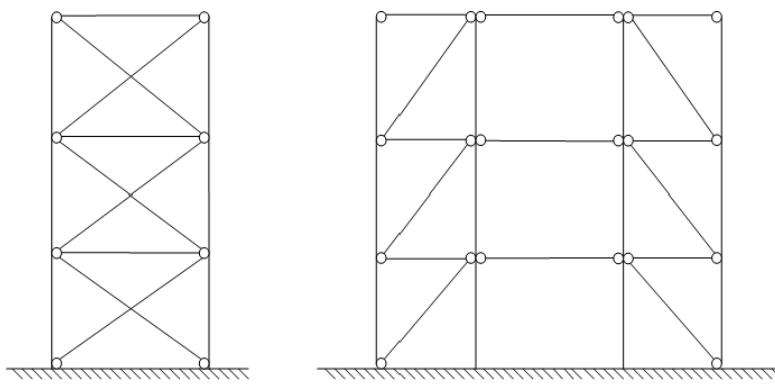
Le soudage est une opération qui consiste à joindre deux parties d'un même matériau avec un cordon de la soudure constituée d'un métal d'apport, ce dernier sert de liant entre les deux pièces à assembler.

1.12 Contreventement :

Les contreventements assurent la stabilité des structures face aux efforts horizontaux, sous l'effet à des barres de triangulation formant un treillis entre les éléments porteurs. Plusieurs configurations sont possibles selon les besoins du projet.

1.12.1 Contreventement en X (croix de Saint André) :

Dans ce type de contreventement, seule la résistance des diagonales sollicitées en traction est prise en compte, tandis que les diagonales comprimées sont considérées comme (plastifiées) et donc négligées. Ce système se caractérise par l'utilisation de diagonales à sections réduites, pouvant être disposées de manière non uniforme entre les travées. Il ne



contribue de manière significative à la dissipation d'énergie qu'en cas de traction exercée sur les diagonales.

Figure 1.4: Palées de contreventement à barres centrées en X

1.12.2 Contreventement en V :

Dans ce système, la résistance aux efforts horizontaux est assurée conjointement par les diagonales tendues et comprimées, nécessitant des sections plus importantes que dans un contreventement en croix de Saint-André. Les diagonales se croisent sur une traverse horizontale continue. Toutefois, cette configuration peut induire l'apparition précoce de rotules plastiques en zones non désiré

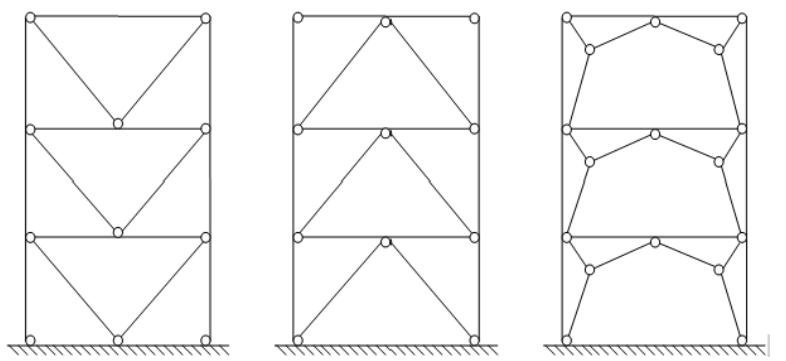


Figure 1.5 : Palées de contreventement à barres centrées en V

1.12.3 Contreventement en K :

Dans le contreventement en K, l'intersection des diagonales est alignée sur l'axe des poteaux. Ce système, non dissipatif, compromet la stabilité globale en sollicitant des éléments essentiels au mécanisme plastique. Il est fortement déconseillé en zones sismiques, car il induit la formation de rotules plastiques dans les poteaux plutôt que dans les poutres, augmentant ainsi le risque d'effondrement structurel.

Afin d'assurer la stabilité horizontale et globale de la structure, un système de contreventement en croix de Saint-André a été adopté dans les deux directions principales. Les contreventements (CAE) sont disposés de manière symétrique et optimisée autour du centre de gravité des planchers, assurant ainsi une rigidité équilibrée en translation et en torsion à tous les niveaux.

1.13 Les différentes actions :

Cesontl'ensembledesforcesetdescouplesdusauxchargesauxquellesl'ouvragesera soumis :

- Charges Permanentes : **G**
- Charges d'exploitations : **Q**
- Charges climatiques : le vent **V** et la neige **S**.
- Charges Sismiques : **E**.
- Charges thermiques : **T**

1.14 Les combinaisons d'action :

1.14.1 Situation durable :

➤ **Etat Limite Ultime :**

Les états limites ultimes sont associés à la ruine de la structure, ils comprennent :

- ✓ La perte d'équilibre de la structure ou de l'une de ses parties
- ✓ La ruine de la structure ou de l'un de ses éléments

On utilise la plus défavorable des deux formules suivantes :

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

Avec :

Gmin : Le poids propre pour l'action permanente défavorable.

Gmax : Le poids propre pour l'action permanente favorable.

Q : La surcharge d'exploitation.

➤ **Etat Limite de Service :**

Les états limites de service correspondent aux dépassements des critères spécifiés

d'exploitation, ils comprennent :

- ✓ Les déformations et les flèches affectant l'aspect ou l'exploitation de la construction, ou provoquant des dommages à des éléments non structuraux
- ✓ Les vibrations incommodant les occupants, endommageant le bâtiment ou son contenu

On utilise la plus défavorable des deux formules suivantes :

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

1.14.2 Situations accidentelles :

Cette partie est traitée en tenant compte des exigences du règlement RPA2024. Parmi ces actions, on peut répertorier :

- ✓ L'action sismique notée E,
- ✓ Le choc, l'incendie, l'explosion, ...etc.

Pour la détermination des sollicitations de calcul en situation accidentelle, les combinaisons d'actions à considérer sont celles mentionnées dans le RPA 2024 article 5.2 ; elles sont comme suit :

- ✓ $G + \Psi \cdot Q + E1$
- ✓ $G + \Psi \cdot Q + E2$

Où :

Ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le Tableau (4.2)

1.14.3 Limite des flèches :

La valeur limite recommandées pour les flèches verticale est résumées dans le tableau 4.1 du CCM97 comme suit :

Condition	f (flèches dans l'état final)
- Toiture en générale.	L/200
- Toiture supportant fréquemment du personnel autre que celle d'entretien.	L/250
- Plancher générale.	L/250
- Plancher et toiture supportant des cloisons en plâtre ou en matériaux fragile ou rigide.	L/250

Tableau 1.2: Valeur recommandées pour les flèches admissibles.

Chapitre 2 :

Etude climatique.

2.1 Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons déterminer les divers efforts exercés sur notre structure, qui se concentrent sur l'impact des charges fixes et opérationnelles ainsi que des influences climatiques.

Ces derniers exercent une forte influence sur la stabilité de l'ouvrage. Il est donc nécessaire de concevoir une analyse détaillée pour définir ces diverses actions.

2.2 Action du vent :

Le calcul doit être effectué séparément pour chaque des directions perpendiculaires aux différentes parois de la construction.

Notre projet présent un hangar à deux versants de forme rectangulaire et symétrique.

Les caractères géométriques de hangar :

La longueur totale (long pan): 89,6m (constitué de 16 travées de 5,6m).

La largeur totale (pignon): 22m.

La hauteur des parois verticales : 10,8m.

La hauteur totale : 11,8m.

La pente du versant : 5,19°.

Les deux directions principales du vent :

-(Sens V1) : le vent perpendiculaire au pignon.

-(Sens V2) : le vent perpendiculaire au long pan.

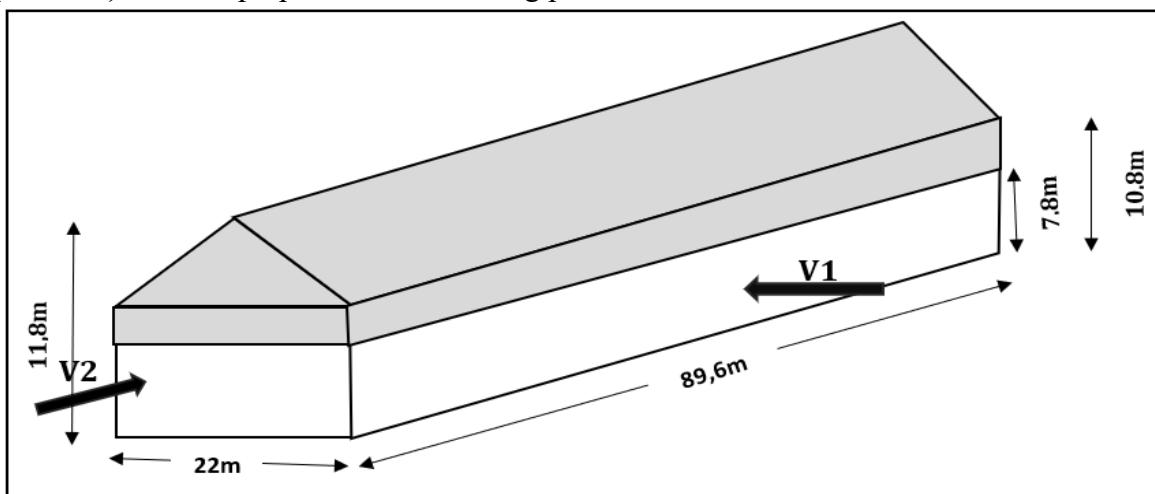


Figure 2.1 : Présentation de directions du vent.

2.3 Coefficients de calcul :

2.3.1 Effet de la région :

Notre structure est implantée à Bejaia qui est classé en **zone 1** selon RNVA2013. Par conséquent, la pression dynamique de référence est donnée par le tableau 2-2 du (chapitre II-bases de calcul) RNVA2013 par : $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$.

2.3.2 Effet de site :

La structure exposée aux vents de mer, donc d'après les données du tableau 2-4 dans le RNVA2013 (chapitre 2- bases de calcul) la catégorie de terrain est 0.

D'où :

- Le facteur de terrain $K_t = 0,156$
- Le paramètre de rugosité $z_0 = 0,003m$
- La hauteur minimale $z_{min} = 1m$. (Tableau 2-4, chapitre II RNVA2013).
- coefficient utilisé pour le calcul de C_d : $\varepsilon = 0,38$

2.3.3 Coefficient de topographie $C_t(z)$:

Le coefficient de topographie $C_t(z)$ prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles que les collines, les dénivellations isolées.etc. Le site est plat, le coefficient de topographie $C_t = 1$. (Chapitre II RNVA2013).

2.3.4 Calcul de coefficient dynamique C_d :

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pression exercées 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.

La valeur du coefficient dynamique C_d pour les structures métalliques est donnée par le paragraphe 3.2 valeur simplifiée. $C_d=1$. Bâtiment dont la hauteur est inférieure à 15m

2.3.5 Détermination de la pression dynamique pointe $q_p(z_e)$:

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

$$q_p(z_e) = q_{ref} f^* C_e(z_e) \text{ (N/m}^2\text{)}$$

Tel que : $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$

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

2.3.6 Détermination du coefficient d'exposition $C_e(z)$:

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, il tient compte de la nature turbulente du vent.

$C_e(z)$ est donnée par la formule suivante :

$$C_e(z) = C_t^2(z) * C_r^2(z) + [1 + 7 * I_v(z)].$$

- C_r : coefficient de rugosité.
- C_t : coefficient de topographie.
- $I_v(z)$: l'intensité de la turbulence.
- z (en m) est la hauteur considérée.

2.3.7 Coefficient de la 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 définit par la loi logarithmique (logarithme népérien)

$$\left\{ \begin{array}{ll} C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{si } z_{\min} \leq z \leq 200 \text{ m.} \\ C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) & \text{si } z < z_{\min}. \end{array} \right.$$

Avec :

- K_T : Facteur de terrain.
- Z_0 : Paramètre de rugosité.
- Z_{\min} : Hauteur minimale.
- Z : Hauteur considérée.

2.3.8 Intensité de turbulence $I_v(z)$:

L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divise par la vitesse moyenne du vent et est donnée par l'équation 2.5 et a et b.

$$\left\{ \begin{array}{ll} I_v(z) = \frac{1}{ct(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} & \text{pour } z > z_{\min} \\ I_v(z) = \frac{1}{ct(z) \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right)} & \text{pour } z \leq z_{\min} \end{array} \right.$$

On résume les résultats dans le tableau suivant :

	Z (m)	CT (z)	Cr (z)	Iv(z)	Ce(z)	qref (N/m ²)	qp(ze) (N/m ²)
Parois verticale	10,8	1	1,27	0.122	3.02	375	1132,5
Toiture	11,8	1	1.29	0.120	3.066	375	1149,75

Tableau 2.1 : Valeur de Z, CT, Cr, Iv, Ce, qref, qp(ze).

2.3.9 Coefficient de pression extérieure C_{pe} :

Les coefficients de pression extérieure C_{pe} applicables aux bâtiments et aux parties de bâtiments dépendent de la dimension de la surface chargée A , qui est la surface de la construction produisant l'action du vent dans la section à calculer. Les coefficients de pression extérieure sont donnés pour des surfaces chargées A de 1 m² et 10 m² dans les tableaux relatifs aux configurations de bâtiment appropriées ; ils sont notés $C_{pe,1}$ pour les coefficients locaux, et $C_{pe,10}$ pour les coefficients globaux, respectivement.

- $C_{pe} = C_{pe,1}$ $S \leq 1\text{m}^2$
- $C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \log_{10}(s)$ $1\text{m}^2 < S < 10\text{m}^2$
- $C_{pe} = C_{pe,10}$ $S \geq 10\text{m}^2$

Tel que : s : est la surface chargée de la paroi considérée en m².

On a une surface totale $S > 10\text{m}^2$, donc $C_{pe} = C_{pe,10}$.

2.3.10 Vent perpendiculaire au long panV1:

► Parois verticales :

Pour cette direction du vent on a :

$$b=89,6 \text{m} \quad d=22 \text{m} \quad h_T=11,8 \text{m}$$

Avec : b : dimension perpendiculaire à la direction du vent.

d : dimension parallèle à la direction du vent.

$$e=\min(b, 2h)=\min(89,6; 23,6)=23,6 \text{m}$$

$$\text{Donc : } 18 < 19,86 \quad : \quad d < e$$

On divise les parois verticales en deux surfaces A' et B' :

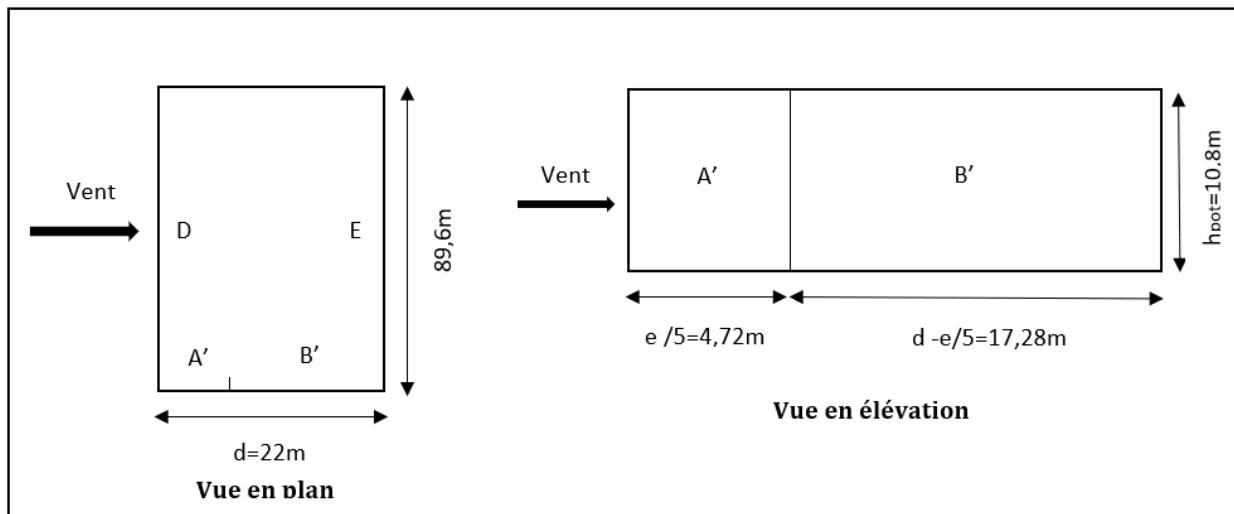


Figure 2.2 : Légende des zones de pressionsensV1.

	A'	B'	D	E
S (m ²)	50,976	186,624	967,68	967,68
C _{pe}	-1	-0.8	+0.8	-0.3

Tableau 2. 2 : Coefficients de pression extérieure C_{pe} dans chaque zone de paroi verticale.

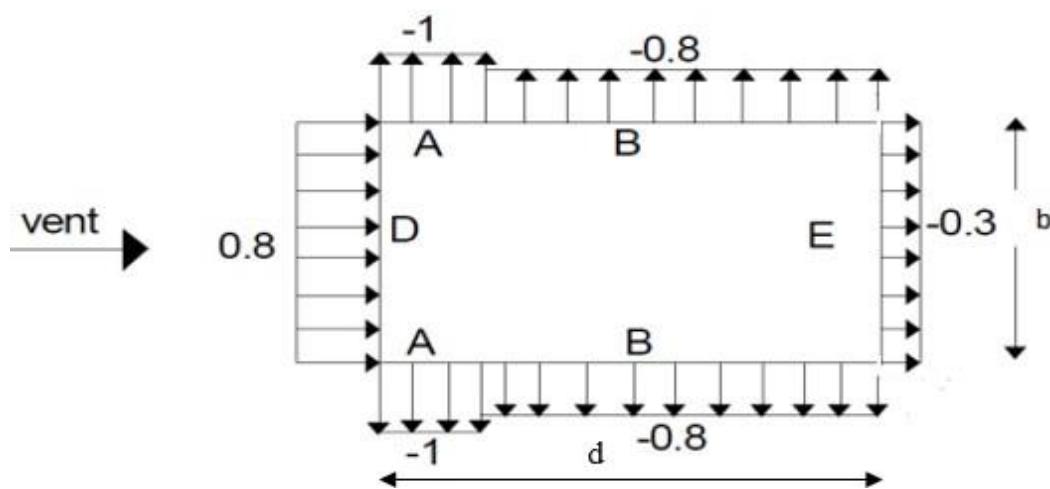


Figure 2.3: Répartition des C_{pe} sur les parois verticales.

► Toiture :

Pour notre cas la toiture à deux versant avec $\alpha=5,19^\circ$, le vent perpendiculaire à la génératrice, on prendra les valeurs de Cpe des toitures à deux versants pour $\Theta=0^\circ$

Les valeurs de Cpe sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour $\alpha=5^\circ$ et $\alpha=15^\circ$ ($\Theta=0^\circ$)

$$f(x) = f(x1) + \frac{f(x2) - f(x1)}{x2 - x1} (x - x1)$$

$$\alpha = 5,19^\circ \rightarrow Cpe(5,19^\circ) = Cpe(5^\circ) + \frac{Cpe(15^\circ) - Cpe(5^\circ)}{15 - 5} (5,19 - 5)$$

Dans la figure suivante les indices H, I, J représentent les Cpe indiqués dans la figure [RNV2013, P :86 Figure 5.4] et leurs surfaces représentent la surface de chaque versant

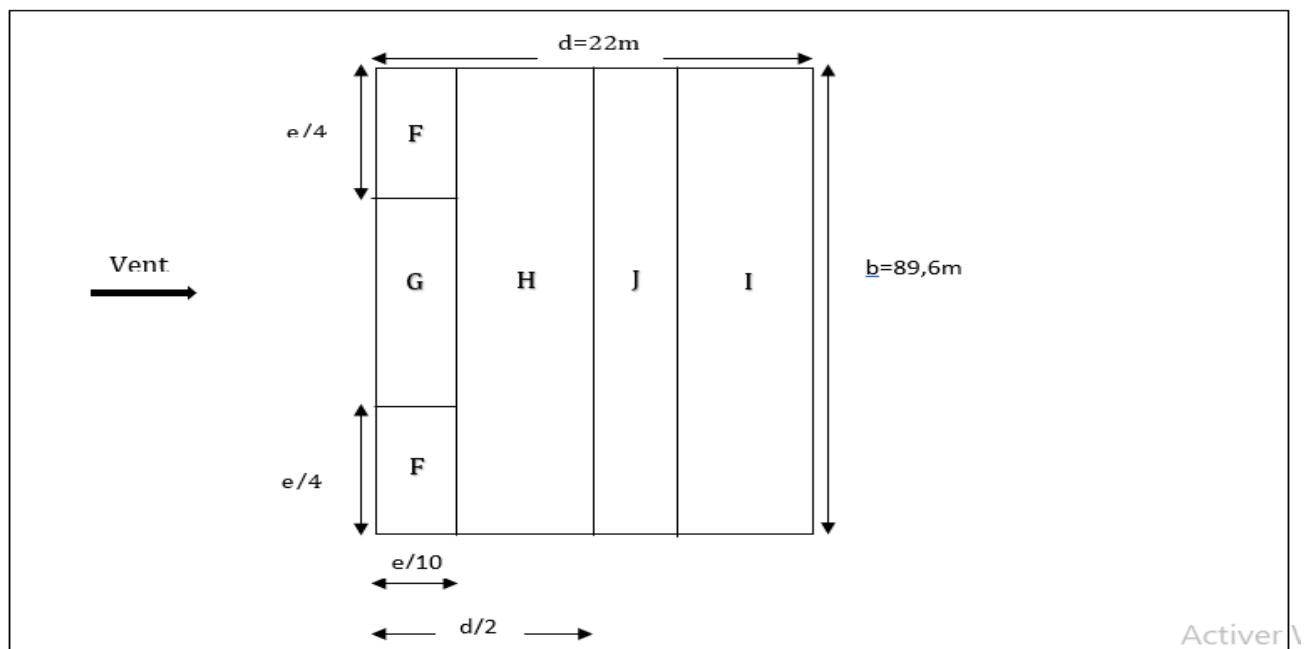


Figure 2.4 : les zones de pression pour la toiture.

Les résultats seront présentés dans le tableau suivant :

Zone	F	G	H	I	J
S (m^2)	13,924	183,608	774,144	774,144	211,456
Cpe(dép)	-1,684	-1,192	-0,594	-0,596	-0,177
Cpe(surp)	0,0038	0,0038	0,0038	-0,588	-0,588

Tableau 2.3 : Coefficients de pression extérieure Cpe dans chaque zone de la toiture.

2.3.11 Vent perpendiculaire au pignon V2 :

✓ Parois verticales :

Pour cette direction de vent V2 on a :

$b=22m$, $d=89,6m$, $h=11,8m$.

Avec : b : dimension perpendiculaire à la direction du vent.

d : dimension parallèle à la direction du vent.

$e=\min(b, 2h) = \min(22, 23,6) = 22$. $e=22m$ Donc $89,6m > 22m$; $d > e$

On utilise la légende suivante pour la répartition des parois verticales :

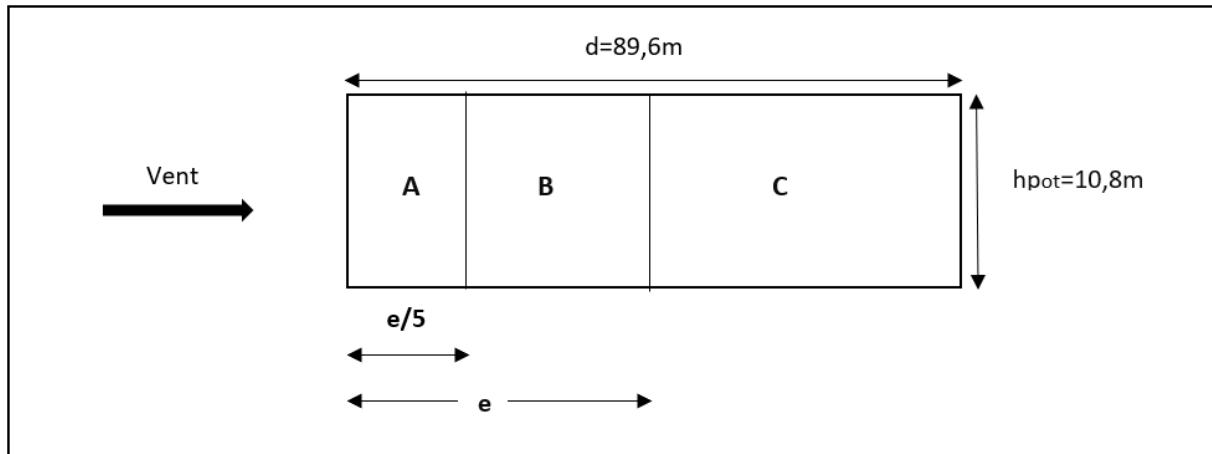


Figure 2.5 : répartition des surfaces sur le pignon.

Zone	A	B	C	D	E
$S (m^2)$	47,52	190,08	730,08	237,6	237,6
Cpe	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau 2.4 : Coefficients de pression extérieure Cpe et de surface dans chaque zone.

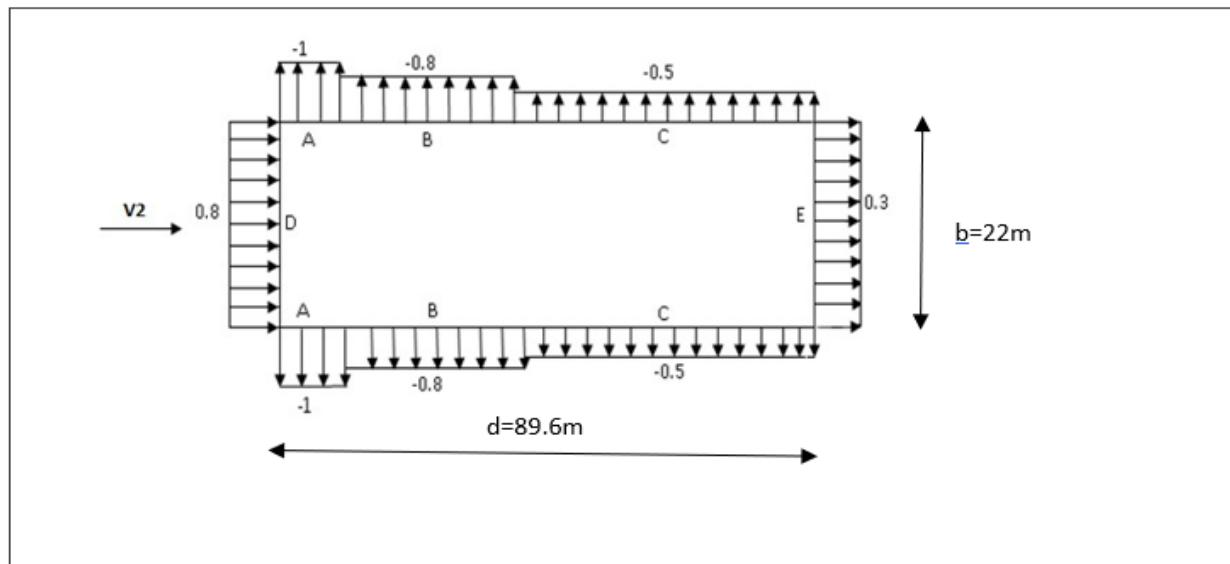


Figure 2.6 : Valeur de Cpe pour les parois verticales.

✓ Toiture :

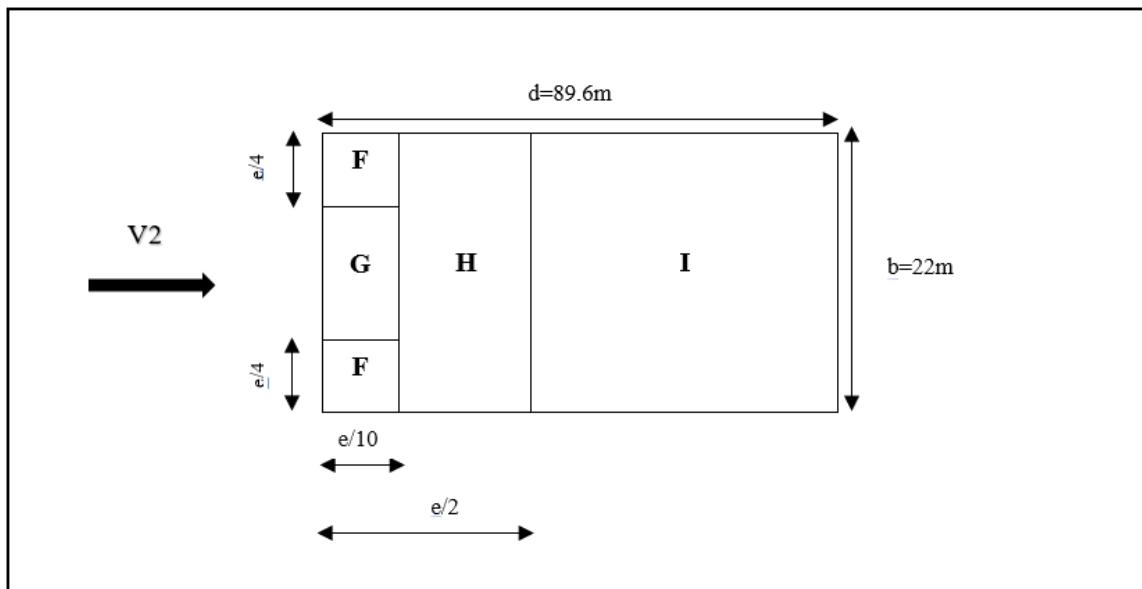


Figure 2.7 : Les zones des pressions pour la toiture.

Zone	F	G	H	I
S(m ²)	12,1	24,2	193,6	1729,2
Cpe	-1.59	-1.3	-0.698	-0.598

Tableau 2.6: Coefficients de pression extérieure Cpe dans chaque zone.

2.3.12 Coefficient de pression intérieure C_{pi} :

La combinaison la plus défavorable des pression extérieure et intérieure, considérées comme agissant simultanément. Doit être envisagée simultanément pour chaque combinaison potentielle d'ouvertures et autres sources de fuite d'aire.

Le coefficient de pression C_{pi} est donné en fonction de l'indice de perméabilité μ_p et rapport h/d

L'indice de perméabilité donné par :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures où } Cpe \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

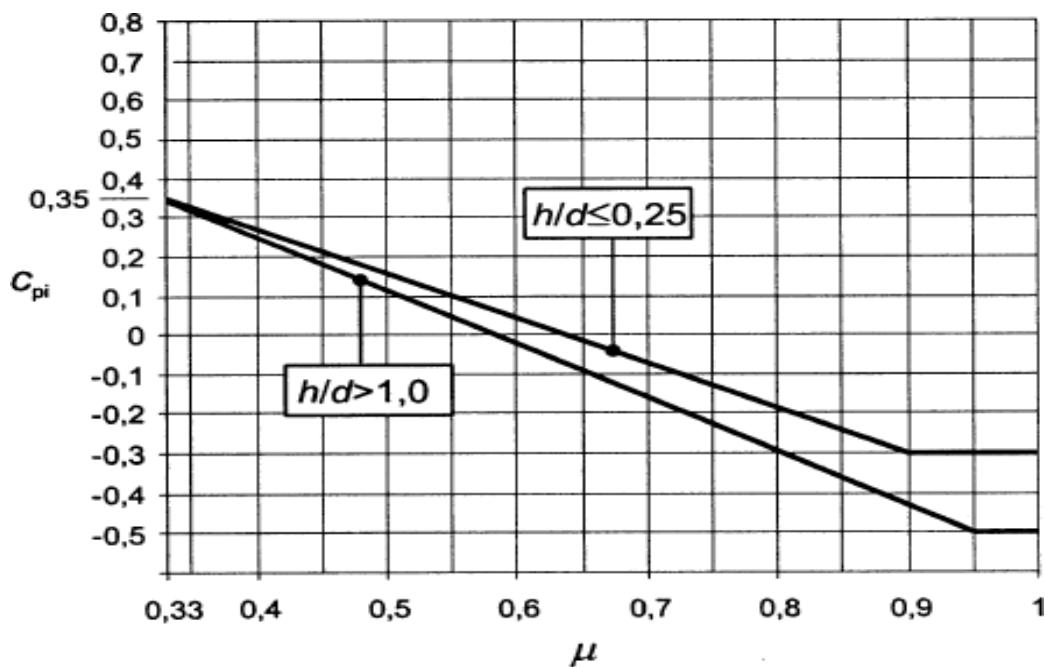


Figure2.8 : Coefficients de pression intérieure applicables pour les ouvertures uniformément réparties.

Le hangar possède les ouvertures suivantes :

Pignon	Façade principale	$(22 \times 7,8) \text{m}^2$
	Façade arrière	
Long pan	Latérale gauche	$16(5,6 \times 7,8) \text{m}^2$
	Latérale droite	

Tableau2.8 : Dimension des ouvertures du hangar.

1. Cpi du côté de long pan (Vent perpendiculaire au long pan V1) :

On a $h = 11,8 \text{m}$ et $d = 22 \text{ m}$ donc $h/d = \frac{11,8}{22} = 0,536$

$\mu_p = 0,598$, le rapport $(h/d) \leq 0.25 \rightarrow Cpi = 0,025$ et $(h/d) \geq 1 \rightarrow Cpi = -0,5$

Par interpolation linéaire, on trouve : **Cpi= -0,175.**

2. Cpi du côté de pignon (Vent perpendiculaire au pignon V2) :

$\mu_p = 0,9$, le rapport $(h/d) \leq 0.25 \rightarrow Cpi = -0,3$ et $(h/d) \geq 1 \rightarrow Cpi = -0,47$

Par interpolation linéaire, on trouve : **Cpi= -0,237.**

2.3.13 Détermination de la pression aérodynamique $W(zj)$:

La pression aérodynamique $W(zj)$ agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivante : $W(zj) = qp(z_e) [C_{pe} - C_{pi}]$.

1. Du côté de long pan V1 :

✓ Paroi verticale :

Zone	A'	B'	D	E
$qp(z_e)(N/m^2)$	1132,5	1132,5	1132,5	1132,5
C_{pe}	-1	-0.8	+0.8	-0.3
C_{pi}	-0,175	-0,175	-0,175	-0,175
$ C_{pe}-C_{pi} $	-0,825	-0,625	0,975	-0,125
$W(zj)(N/m^2)$	-934,31	-707,81	1104,18	-141,56
Levent	Dépression	Dépression	Suppression	Dépression

Tableau2.9 : Valeurs de la pression aérodynamique des parois verticales selon V1.

✓ Toiture :

Zones	$qp(z_e)(N/m^2)$	Cpe		C_{pi}	$ C_{pe}-C_{pi} $		$W(zj) (N/m^2)$	
		dép	surp		dép	surp	dép	surp
F	1149,75	-1,684	0,0038	-0,175	-1,509	0,178	-1734,97	204,65
G	1149,75	-1,192	0,0038	-0,175	-1,017	0,178	-1169,29	204,65
H	1149,75	-0,594	0,0038	-0,175	-0,419	0,178	-481,74	204,65
I	1149,75	-0,596	-0,588	-0,175	-0,421	-0,413	-484,04	-474,84
J	1149,75	0,177	-0,588	-0,175	0,352	-0,413	404,71	-474,84

Tableau2.9 : Valeurs de la pression aérodynamique de la toiture selon V1.

2. Du côté de pignon V2 :

✓ Paroi verticale :

Zone	A	B	C	D	E
$qp(z_e)(N/m^2)$	1132,5	1132,5	1132,5	1132,5	1132,5
C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3
C_{pi}	-0,273	-0,273	-0,273	-0,273	-0,273
$ C_{pe}-C_{pi} $	-0,727	-0,527	-0,227	1,073	-0,027
$W(zj)(N/m^2)$	-823,32	-596,82	-257,07	1215,17	-30,57
Levent	Dépression	Dépression	Dépression	Suppression	Dépression

Tableau2.11 : Valeurs de la pression aérodynamique des parois verticales selon V2.

✓ Toiture :

Zone	F	G	H	I
$q_p(z_e)(N/m^2)$	1149,75	1149,75	1149,75	1149,75
Cpe	-1.59	-1.3	-0.698	-0.598
Cpi	-0,273	-0,273	-0,273	-0,273
[Cpe-Cpi]	-1.317	-1.027	-0.425	-0.325
$W(z_j)(N/m^2)$	-1514,22	-1180,79	-488,64	-373,67
Levent	Dépression	Dépression	Dépression	Dépression

Tableau2.12 : Valeurs de la pression aérodynamique de la toiture selon V2.

2.3 Etude à la neige :

✓ Calcul des charges de neige :

La charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale de toiture s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu * S_k [KN/m^2]$$

Avec:

S_k : charge de neige sur le sol, elle est en fonction de l'altitude et de la zone de neige. μ : coefficient d'ajustement des charges, il est en fonction de la forme de la toiture.

✓ Charge de la neige sur le sol :

La structure est implantée à Béjaia qui est classé en **zone A**, avec une altitude d'environ **23m** par rapport au niveau de la mer.

$$D'où S_k \text{ est donnée par la formule suivante : } S_k = \frac{0,07 \times H + 15}{100} [kn/m^2]$$

$$AN: \quad S_k = \frac{0,07 \times 23 + 15}{100} = 0,1661 \text{ kn/m}^2 \quad \rightarrow \quad S_k = \mathbf{0,1661 \text{ kn/m}^2}$$

✓ Coefficient de forme de la toiture (μ):

La toiture est à deux versants, le coefficient de forme est donné en fonction de l'angle α , pour une pente comprise entre 0° et 30° : $0 \leq \alpha = 5,19^\circ \leq 30$ donc $\mu = 0,8$

$$S = \mu * S_k = 0,8 * 0,1661 = 0,1328$$

$$S = \mathbf{0,1328 \text{ kn/m}^2}$$

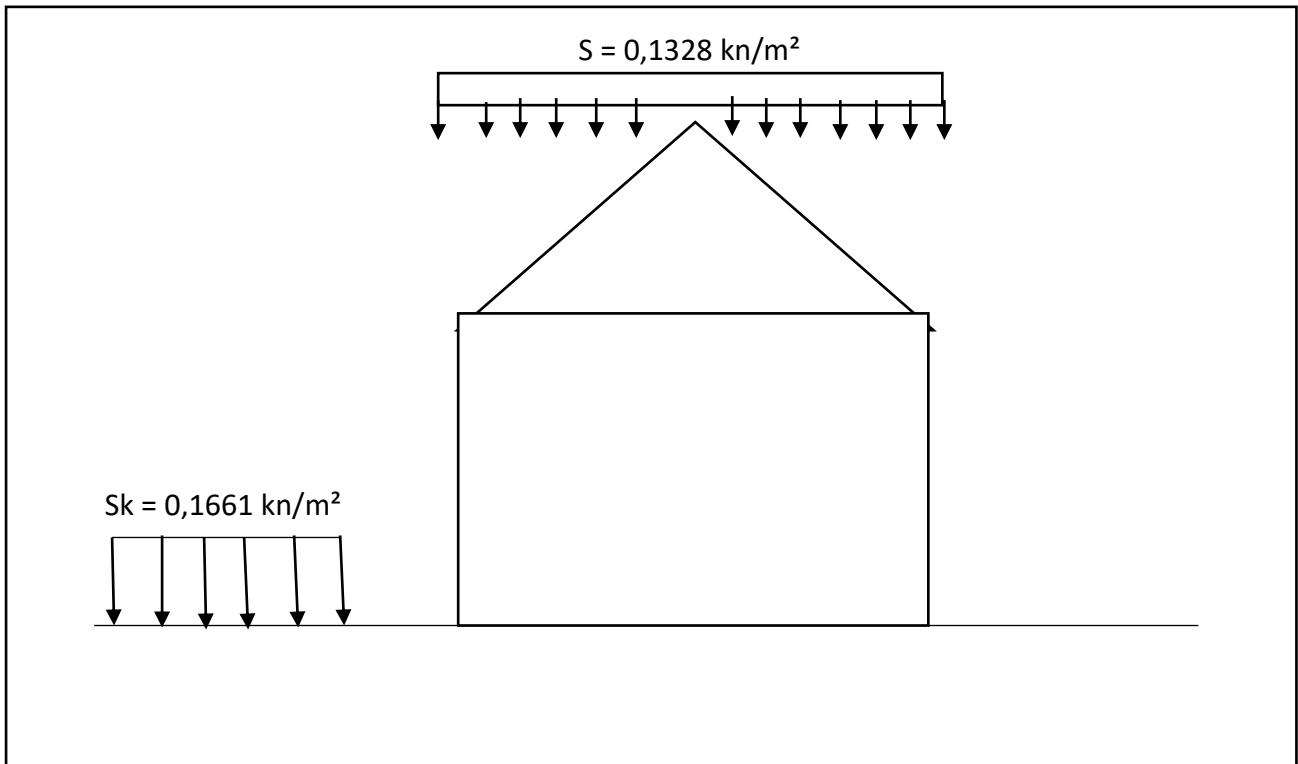


Figure 2.9 : Valeur de la charge caractéristique de la neige.

- La charge de neige a été **négligée** dans cette étude et **non prise en compte** lors de la modélisation des charges sur le logiciel **Robot**, compte tenu de son **impact insignifiant** dans notre cas.

2.4 Effet de la variation de la température :

Comme tous les matériaux, l'acier se dilate sous l'effet de l'augmentation de la température, plus la température est élevée plus la limite d'élasticité et la résistance à la traction diminue et plus la plasticité augmente.

Notre projet dépasse les 50 mètres de longueur, Donc on doit prendre en considération l'effet de la variation de la température.

Pour la vérification de la sécurité structurale, la valeur représentative ΔT de la variation uniforme de température dépend de la zone climatique, d'après notre recherche les différentes variations de température se résument dans le tableau ci-dessous :

La région	La variation ΔT
Nord de l'Algérie	+35°C → -5°C
Le proche et moyen sud	+40°C → 3°C
Extrême sud	+45°C → 5°C

Tableau 2-11 : Différentes variations de température en Algérie

Notre hangar se situe à **Béjaïa** en nord de l'Algérie, donc la température dans la journée est +35°C et on prend par moyenne la température du soir à +20°C, D'où $\Delta T = 35 - 20 = 15^\circ\text{C}$

Conclusion :

Les résultats obtenus dans ce chapitre nous permettront de faire le prédimensionnement des éléments dans le chapitre 3.

CHAPITRE 3

Calcul des éléments secondaire.

3.1. 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 élément. Les formules utilisées et les méthodes de calcul sont tirées de l'euro code 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.

3.2. Etude des pannes

Les pannes sont des poutres destinées à supporter le poids de la couverture ainsi que les Surcharges climatiques. Elles sont disposées parallèlement à la ligne de faitage dans le plan du

Versant, et elles sont calculés en flexion déviée, sous l'effet des charges permanentes, D'exploitations et climatiques.

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

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

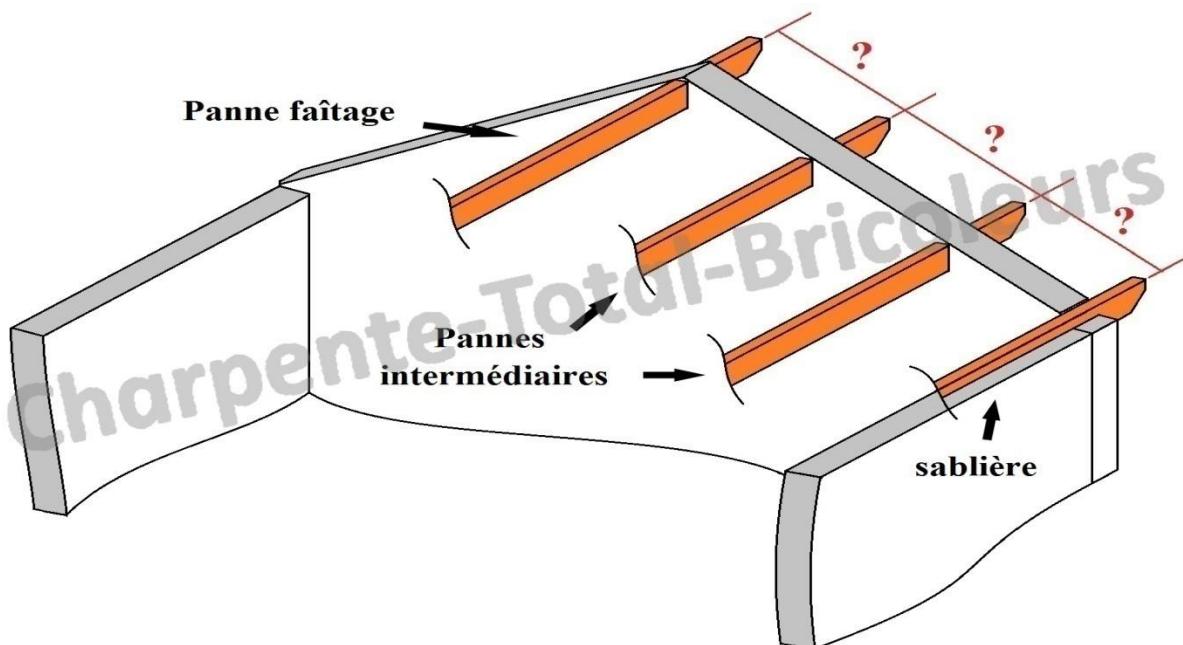


Figure 3.1: La disposition de la panne sur la toiture

3.2.1. Donnés de calcul :

- Poids propre de la couverture (panneau sandwiché ép. = 80mm) = 11,65Kg/m².
- Poids propre de la panne estimé (IPE220) = 26,2 Kg/m.
- Poids propre des accessoires = 5 Kg/m². (estimé)
- Action de la neige = 132,88N/m²

- Action du vent =-1734,97N/ m²
- Charge d'entretien = 100 Kg/m².
- Espacement entre pannes=1,168m
- la pente de chaque versant est $\alpha = 5,19^\circ$

3.2.2. 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 appliquée 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 afin de satisfaire simultanément :

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

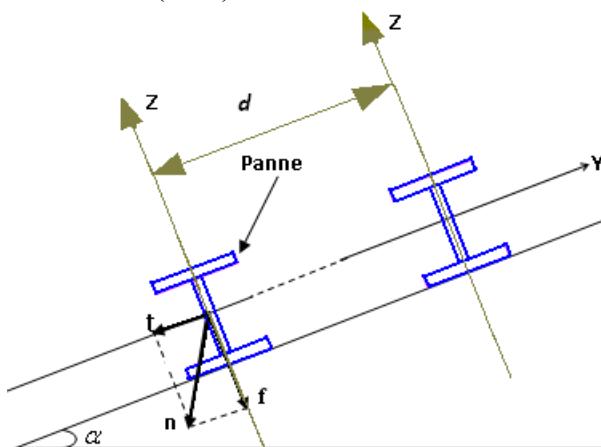


Figure 3.2. Disposition de la penne sur la toiture

3.2.3. 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.

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

Tel que : e : espacement entre les pannes

$$G = [(11,65 + 5) \times 1,168] + 26,2 \rightarrow G = 45,647 \text{ Kg/ml}$$

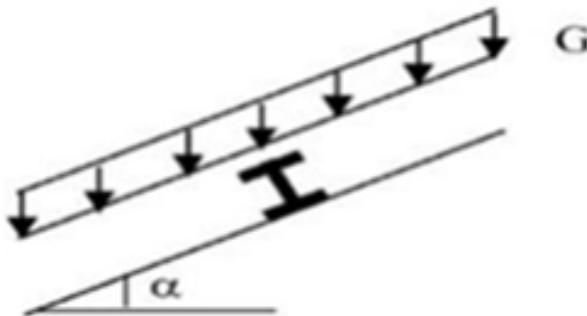
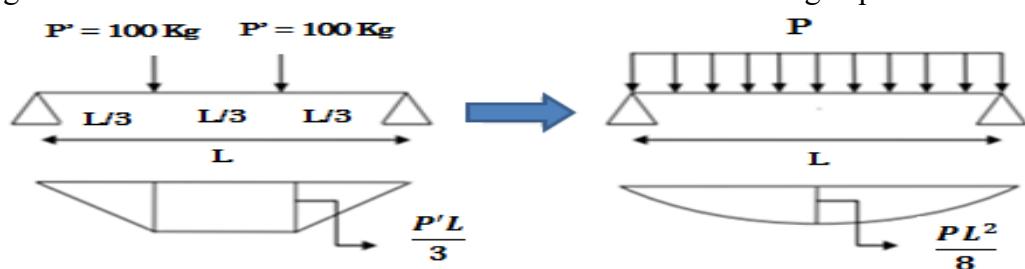


Figure 3.3: Schéma statique des charges permanentes G sur les pannes

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' ».



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

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

$$P = (8 \times 100) / (3 \times 5,6) \rightarrow P = 47,61 \text{ Kg/ml}$$

c. Surcharge climatique :

c.1 Surcharge due au vent (W) :

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

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

$$W = -1734,97 \text{ N/m}^2$$

$$W = -1734,97 \times 1,168 = -2026,44 \text{ N/m} \rightarrow W = -2,026 \text{ KN / ml}$$

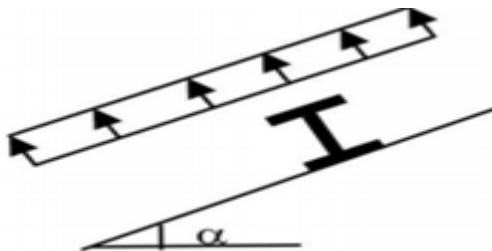


Figure 3-4 : Schéma statique de la surcharge climatique du vent

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 : $S = 132,8 \text{ N /m}^2$

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

- $S_p = 132,8 \times \cos (5,19) = 132,33 \text{ N /m}^2$
- $S_p = 132,33 \times 1,168 = 154,56 \text{ N /m} \rightarrow S_{zz} = 0,1545 \text{ KN / m}$

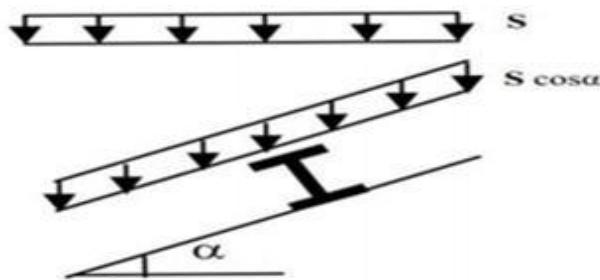


Figure 3.5: Schéma statique de panne sous surcharge de la neige.

3.2.4. Décomposition des charges :

On calcule les composantes de chaque charge suivant les deux axes principaux de la pente, étant donné l'inclinaison de la toiture est $\alpha = 5,19^\circ$ nous avons donc :

❖ Décomposition des charges suivant l'axe ZZ :

$$G_{zz} = G \cos \alpha = 0,456 \cos (5,19) = 0,454 \text{ KN/m.}$$

$$Q_{zz} = Q \cos \alpha = 0,4597 \cos (5,19) = 0,474 \text{ KN/m.}$$

$$W_{zz} = W = -2,0176 \text{ KN/m.}$$

$$S_{zz} = 0,154 \text{ KN/m.}$$

❖ Suivant l'axe YY :

$$G_y = G \sin \alpha = 0,0412 \text{ KN/m.}$$

$$Q_y = Q \sin \alpha = 0,0430 \text{ KN/m.}$$

$$W_y = 0 \text{ KN/m}$$

$$S_y = S_p \sin \alpha = 0,014 \text{ KN/m}$$

3.2.5. 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}	$1,35G + 1,5Q$	1,3284	0,1203
Q_{elu}	$1,35G + 1,5S$	0,8439	0,0765
Q_{elu}	$G + 1,5W$	-2,5719	-0,0412
Q_{els}	$G + Q$	0,928	0,0843
Q_{els}	$G + S$	0,608	0,0551
Q_{els}	$G - W$	2,4721	0,0412

Tableau 3.1 : Combinaisons d'actions à l'ELU et l'ELS.

Selon le tableau précédent les combinaisons les plus défavorables sont :

❖ ELU :

$$\text{Axe zz: } G + 1,5W = -2,5719 \text{ KN/m}$$

$$\text{Axe yy: } 1,35G + 1,5Q = 0,1203 \text{ KN/m}$$

❖ ELS :

$$\text{Axe zz: } G - W = 2,4721 \text{ KN/m}$$

$$\text{Axe yy: } G + Q = 0,0843 \text{ KN/m}$$

3.2.6. 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) :

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

Tel que :

- $E = 210000 \text{ MPa}$, le module de Young de l'acier.
- L : La longueur de la panne ; $L = 5,6\text{m}$
- Q_z : La charge la plus défavorable à l'ELS suivant l'axe zz

D'où :

$$I_y \geq \frac{5 \times Q_z \times L^3 \times 200}{384 \times E}$$

$$\rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 2,4721 \times 10^{-2} \times 560^3 \times 200}{384 \times 21000}$$

$$I_y \geq 538,36 \text{ cm}^4$$

❖ Choix de profilé :

D'après le tableau des profilés d'IPE qui satisfait la condition de la flèche à ELS est un IPE140

h (mm)	b (mm)	tf (mm)	tw (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
140	73	6,9	4,7	541	44,9	88,3	19,30	7,64	12,8

Tableau 3.2: tableau des profilés d'IPE140

• Poids propre réel :

$$G = [(11,65 + 5) \times 1,168] + 12,90 \rightarrow G = 32,34 \text{ Kg/ml} = 0,3234 \text{ KN/ml}$$

• Poids propre suivant l'axe ZZ :

$$G = 0,3234 \times \cos (5,19^\circ) = 0,3220 \text{ KN/ml}$$

• Poids propre suivant l'axe YY :

$$G = 0,3234 \times \sin (5,19^\circ) = 0,0292 \text{ KN/ml}$$

Les combinaisons des charges sont résumées dans le tableau suivant :

	Combinaisons	Axe zz [KN/m]	Axe yy [KN/m]
Q_{elu}	$1,35G + 1,5Q$	1,145	0,104
Q_{elu}	$1,35G + 1,5S$	0,665	0,270
Q_{elu}	$G + 1,5W$	-2,704	0,0292
Q_{els}	$G + Q$	0,796	0,0722
Q_{els}	$G + S$	0,4759	0,183
Q_{els}	$G - W$	2,34	0,0292

Tableau 3.3: Les combinaisons d'actions à l'ELU et l'ELS pour poids propre d'IPE 140

Selon le tableau précédent les combinaisons les plus défavorables sont :

❖ ELU :

$$\text{Axe zz: } G + 1,5W = 2,704 \text{ KN/m}$$

$$\text{Axe yy: } 1,35G + 1,5S = 0,270 \text{ KN/m}$$

❖ ELS:

Axe zz: $G - W = 2,34 \text{ KN/m}$

Axe yy: $G + S = 0,183 \text{ KN/m}$

3.2.7. Vérification des pannes :

3.2.7.1. Vérification la flèche :

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

- $f_z \leq f_{\text{adm}}$
- $f_y \leq f_{\text{adm}}$

Avec : $f_{\text{adm}} = \frac{L}{200}$

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

$$f_z = \frac{5 \times Q_z \times L^3}{384 \times E \times I_y} \leq f_{\text{adm}} = \frac{L}{200}$$

- $f_z = \frac{5 \times 2,34 \times 10^{-2} \times 560^4}{384 \times E \times 541,2} = 2,63 \text{ cm}$
- $f_{\text{adm}} = \frac{560}{200} = 2,80 \text{ cm}$

$f_z = 2,63 \text{ cm} \leq f_{\text{adm}} = 2,80 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$

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

$$f_z = \frac{5 \times Q_z \times \left(\frac{L}{2}\right)^4}{384 \times E \times I_z} \leq f_{\text{adm}} = \frac{L}{200}$$

- $f_z = \frac{5 \times 0,183 \times 10^{-2} \times 280^4}{384 \times E \times 44,90} = 0,155 \text{ cm}$
- $f_{\text{adm}} = \frac{280}{200} = 1,4 \text{ cm}$

$f_z = 0,155 \text{ cm} \leq f_{\text{adm}} = 1,4 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$

3.2.7.2 Condition de la résistance (ELU) :

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

3.2.7.1.1. 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 :

$$\frac{M_{ysd}^\alpha}{M_{nyrd}^\alpha} + \frac{M_{zsd}^\beta}{M_{nyrd}^\beta} \leq 1 \dots \text{[Article 5.4.8.1 (5.35) CCM97]}$$

❖ 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 :
 $\alpha = 2$ (pour les profile en I) et $\beta = 5n > 1$; avec $n = N/N_{pl}$

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 :**

- $M_{ysd} = \frac{Q_{zsd} \times L^2 - 5,6^2 \times 2,704}{8} = 10,60 \text{ KN.m}$
- $M_{ply} = W_{ply} \times \frac{f_y - 88,3 \times 10^{-3} \times 275}{\gamma_0} = 22,07 \text{ KN.m}$

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

- $M_{zsd} = \frac{Q_{ysd} \times L^2}{8} = \frac{2,8^2 \times 0,270}{8} = 0,246 \text{ KN.m}$
- $M_{plz} = W_{plz} \times \frac{f_y - 19,20 \times 10^{-3} \times 275}{\gamma_0} = 4,80 \text{ KN.m}$

$$\frac{10,60^2}{22,07^2} + \frac{0,246^1}{4,80} = 0,28 \leq 1 \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

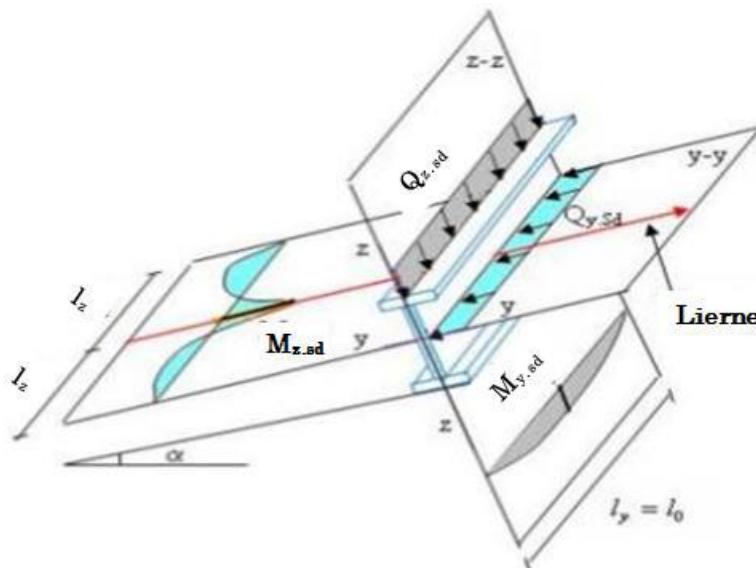


Figure 3.6: Panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement

3.2.7.1.2. 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 :

$$- V_{z,sd} = \frac{Q_z \times \frac{L}{2}}{2} = 3,78 \text{ KN}$$

$$- V_{plz,Rd} = \frac{A_z \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma} = 110,27 \text{ KN}$$

- $V_{z,sd} \leq V_{plz,Rd}$ La Condition est vérifiée

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

$$- V_{y,sd} = \frac{Q_y \times L}{2} \times 1,25 = \frac{0,270 \times 5,6}{2} \times 1,25 = 0,945 \text{ KN}$$

$$- V_{ply,Rd} = \frac{A_y \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma} = 110,27 \text{ KN.m}$$

- $V_{y,sd} \leq V_{ply,Rd}$ La Condition est vérifiée

3.2.7.1.3. Stabilité au voilement par cisaillement :

La résistance au voilement par cisaillement doit être vérifiée pour les âmes non raidies

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

Le profilé étant un IPE120, on aura donc :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{112,2}{4,7} = 23,87$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

$$\text{D'où : } \frac{d}{t_w} \leq 69\varepsilon \rightarrow 23,87 \leq 63,78$$

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

3.2.7.1.4. 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.

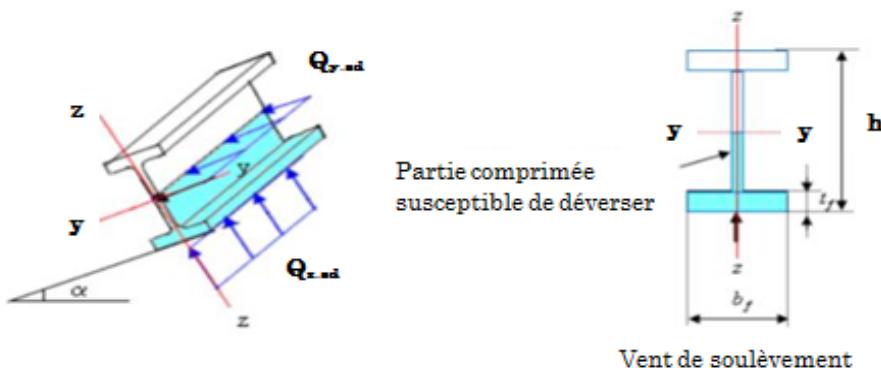


Figure 3.7: Représentation de phénomène de déversement dans la semelle inférieure
Le CCM 97 donne la formule suivante pour la vérification du déversement d'un élément comprimé et fléchi

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

$$\text{Avec : } M_{bRd} = \frac{X_{lt} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_m 1}$$

Pour le calcul de X_{lt} on a la formule : $X_{lt} = \frac{1}{\phi L T + \sqrt{\phi L T^2 - \lambda L T^2}}$ 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.
- χ_{lt} = Coefficient de réduction pour déversement, qui en fonction de l'élancement réduite.

- ϕ_{LT} : Coefficient d'imperfection $\phi_{LT} = 0,5 \times [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT2}]$
- $\alpha_{LT} = 0,21$ (facteur d'imperfection pour les profiles laminés)

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

Et : $ym1 = 1,1$

- $\bar{\lambda}_{LT}$: L'élancement de déversement $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\beta w} \times \frac{\lambda_{lt}}{\lambda_{l1}}$

$$\lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 86,81$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = 0,92$$

Pour les poutres à section constante et doublement symétrique on peut utiliser la

Formule approximative ci-après qui place en sécurité : $\lambda_{LT} = \frac{\frac{l}{iz}}{\sqrt{c1[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{\frac{l}{iz}}{\frac{h}{tf}}\right)^2]}}^{\frac{1}{4}}$

Tel que :

- C1 : Facteur dépendant des conditions de charge et d'encastrement, dans notre cas $C1 = 1,132$ [Annexe B tableau B.1.3 CCM97]

- 1 : Position de maintien latéral = $L/2 = 280\text{cm}$
- $h = 14\text{ cm}$
- $tf = 0,69\text{cm}$
- $iz = 1,65\text{cm}$

→ $\lambda_{LT}=109,61$

→ $\bar{\lambda}_{LT} = 1,262 > 0,4$; Donc il ya un risque de déversement

$$-\phi_{LT} = 0,5 \times [1 + 0,21 (1,262 - 0,2) + 1,262^2] = 1,40$$

$$X_{LT} = \frac{1}{1.40 + (0.606)} = 0,5 \leq 1$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0,5 \times 1 \times 275 \times 10^3 \times 88,3 \times 10^{-6}}{1,1} = 11,03 \text{ KN.m}$$

$$M_{ysd} = \frac{Q_{zsd} \times L^2}{8} = \frac{5,6^2 \times 2,704}{8} = 10,59 \text{ KN.m}$$

→ $M_{v, sd} = 10,59 \text{ KN.m} \leq M_b \text{ Rd} = 11,03 \text{ KN.m}$ Condition vérifiée

Conclusion :

Après avoir fait les vérifications à la résistance et à la flèche, on constate qu'on peut utiliser le profil IPE140 comme des pannes avec lierne.

3.3. Calcul des liernes de panne :

3.3.1. Définition :

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Elles sont généralement formées des 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.

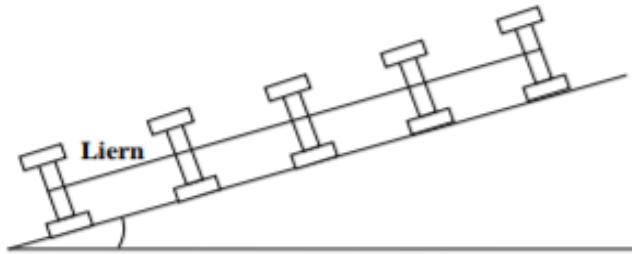
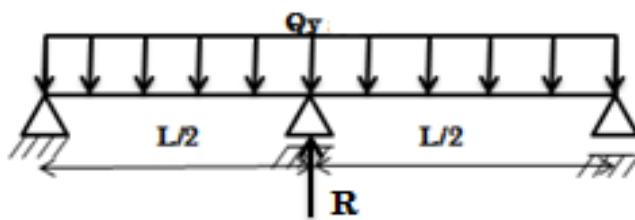


Figure 3.8: Disposition des liernes

3.3.2. Dimensionnement des liernes :

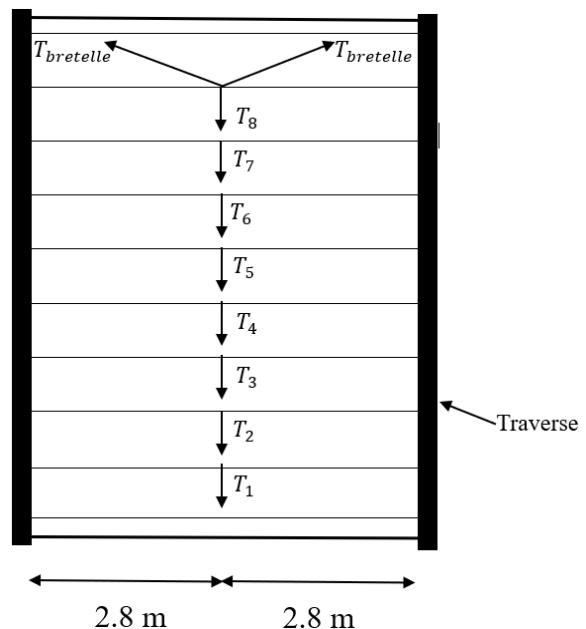
a. Calcul de la Réaction R au niveau du lierne :



$$R = 1,25Qy \times \frac{L}{2} = 0,945\text{KN}$$

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

- $T_1 = \frac{R}{2} = \frac{0,945}{2} = 0,472\text{KN}$
- $T_2 = R + T_1 = 1,417\text{KN}$
- $T_3 = R + T_2 = 2,36\text{KN}$
- $T_4 = R + T_3 = 3,307\text{KN}$
- $T_5 = R + T_4 = 3,779\text{KN}$
- $T_6 = R + T_5 = 4,724\text{KN}$
- $T_7 = R + T_6 = 5,666\text{KN}$
- $T_8 = R + T_7 = 6,611\text{KN}$
- $T_9 = 2T_9 \sin \theta$



$$\theta = \frac{1,168}{2,8}$$

$$\theta = \arctan \frac{1,168}{2,8} = 22,64^\circ$$

$$\bullet \quad T_9 = \frac{T_8}{2 \sin \theta} = 8,584 \text{ KN}$$

L'effort maximal dans les liernes est celui repris par le 9eme lierne : $T_9 = 8,584 \text{ KN}$

3.3.3. Calcule de la section des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est le tronçon des bretelles (L_{10}). 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.

$$T_9 = N_{sd} = 8,584 \text{ KN}$$

$$N_{pl, Rd} = A \times \frac{f_y}{\gamma} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} \rightarrow A \geq \frac{8,584 \times 1,1}{275 \times 10^{-3}} = 34,33 \text{ mm}^2$$

$$A = \pi \cdot D^2 / 4 \geq 34,33 \text{ mm}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{34,33 \times 4}{\pi}} = 6,61 \text{ mm}$$

Soit une barre ronde de diamètre $D = 8 \text{ mm}$

3.4. Calcul de l'échantignole :

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

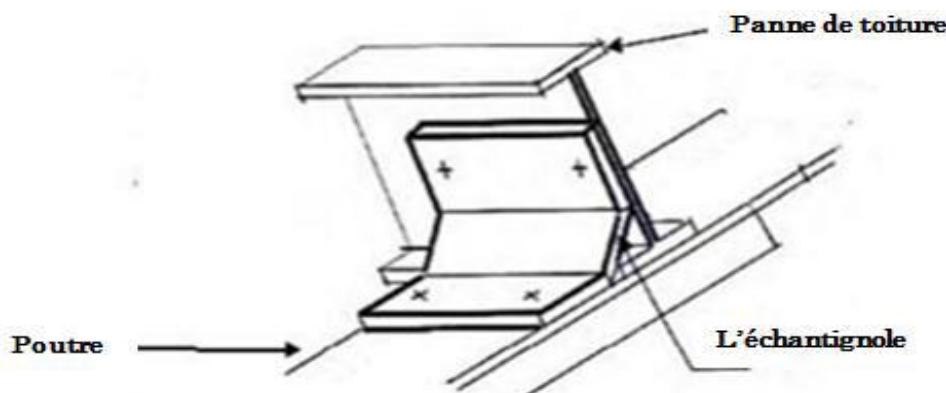


Figure 3.9: Vue en 3D de l'échantignole

3.4.2. Principe de Dimensionnement :

a. L'excentrement « t » :

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

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

Pour IPE140 : $b = 7,3\text{cm}$; $h = 14\text{cm}$

$\rightarrow 7,3\text{cm} \leq t \leq 10,95\text{cm} \rightarrow$ On adopte : $t = 9\text{cm}$

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 :

- $Q_{uz}=2,704 \text{ KN/ml}$
- $Q_{uy} = 0,270 \text{ KN/ml}$

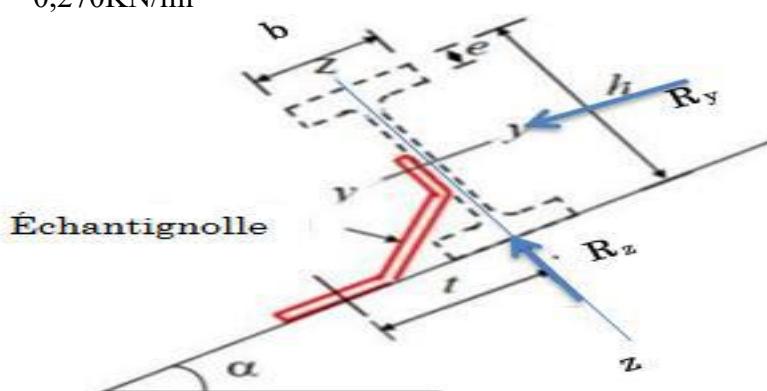


Figure 3.10: Représentation des charges revenant à la panne

b. Les efforts revenant à l'échantignole :

- Échantignole de rive :

$$\triangleright R_z = Q_{uz} \times \frac{L}{2} = 7,571 \text{ KN}$$

$$\triangleright R_y = Q_{uy} \times \frac{L}{2} = 0,756 \text{ KN}$$

- **Échantignole intermédiaire :**

$$\triangleright R_z = 2R_z = 2 \times 7,571 = 15,142 \text{ KN}$$

$$\triangleright R_y = 2R_y = 2 \times 0,756 = 1,512 \text{ KN}$$

- c. **Calcul du moment de renversement :**

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

$$M_R \leq M_{el, Rd} = W_{ely} \times \frac{f_y}{\gamma_0}$$

- **Pour échantignole de rive :**

$$\triangleright M_R = (R_z \times t) + (R_y \times \frac{h}{2}) = 0,734 \text{ KN.m}$$

- **Pour échantignole intermédiaire**

$$\triangleright M_R = (R_z \times t) + (R_y \times \frac{h}{2}) = 1,468 \text{ KN.m}$$

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

- **Pour échantignole de rive :**

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

$$M_R \leq M_{el, Rd} = W_{ely} \times \frac{f_y}{\gamma_0}$$

$$\rightarrow W_{ely} \geq \frac{M_r \times \gamma_0}{f_y} = 2936 \text{ mm}^3 \rightarrow 2,936 \text{ cm}^3$$

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

Avec : a : largeur de l'échantignole, déterminé après dimensionnement de la traverse
Supposent : $a = b$ traverse = 14 cm

$$\rightarrow e \geq \sqrt{\frac{6 \times 2,936}{14}} = 1,121 \text{ cm}$$

$$e \geq 11,21\text{mm}$$

❖ On adopte un échantignole d'épaisseur $e = 15 \text{ mm}$.

➤ **Pour échantignole intermédiaire :**

$$\rightarrow W_{ely} \geq \frac{Mr \times y_0}{f_y} = 5872 \text{mm}^3 = 5,872 \text{cm}^3$$

$$\rightarrow e \geq \sqrt{\frac{6 \times 5,872}{14}} = 1,586 \text{cm}$$

$$e \geq 15,86\text{mm}$$

❖ On adopte un échantignole d'épaisseur $e = 20 \text{ mm}$

3.5. Étude des potelets :

3.5.1. 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 3.11), 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 articule dans les deux extrémités

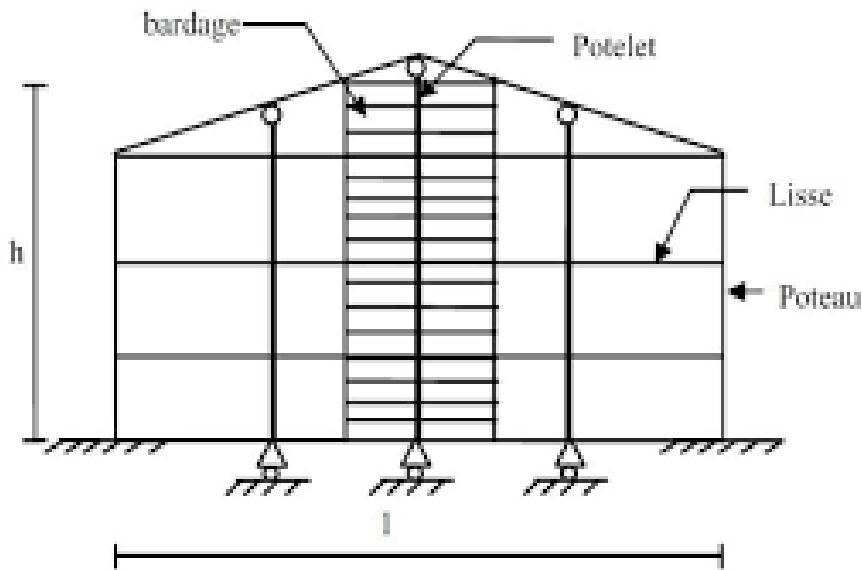


Figure 3.11: Disposition des lisses de bardages

3.5.2. Les données de calcul :

- La hauteur de potelet le plus chargé $l = 11,30 \text{ m}$
- Entre axe des potelets $e1 = 5,5 \text{ m}$ et $e2 = 11 \text{ m}$
- Type de potelet : IPE
- Poids propre de bardage $11,65 \text{ Kg/m}^2$
- Poids propre d'accessoires de pose 5 Kg/m^2
- La nuance d'acier S 275.

3.5.3. Calcul des charges et surcharges revenants au potelet le plus chargé :

a. Charges permanentes G :

$G = \text{poids propre du potelet} + \text{poids propre du bardage}$

b. Surcharges climatiques V :

$$V = 1215,17 \text{ N/ml}$$

$$V = 1215,17 \times 11 = 13366,87 \text{ N/ml} = 13,366 \text{ KN/ml}$$

$$V = 13,366 \text{ KN/ml}$$

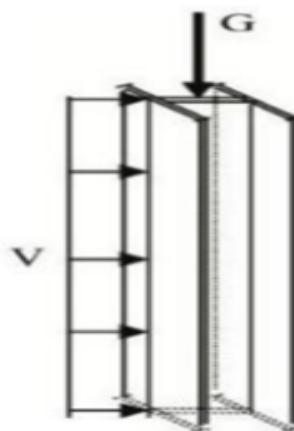


Figure 3.12: Représentation des charges et surcharges sur le potelet.

3.5.4. Dimensionnement du potelet :

3.5.4. 1. Calcul des charges et surcharges revenants au potelet :

Charges permanents G :

➤ Poids propre du bardage $= (11,65 + 5) \times (11,30 \times 11) = 2069,595 \text{ Kg}$

$$\rightarrow G = 2069,595 \text{ kg} = 20,70 \text{ KN}$$

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

$$f_z \leq f_{\text{adm}}$$

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

$$I_y \geq \frac{5 \times Q_z \times L^4 \times 200}{384 \times E}$$

$$\rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 13,366 \times 10^{-2} \times 1130^3 \times 200}{384 \times 21000} = 23915,87 \text{ cm}^4$$

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 IPE450 ($I_y = 33740 \text{ cm}^4$)

Les caractéristiques et les dimensions du profilé IPE 450 sont résumé dans le tableau suivant :

$h \text{ (mm)}$	$b \text{ (mm)}$	$t_f \text{ (mm)}$	$t_w \text{ (mm)}$	$I_y \text{ cm}^4$	$I_z \text{ cm}^4$	$W_{\text{ply}} \text{ cm}^3$	$W_{\text{plz}} \text{ cm}^3$	$A_{vz} \text{ cm}^2$	$A_{vy} \text{ cm}^2$
450	190	14,6	9,4	33740	1676	1702	276	50,9	47,9

Tableau 3.4: tableau des profilés d'IPE450

Evaluation de la charge permanente G (avec IPE 450) :

$$\rightarrow G = 2069,595 + (79,1 \times 11,30) = 29,634 \text{ KN}$$

3.5.5. Vérification de la section à la résistance :

3.5.5.1. Incidence de l'effort normal (effort axiale) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

Avec : $N_{sd} = 1,35G = 1,35 \times 29,634 = 40 \text{ KN}$

$$N_{pl, Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_m 0} = \frac{98,8 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3}{1,1} = 2470 \text{ KN}$$

$$\rightarrow 0,25 N_{pl, Rd} = 617,5 \text{ KN}$$

$$A_w = (A - 2b \cdot t_f) = 98,8 - (2 \times 19 \times 0,146) = 93,252 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow 0,5 \times \frac{A_w \times f_y}{\gamma_m 0} = 1165,65 \text{ KN}$$

- $N_{sd} = 40 \text{ KN} < 617,5 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

- ❖ La condition est vérifiée donc il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal

3.5.5.2. Vérification à la flexion :

$$M_{y, sd} \leq M_{C, Rd}$$

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) :

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

$$\text{Avec : } d_c = \frac{N_{sd}}{f_y \times t_w} = \frac{40}{27,5 \times 0,94} = 1,54 \text{ cm}$$

D'où :

$$\alpha = \frac{1}{378,8} \left(\frac{378,8 + 15,4}{2} \right) = 0,52 \leq 1$$

$$\alpha = 0,52 > 0,5 \text{ donc } \frac{d}{t_w} \leq \frac{396 \varepsilon}{13 \alpha - 1}$$

$$\rightarrow \frac{378,8}{6,2} = 61,09 \leq \frac{396 \times 0,924}{13(0,52) - 1} = 63,52 \text{ Condition vérifiée.}$$

Donc l'âme est de classe 1.

- Classe de la semelle (semelle comprimé) :

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

$$\text{Avec : } t_f = 14,6 \text{ mm ; } C = \frac{b}{2} = \frac{190}{2} = 95 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \frac{95}{14,6} = 6,50 \leq 9,2 \text{ Condition vérifiée.}$$

Donc l'âme est de classe 1.

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

$$\rightarrow M_{C, Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_m 0} = \frac{1702 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1,1} = 425,5 KN.m$$

$$M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times L^2}{8} \text{ Avec } Q_{z, sd} = 1,5V = 1,5(13,366) = 20,04 \text{ KN/m}$$

$$M_{y, sd} = 319,86 \text{ KN.m}$$

$M_{y, sd} = 319,86 \text{ KN.m} < M_{C, Rd} = 425,5 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$

3.5.5.3. Vérification de l'élément aux phénomènes instabilités :

Pour les éléments comprimé et fléchis, deux cas présentent :

➤ Flexion composée sans risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \times A \cdot f_y / \gamma_m 1} + \frac{K_y \cdot M_y \cdot sd}{W_{ply} \cdot f_y / \gamma_m 1} + \frac{K_z \cdot M_z \cdot sd}{W_{pi} \cdot z \cdot f_y / \gamma_m 1} \leq 1$$

➤ Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{X_z \times A \cdot f_y / \gamma_m 1} + \frac{K_{lt} \cdot M_y \cdot sd}{X_{lt} \cdot f_y / \gamma_m 1} + \frac{K_z \cdot M_z \cdot sd}{W_{pi} \cdot z \cdot f_y / \gamma_m 1} \leq 1$$

- Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis du déversement λ_{LT} :

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

$$\lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 86,81$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,92$$

Pour les poutres à section constante et doublement symétrique on peut utiliser la

$$\text{Formule approximative ci-après qui place en sécurité : } \lambda_{lt} = \frac{L/iz}{\sqrt{C1} [1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/iz}{h/t_f} \right)^2]^{1/4}}$$

Tel que :

- $C1 = 1,132$

- 1 : Position de maintien latéral $l = 1,5 \text{ m}$ (espacement entre les lisses)

- $h = 450 \text{ mm}$; $t_f = 14 \text{ mm}$; $iz = 4,11 \text{ mm}$

$$\lambda_{LT} = 31,16$$

$$\rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \frac{31,16}{86,81} = 0,35 < 0,4 \text{ Donc il n'y a pas un risque de déversement.}$$

Conclusion :

Le profilé IPE450 satisfait toutes les conditions de résistances de différente instabilité, donc il convient parfaitement comme potelet pour les pignons de notre hangar.

3.6. Conclusion :

Les dimensionnements que nous avons effectuée dans ce chapitre nous a permis de déterminer des types des profilés qui sont capables de résister leur poids propre et tous les efforts du vent. Et après les vérifications nécessaires de tous les éléments on a retenu les types suivants

- Les pannes : IPE 140 avec des liernes de diamètre ϕ_8
- un échantignole d'épaisseur $e = 20 \text{ mm}$
- Les potelets : IPE 450.

3.7. Etude de contreventement :

Introduction :

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action des forces horizontales telles que le vent, séismes, chocs,...etc. Ils sont alors conçus pour acheminer les charges horizontales jusqu'aux fondations.

3.8. Dispositions des contreventements :

Les contreventements sont disposés suivant les versants de la toiture dans les 2 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.

3.9. Calcul de la poutre au vent en pignon :

Cette poutre sera calculée comme une poutre treillis reposant sur deux appuis (palées de stabilité). Elle sera soumise à des forces horizontales.

3.10. Effort du vent sur les pignons :

La transmission des efforts sur le pignon passe successivement du bardage aux lisses, puis aux potelets, puis à la traverse du portique de rive. Ce dernier n'étant pas rigide transversalement, il est nécessaire de le stabiliser en construisant un dispositif, tant dans le plan de la toiture (poutre au vent) que dans le plan vertical (palée de stabilité).

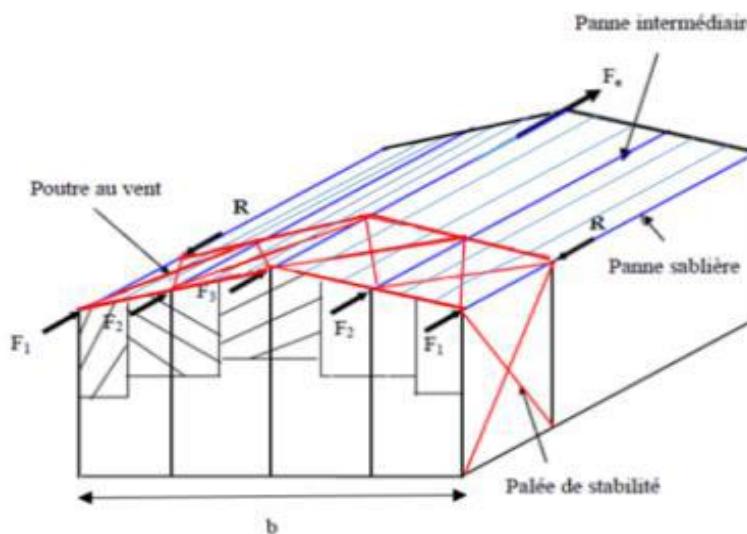


Figure 3.13 : Effort du vent sur les pignons

3.11. Évaluation des efforts dans la poutre au vent :

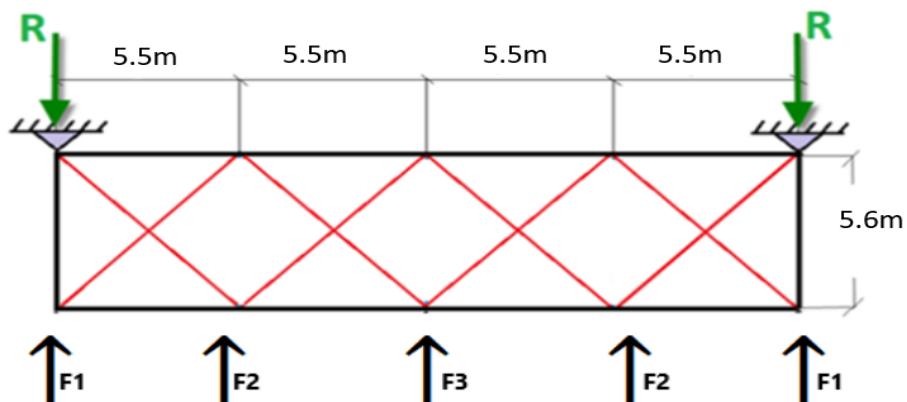


Figure 3.14 : Schéma statique de la poutre au vent

3.11.1. Evaluation des efforts horizontaux :

On a:

- $h_1=10,80\text{m}$
- $h_2=11,80\text{m}$
- $h_3=11,30\text{m}$

Et: - la force de frottement du vent perpendiculaire au pignon $F_{fr}=31,43\text{ KN}$ (chapitre 2)

La pression du vent : $W=1,2151\text{ KN/m}^2$ (chapitre 2)

$$F_i=1.5 \times (W_i \times S_i) + \frac{F_{fr}}{n}$$

$$S_i = h_i \times \frac{l_i}{n}$$

Avec :

$n=5$: nombre de noeuds au niveau de la toiture.

3.11.2. La force de frottement au niveau de la toiture :

$$W = 1.5 * 1,2151 = 1,82265 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Donc : } \frac{F_{fr}}{n} = \frac{31,43}{5} = 6,286 \text{ KN}$$

Les résultats de F_i sont résumés dans tableau suivant :

	1	2	3
$H_i(\text{m})$	10,80	11,80	11,30
$L_i(\text{m})$	5,5	5,5	5,5
$S_i(\text{m})$	11,88	12,98	12,43
$W_i(\text{KN/m}^2)$	1,8226	1,8226	1,8226
$F_{fr}(\text{KN})$	31,43	31,43	31,43
$F_i(\text{KN})$	38,76	41,77	40,26

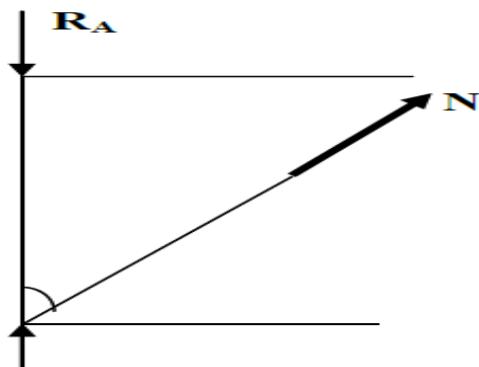
Tableau 3.5: Les résultats des forces F_i

3.11.3. Effort de traction dans les diagonales :

$$\sum F_{ext} = 0 \text{ On a : } R_A = R_B$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum F = 0 \\ \sum M/A = 0 \end{array} \right.$$

$$R_A = R_B = F_1 + F_2 + \frac{F_3}{2} = 99,90 \text{ KN}$$



3.11.4. Calcul des efforts dans les diagonales :

Figure 3.15 : Schéma statique de la poutre au vent

- **Calcul α :**

$$\operatorname{tg} \alpha_1 = \frac{5,6}{5,5} \leftrightarrow \alpha = \operatorname{arctg} \left(\frac{5,6}{5,5} \right) = 45,51^\circ$$

$$N = \frac{R-F1}{\cos \alpha} = \frac{99,90-38,76}{0,70} = 87,34 \text{ KN}$$

3.11.4. Section des diagonales :

On doit vérifier la condition suivante :

$$N_{sd} = N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_m o}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_m o}{f_y} = \frac{87,34 \times 1,1}{27,5} = 3,43 \text{ cm}^2$$

On opte pour des cornières L 60×60×4 d'une section A = 4.667 cm²

Avec un boulon de M₂₀ et trous de 22 mm.

3.12. Vérification à la résistance ultime de la section nette :

Cas de cornières assemblées par une seule aile, pour une attache avec deux boulons ou plus

$$N_{u, Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_m 2}$$

$$A_{net} = A_1 + A_2$$

$$A_1 = (6 \times 0,4) - (2,2 - 0,4) = 1,52 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (6 - 0,4) \times 0,4 = 2,24 \text{ cm}^2$$

$$A_{net} = 3,76 \text{ cm}^2$$

$$N_{u, Rd} = \frac{0,9 \times 3,76 \times 10^2 \times 430}{1,25} = 116,41 \text{ KN}$$

N_{sd}=87,34KN ≤ N_{u, Rd}=116,41KN.....Condition vérifiée.

3.14. Vérification des montants de la poutre au vent :

Les pannes (IPE140) sont dimensionnées en flexion déviée, Elles assurent aussi la fonction de montant de la poutre au vent, donc on doit les vérifier à la flexion bi-axiale sous l'effort de soulèvement, plus l'effort normal de compression due aux forces d'entraînement, par contre la poutre sablière ne reçoit pas des charges verticales et assure aussi la fonction de montant, on doit la vérifier au flambement simple sous un effort de compression.

3.15. Détermination des efforts dans les montantes :

$$N_{sd} = 87,34 \text{ KN}$$

3.16. Vérification de la résistance des montants :

Les montants sont soumis à la flexion bi-axiale plus un effort normal donc la vérification à faire et comme suit :

On calcul :

$$\lambda_{lt} = \frac{L/iz}{\sqrt{C1} [1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/iz}{h/tf} \right)^2]^{1/4}}$$

$\lambda L = 1,262 > 0,4$; Donc il ya un risque de déversement

On doit vérifier :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{ply}} + \frac{K_{lt} \times M_y}{\chi_{lt} \times M_{ply}} \leq 1$$

Dans le chapitre 3 on a :

$$M_y = 10,60 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply} = 22,07 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl} = 410 \text{ KN}$$

$$\chi_{lt} = 0,5$$

On calcule les élancements réduits puis en détermine χ_{min} :

$$lk_z = 0,5 \text{ l} = 0,5 \times 5,6 = 2,8 \text{ m}$$

$$lk_y = l = 5,6 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{lk_y}{i_y} = \frac{560}{5,74} = 97,56 \rightarrow \lambda_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} = \frac{97,56}{86,81} = 1,12$$

$1,12 > 0,2$ il y'a un risque de flambement

$$\lambda_z = \frac{lk_z}{i_z} = \frac{280}{1,65} = 169,69 \rightarrow \lambda_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} = \frac{169,69}{86,81} = 1,95$$

$1,95 > 0,2$ il y'a un risque de flambement

Choix de la courbe du flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{140}{73} = 1,91 > 1,2$$

D'où :

- ZZ → Courbe (b) → $\alpha_z = 0,34$
- YY → Courbe (a) → $\alpha_y = 0,21$

$$t_f = 6,9 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

On a :

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + (\varphi_z^2 - \lambda_z^2)^{0,5}}$$

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + (\varphi_y^2 - \lambda_y^2)^{0,5}}$$

$$\phi_z = 0,5[1 + \alpha_z(\lambda_z - 0,2) + \lambda_z^2] = 2,69 \rightarrow \chi_z = 0,22$$

$$\phi_y = 0,5[1 + \alpha_y(\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2] = 1,22 \rightarrow \chi_y = 0,58$$

$$\chi_{min} = \min(0,22 ; 0,58) = 0,22$$

Calcul K_{lt} :

$$K_{lt} = 1 - \frac{\mu_{lt} \times N_{st}}{\chi_z \times N_{pl}}$$

$$\mu_{lt} = 0,15 \times \lambda_z \times \beta_{mlt} - 0,15$$

$$\lambda_z = 1,95$$

$\beta_{mlt} = 1,3$ (Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie)

$$\mu_{lt} = 0,15 \times 1,95 \times 1,3 - 0,15 = 0,23$$

$$K_{lt} = 1 - \frac{0,23 \times 87,34 \times 10^3}{0,22 \times 410 \times 10^3} = 0,77 < 1$$

On vérifie :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{ply}} + \frac{K_{lt} \times M_y}{\chi_{lt} \times M_{ply}} \leq 1$$

$$\frac{87,34 \times 10^3}{0,22 \times 410 \times 10^3} + \frac{0,77 \times 10,60}{0,50 \times 22,07} = 1,63 > 1$$

La condition n'est pas vérifiée, on doit augmenter la section des montantes

3.17. Etude de contreventement vertical :

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

On ne fait travailler que les diagonales tendues, comme dans le cas de la poutre au vent.

3.17.1. Détermination des efforts dans les barres :

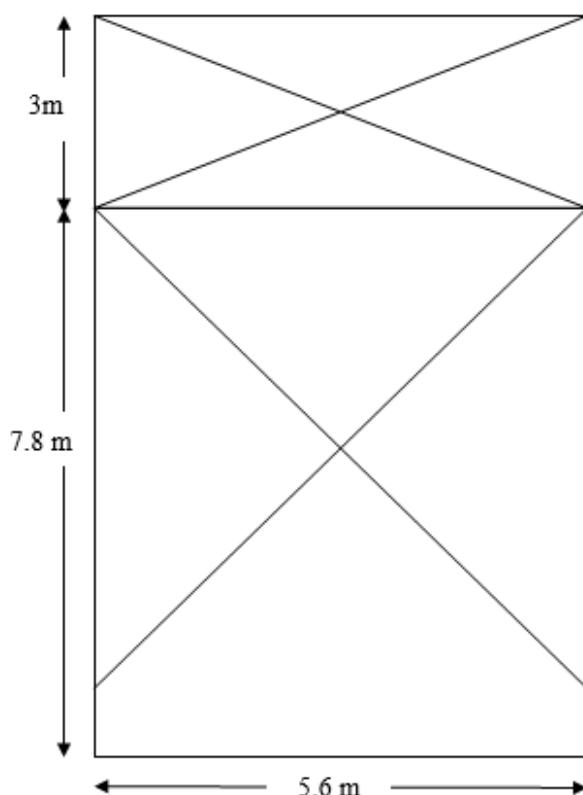


Figure 3.16 : Schéma disposition du contreventement.

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{3}{5,6}\right) = 28,17^\circ$$

$$\beta = \tan^{-1}\left(\frac{7,8}{5,6}\right) = 54,32^\circ$$

- R : La réaction à l'appui
- F : La force du vent au nœud

$$N \cos(\alpha) = R - F1$$

$$N = \frac{R - F1}{\cos \alpha} = \frac{87,34 - 38,76}{0,881} = 55,14 \text{ KN}$$

3.17.2. Section de la diagonale :

-Calcul de la section brute :

La section brute doit vérifier la résistance suivant :

$$N_{max} \leq N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{mo}} \rightarrow A = \frac{N_{max} \times \gamma_{mo}}{f_y} = \frac{55,14 \times 1,1}{27,5} = 2,20 \text{ cm}^2$$

Donc on opte la cornière $60 \times 60 \times 4$ avec $A = 4,45 \text{ cm}^2$. Avec des boulons M20 donc $d_0 = 22\text{mm}$

-Vérification de la section nette :

La vérification à faire est comme suite :

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

On a:

$$A_{net} = A_1 + A_2$$

$$A_1 = (6 \times 0,4) - (2,2 \times 0,4) = 1,52 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (6 - 0,4) \times 0,4 = 2,24 \text{ cm}^2$$

$$A_{net} = 3,76 \text{ cm}^2$$

$$N_{urd} = \frac{0,9 \times 3,76 \times 10^2 \times 430}{1,25} = 116,41 \text{ KN}$$

$$N_{tsd} = 55,14 \text{ KN} < N_{urd} = 116,41 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée.

3.18. Calcul de la poutre sablière :

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

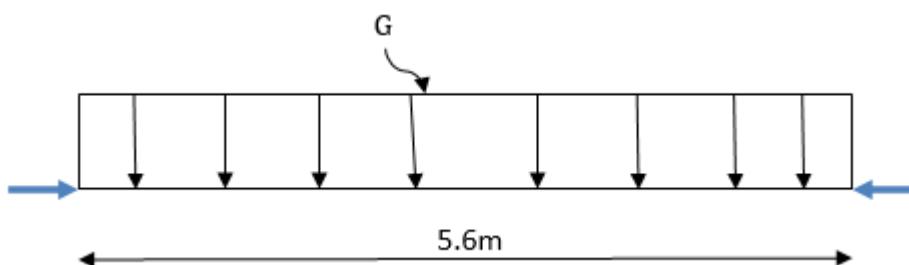


Figure 3-17 : Schéma statique de la poutre sablière

La poutre sablière reçoit la réaction de la poutre au vent de pignon calculé précédemment $N_{tsd} = 87,34 \text{ KN}$

3.18.1. Prédimensionnement :

Le pré dimensionnement se fait en compression simple :

$$N_{tsd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{mo}} \rightarrow A = \frac{N_{tsd} \times \gamma_{mo}}{f_y} = \frac{87,34 \times 1,1}{27,5} = 3,49 \text{ cm}^2$$

On opte pour un HEA120 de $A=25,30\text{cm}^2$

3.18.2. Vérification au flambement :

On doit vérifier la condition suivante

$$N_{\max} \leq \frac{\beta_a \times f_y \times A \times \chi_{min}}{\gamma_{m1}}$$

Calcul de l'élancement réduit :

$$\lambda_{cr} = 93,9 \varepsilon = 93,9 \times 0,92 = 86,81$$

$$I_{k_y} = I_{k_z} = I = 5,6 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{I_{k_y}}{i_y} = \frac{560}{4,89} = 114,51 \rightarrow \lambda_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} = \frac{114,51}{86,81} = 1,31$$

$1,31 > 0,2$ il y'a un risque de flambement

$$\lambda_z = \frac{I_{k_z}}{i_z} = \frac{560}{3,02} = 185,43 \rightarrow \lambda_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} = \frac{185,43}{86,81} = 2,13$$

$2,13 > 0,2$ il y'a un risque de flambement

Choix de la courbe du flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{114}{120} = 0,95 < 1,2$$

D'où :

- ZZ → Courbe (c) → $\alpha_z = 0,49$
- YY → Courbe (b) → $\alpha_y = 0,34$

$$t_f = 8 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

On a :

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + (\varphi_z^2 - \lambda_z^2)^{0,5}}$$

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + (\varphi_y^2 - \lambda_y^2)^{0,5}}$$

$$\phi_z = 0,5[1 + \alpha_z(\lambda_z - 0,2) + \lambda_z^2] = 3,24 \rightarrow \chi_z = 0,17$$

$$\phi_y = 0,5[1 + \alpha_y(\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2] = 1,54 \rightarrow \chi_y = 0,43$$

$$\chi_{min} = \min(0,17 ; 0,43) = 0,17$$

$$\frac{\beta_a \times f_y \times A \times \chi_{min}}{\gamma_{m1}} = \frac{1 \times 27,5 \times 25,30 \times 0,17}{1} = 69,57 \text{ KN}$$

$$N_{tsd} = 87,34 \text{ KN} \geq 69,57 \text{ KN}$$

Condition non vérifiée, on augmente la section du profilé à HEA180

$$\chi_{min} = 0,21$$

$$\frac{\beta_a \times f_y \times A \times \chi_{min}}{\gamma_{m1}} = \frac{1 \times 27,5 \times 45,3 \times 0,21}{1} = 261,60 \text{ KN}$$

$N_{tsd} = 87,34 \text{ KN} < 261,60 \text{ KN}$La condition est vérifiée.

3.18.3. Vérification à la résistance :

La Vérification à faire est comme suit :

On calcul :

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l}{iz}}{\sqrt{c_1[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{l}{\frac{iz}{tf}} \right)^2]}} = 28,41$$

$$\lambda_{lt} = \left(\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \right) = \frac{28,41}{86,81} = 0,32 < 0,4 \rightarrow \text{Y a pas un risque de déversement}$$

Chapitre 4 :

Etude du pont roulant.

4.1 Introduction :

Le déplacement d'objets lourds dans une salle industrielle nécessite souvent l'utilisation de machines spécialisées, appelées engins de manutention ou de levage. Parmi les équipements couramment employés, on trouve les ponts roulants, dont les caractéristiques techniques sont définies par le fabricant.

Les ponts roulants permettent de déplacer des charges sur l'ensemble de la surface d'un hall industriel. Installés en hauteur, ils se déplacent sur des rails fixés à des poutres de roulement, elles-mêmes soutenues par des structures en surplomb ou des poteaux porteurs.

Ce chapitre consiste à représenter le calcul de chemin de roulement support un pont roulant d'une portée de **21m** (distance entre axe des poutres de roulement) avec une capacité de levage **15 tonne**.

Les chemins de roulement sont des poutres de **5.6m** de travée qui s'appuient sur des consoles assemblées aux poteaux des portiques.

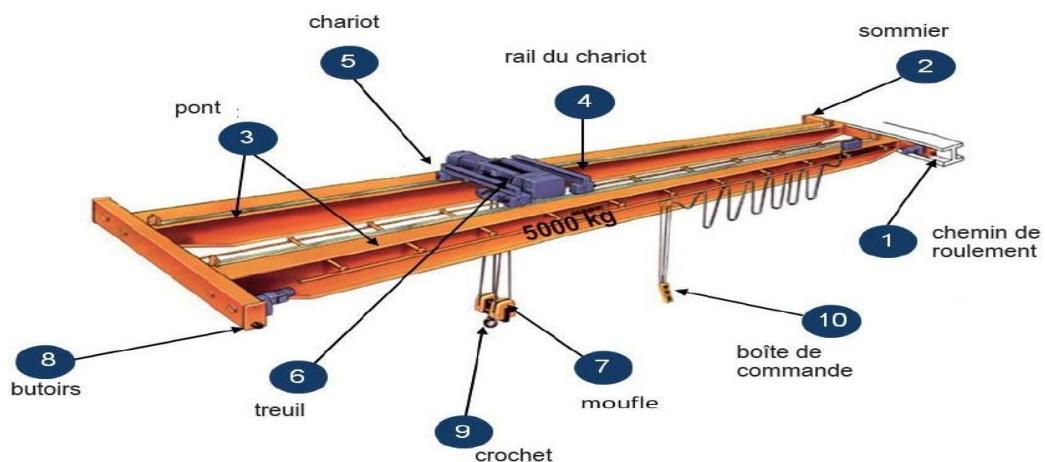


Figure 4.1 : Schéma du pont roulant.

Tel que :

- **Le chemin de roulement :**

Est la structure porteuse de l'engin de levage, constituée de deux poutres de roulement et ses supports, les deux poutres parallèles surmontées d'un rail spécial et sur lesquelles circule le pont roulant.

- **La poutre de roulement :**

Est l'élément porteur longitudinal de la voie, sur lesquelles le pont déplace elles sont généralement prévues en profilés laminés à chaud I ou H, vois des PRS en cas de portée et charges importantes, les poutres de roulement sont des poutres simples ou continues, Leurs appuis sont constitués par corbeaux fixés sur les poteaux de la halle.

- Les éléments mobiles (crochet, chariot, pont) d'un engin de manutention permettent d'effectuer simultanément trois genres de mouvement :
- Levage : mouvement vertical de la charge levée
- Direction : mouvement du chariot transversal.
- Translation : mouvement du pont roulant longitudinal.

4.2 Caractéristique moyenne des pont roulants courants :

Le pont roulant utilisé dans ce projet est de type **mono-poutre**, conçu pour une **utilisation en service intermittent**, avec des charges de levage variant de **zéro à la charge nominale**.

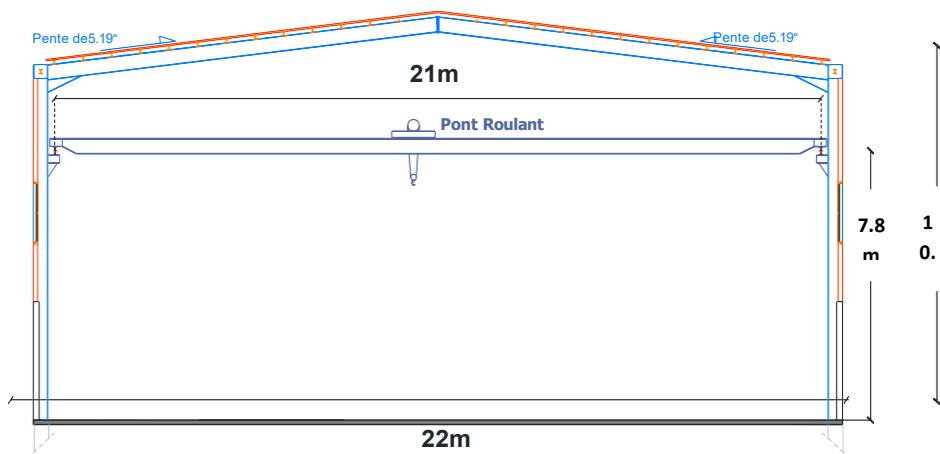
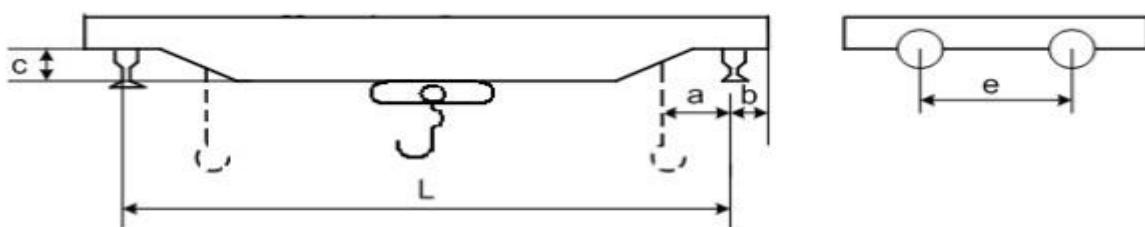


Figure4.2 : Présentation de pont roulant sur le portique.

La poutre principale du pont roulant supporte un chariot ainsi qu'une charge maximale de 15 tonnes. Les caractéristiques techniques du pont roulant, présentées ci-dessous, sont extraites d'une fiche technique.



Puissance N(t)	L(m)	a _{min} (m)	b(m)	c(m)	e(m)
15	21	1	0.35	0.6	3.6

Tableau4.1 : Les mesures de pont roulant.

4.3 Caractéristique mécanique de pont roulant :

Puissance(t)	Portée (m)	Vitesse(m/min)			Poids (t)		
		Vitesse de levage	Direction	Translation	Pont	Chariot	Total
N	L				B	K	B+K
15	21	5	30	70	19.5	5	24.5

Tableau4.2 : Les charges et les vitesses caractérisé par le pont.

R_{min} et R_{max} sont respectivement les réactions minimales et maximales sur une galet lorsqu'il prend la position extrême sur la poutre roulante.

4.4 Classement des ponts roulants :

Suivant les conditions d'utilisation :

B : Utilisation régulière en service intermittent.

2 : Soulèvement de charges variant de zéro (0) à la charge nominale.

D'où les groupes en fonction de ces caractéristiques :

I	A-1	A-2	B1	C-1
II	A-3	B-2	-	C-2
III	-	B-3	-	C-3

Tableau4.3 : Classements des ponts roulants.

4.5 Coefficients :

C : coefficient d'adhérence d'un galet sur son rail

φ : Coefficient de majoration dynamique des réactions verticales

Groupe du pont Roulant	Chemin de Roulement φ_1	Support de chemin de roulement φ_2	C
Pont d'atelier à crochet « II »	1,15	1,05	0,20

Tableau4.4 : Valeur des coefficients d'adhérence et de majoration dynamique des réactions.

4.6 Etude de la poutre de roulement « PDR » :

Les **poutres de roulement** constituent une partie essentielle de la charpente, assurant le **déplacement du pont roulant**. Elles reposent généralement sur les **poteaux du portique**.

Selon la configuration, les poutres de roulement peuvent être installées en **travées indépendantes** ou en **continuité**. Dans le cadre de notre étude, nous avons opté pour des **travées indépendantes**, afin d'obtenir des **poutres isostatiques**, plus simples à analyser et à dimensionner.

Les **conditions d'exploitation** des poutres de roulement sont principalement influencées par les facteurs suivants :

- **La surcharge verticale mobile** générée par le déplacement du pont roulant, induisant des **efforts dynamiques** sur la poutre.
- Les **galets de roulement** appliquent des **pressions concentrées** importantes sur l'âme de la poutre, entraînant des **déformations locales**.
- Les **forces de freinage latérales** provoquent une **flexion horizontale** de la **membrure supérieure** de la poutre, sollicitant celle-ci dans son plan transversal.

4.7 Réactions d'un galet du pont roulant en charge :

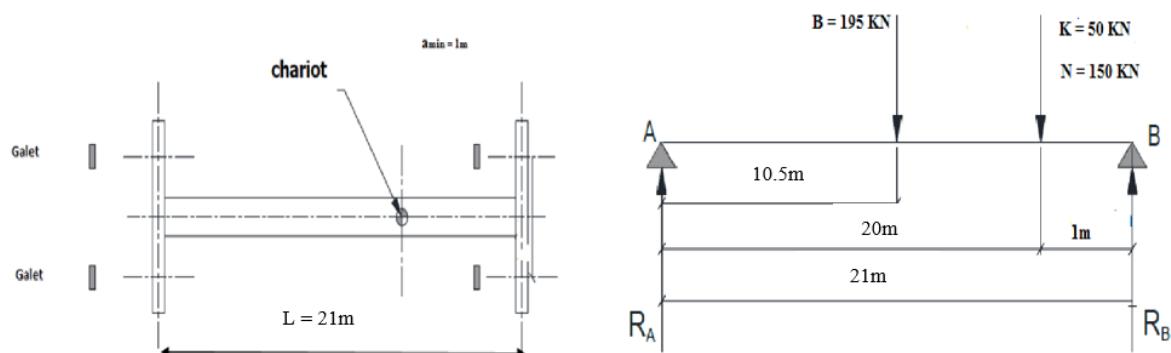


Figure4.3 : Réactions verticales aux galets.

- **Calcul des réactions au niveau des galets :**

$$\sum M / A = 0 \rightarrow R_B L_p - (K + N) (L_p - a_{min}) - B (L_p / 2) = 0$$

$$21R_B - (50 + 150) (21 - 1) - 195 (21/2) = 0$$

$$R_B = 288 \text{ Kn}$$

$$\sum F/yy = R_A + R_B - B - N - K$$

$$R_A + 288 - 195 - 150 - 50 = 0$$

$$R_A = 107 \text{ Kn}$$

➤ **Réaction verticale :**

R_{max} : Réaction maximale statique (pont immobile).

R_{min} : Réaction minimale statique (pont immobile).

Nombre de galets par appuis n = 2

$$R_{max} = \frac{R_B}{2} = \frac{288}{2} = 144 \text{ Kn}$$

$$R_{min} = \frac{R_A}{2} = \frac{107}{2} = 53.5 \text{ Kn}$$

➤ **Charges verticales avec majoration dynamique :**

Les valeurs des réactions sur les galets en tenant compte de la majoration dynamique sont :

$$RV_{max} = \Psi_1 \cdot R_{max} = 1.15 \times 144 = 165.5 \text{ Kn}$$

$$RV_{min} = \Psi_1 \cdot R_{min} = 1.15 \times 53.5 = 61.52 \text{ Kn}$$

➤ **Charges horizontales longitudinales avec majoration dynamique :**

Pour tenir compte de l'effet du freinage longitudinal de translation du pont roulant ainsi que des réactions qui peuvent être provoquées par le tamponnement de ce dernier sur les boutoirs de fin course, des réactions horizontales longitudinales doivent être prévues comme suit :

$$RL_{max} = C \cdot R_{max} = 0.2 \times (144) = 28.8 \text{ Kn}$$

$$RL_{min} = C \cdot R_{min} = 0.2 \times (53.5) = 10.7 \text{ Kn}$$

➤ **Charges horizontales transversales avec majoration dynamique :**

- Chariot au milieu de la portée :

$$R_{H1} \max \pm [0.024(K + N + B) L_p / e + 0.021(N + K)] / n$$

$$R_{H1} \max \pm [0.024(50 + 150 + 195) 21 / 3.6 + 0.021(150 + 50)] / 2 = 29.75 \text{ Kn}$$

$$R_{H1} \min \pm [0.024(K + N + B) L_p / e - 0.021(N + K)] / n$$

$$R_{H1} \min \pm [0.024(50 + 150 + 195) 21 / 3.6 - 0.021(150 + 50)] / 2 = 25.55 \text{ Kn}$$

- Chariot à l'extrême de la portée :

$$R_{H2} \max \pm [0.0052(K+N+5B) Lp/e + 0.021(N+ K)] /n$$

$$R_{H2} \max \pm [0.0052(50+150+5 \times 195) 21/3.6 + 0.021(150+ 50)] /2 = 19.92 \text{ Kn}$$

$$R_{H2} \min \pm [0.0052(K+N+5B) Lp/e - 0.021(N+ K)] /n$$

$$R_{H2} \min \pm [0.0052(50+150+5 \times 195) 21/3.6 - 0.021(150+ 50)] /2 = 15.72 \text{ Kn}$$

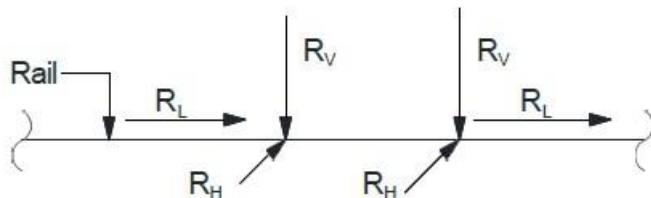


Figure4.4 : Récapitulatif des réactions sur les galets.

Reaction	$R_V[\text{KN}]$	$R_L[\text{KN}]$	$R_{H1}[\text{KN}]$	$R_{H2}[\text{KN}]$
Max	165.5	28.8	29.75	19.92
Min	61.52	10.7	25.55	15.72

Tableau4.4 : Récapitulatif des réactions sur les galets.

4.8 Réactions d'un galet du pont roulant en charge :

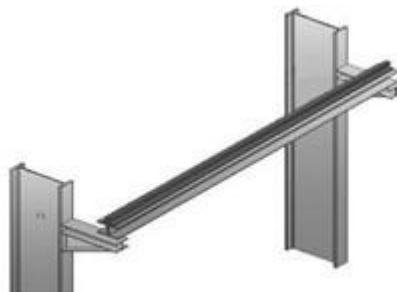


Figure4.5 : Schéma de la poutre de roulement.

4.8.1 Les charges à considérer :

- **Charges permanentes :**

Elle comprend tous les poids propres de tous les éléments constituant le chemin de Roulement :

Rail de roulement, poutre verticale de roulement, passerelle, poutre verticale latérale à La console supportant la passerelle.

- **Charges roulantes**

Toutes les réactions verticales et horizontales des galets de roulement et Éventuellement de guidage du pont.

Ces réactions sont fonction de :

- Poids du pont et son équipement.
- Poids du chariot et son équipement.
- La charge à lever et ses accessoires.

- **Charges mobiles appliqués sur la passerelle :**

Elles sont dues à la circulation du personnel assurant la manœuvre d'entretien du Pont ainsi qu'au poids du matériel nécessaire à la réparation éventuelle.

4.9 Prédimensionnement de la poutre de roulement :

La flèche admissible est obtenue quand les deux charges sont en position symétrique Par rapport au milieu de la poutre.

$$\text{Limite de la flèche admissible : } fadm = \frac{l}{600} = \frac{560}{600} = 0.93 \text{ cm} = 9.3\text{mm}$$

$$f_{\max} = \frac{Rv_{\max} (l-e)[3l^2-(l-e)^2]}{48E \times I_y} \leq \frac{l}{600}$$

$$I_y \geq \frac{Rv_{\max} (l-e)[3l^2-(l-e)^2] \times 600}{48E \times I_y \times l} \rightarrow I_y \geq \frac{165.5 (5.6-3.6)[3 \times 5.6^2 - (5.6-3.6)^2] \times 600}{48 \times 2.1 \times 10^8 \times 5.6} \rightarrow I_y \geq 31692.68\text{cm}^4$$

La poutre de roulement choisi est HEA400 avec $I_y=45070 \text{ cm}^4$:S275

Profilé HEA 400	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques			
	G Kg/m	A cm ²	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
	125	159	390	300	19	11	45070	8564	2562	872.9

Tableau 4.5 : Caractéristiques du profilé HEA400

4.10 Choix du rail :

Le tableau de surcharges admissible sur les galets nous donne en fonction du diamètre Des galets les caractéristiques du rail, on prend comme rail du pont roulant A65.

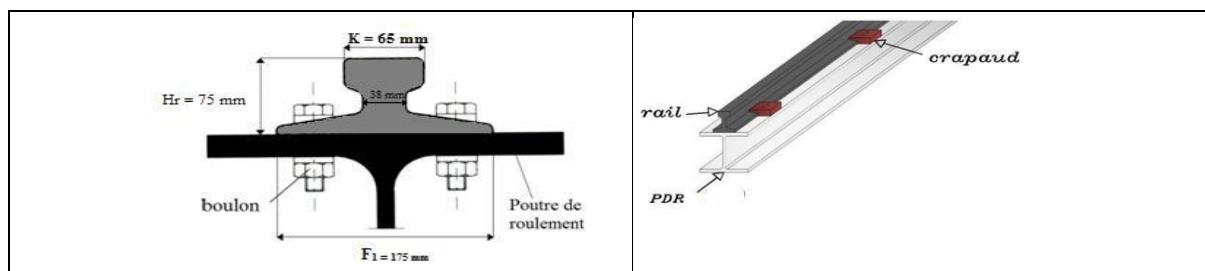


Figure 4.6 : Schéma (PDR+ rail).

- **Dimensions du rail de pont roulant :**

Surface(cm ³)	P (kg/ml)	I _y (cm ⁴)	W _y (cm ³)	I _z (cm ⁴)	W _z (cm ³)	K (mm)	Hr (mm)
56.4	43.5	327	73.7	609	69.6	65	75

Tableau 4.6 : Caractéristiques du rail.

4.11 Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche sera faite pour les deux directions (horizontal et verticale). La flèche maximale sera obtenue en plaçant les deux galets du pont roulant symétriquement par rapport au milieu de la poutre de roulement.

4.11.1 Vérification de la flèche verticale :

Poids propre de la PDR : $P_p = 1.25 \text{ Kn/m}$

Poids propre du rail : $P_R = 0.435 \text{ Kn/m}$

$$Q = P_p + P_r = 1.25 + 0.435 = 1.685 \text{ Kn/m} \rightarrow 1.685 \times 5.6\text{m} = 9.436 \text{ Kn}$$

- Charge repartie :

$$f1\max = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times Iy}$$

$$f1 \max = \frac{5 \times 1.685 \times 5600^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 45070 \times 10^4}$$

$$f1max = 0.22 \text{ mm}$$

- **Charge roulante :**

$$f2_{\max} = \frac{Rvmax(L-e)(3L^2-(L-e)^2)}{48 \times E \times Iy}$$

$$f2 \max = \frac{165.5 \times 10^3 (5600 - 3600)(3 \times 5600^2 - (5600 - 3600)^2)}{48 \times 21 \times 10^5 \times 45070 \times 10^4}$$

$$f2 \max = 6.56 \text{ mm}$$

Condition à vérifier :

$$f_{max} = f_{1max} + f_{2max} \leq f_{adm}$$

$$f_{max} = 0.22 + 6.56 = 6.78 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 6.78mm \leq f_{adm} = \frac{5600}{600} = 9.33mm \dots$$

Condition

vérifiée

4.11.2 Vérification de la flèche horizontale :

$$f_{\max} = \frac{Rh1 \max(L - e)(3L^2 - (L - e)^2)}{48 \times E \times Ise}$$

Ise : Inertie de la semelle supérieure de la PDR

$$Ise = \frac{tf \times b^3}{12} = \frac{19 * 300^3}{12} = 42752 \text{ cm}^4$$

$$f_{\max} = \frac{29.75 \times 10^3 (5600 - 3600)(3 \times 5600^2 - (5600 - 3600)^2)}{48 \times 2.1 \times 10^5 \times 42752 \times 10^4}$$

$$f_{\max} = 1.24 \text{ mm} \leq f_{adm} = \frac{5600}{600} = 9.33 \text{ m} \dots \text{ Condition vérifiée}$$

4.12 Détermination des efforts :

- **Calcul des sollicitations internes :**

Les poutres de roulement dans notre projet sont conçues en tronçons de 5.6m de long supporté par deux appuis (isostatique).

➤ **Calcul du moment fléchissant maximum :**

- **Moment dû aux charges mobiles :**

Le moment fléchissant maximum dû aux charges mobiles déterminé par le théorème de BARRE est défini comme suite :

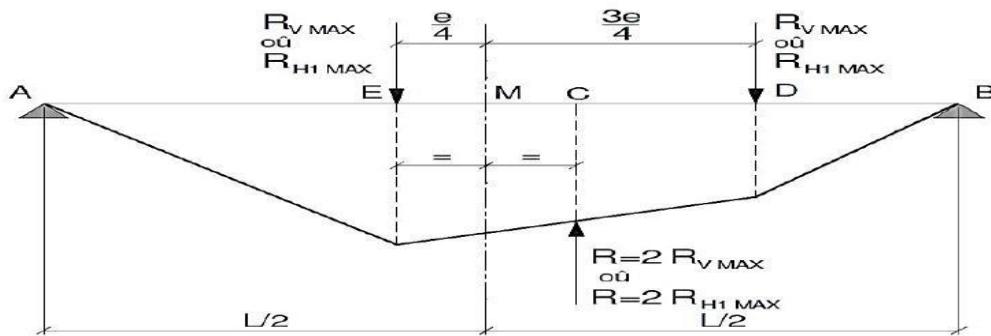


Figure 4.7 : moment fléchissant dû aux charges mobiles.

$$M_{\max} = R_{V \max} [(L-e/2)^2] / 2L = 165.5 [(5.6-3.6/2)^2] / (2 \times 5.6) = 213.37 \text{ Kn.m}$$

$$M_{z \max} = R_{H1 \max} [(L-e/2)^2] / 2L = 27.75 [(5.6-3.6/2)^2] / (2 \times 5.6) = 35.77 \text{ Kn.m}$$

- **Moment dû au poids propre du chemin de roulement :**

Le moment maximum dû au poids propre du chemin de roulement sera déterminé en considérant le poids de la poutre de roulement ainsi que le poids du rail.

$$q = P_p + P_r$$

$$q = 1.25 + 0.435 = 1.685 \text{ Kn.m}$$

$$M_{q \cdot \max} = q \frac{l}{2} x - q \frac{x^2}{2} \text{ avec : } (x = \frac{l}{2} - \frac{e}{4})$$

$$x = \frac{5.6}{2} - \frac{3.6}{4} = 1.9$$

$$M_{q \cdot \max} = (1.685 \frac{5.6}{2} \times 1.9) - (1.685 \frac{1.9^2}{2}) = 5.92 \text{ Kn.m}$$

- **Moment combiné pondéré :**

$$My.sd = 1.35 Mq_{Max} + 1.5 My_{Max} = 1.35 \times (5.92) + 1.5 \times (213.37) = 328.047 \text{ KN.m}$$

$$Mz.sd = 1.5 Mz_{Max} = 1.5 \times (35.77) = 53.65 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul du l'effort tranchant maximum :

- **Effort tranchant dû aux charges mobiles :**

L'effort tranchant maximum dû aux charges mobiles est obtenu en plaçant ces charges le plus proche possible des appuis.

$$V_y.max = \frac{V_{zmax}}{R_{y_{max}}} \times R_{1max}$$

$$V_z.max = \frac{V_{max}}{L} \times e = \frac{165.5}{5.6} \times 3.6 = 106.39 \text{ Kn}$$

$$\rightarrow V_y.max = \frac{106.39}{165.5} \times 29.75 = 19.12 \text{ Kn}$$

- **Effort tranchant dû au poids propre du chemin de roulement :**

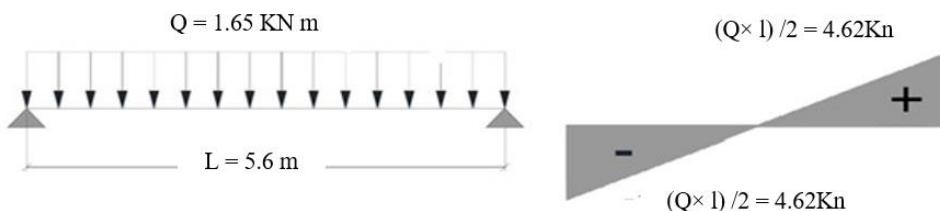


Figure 4.8 : Charge et effort tranchant dues au chemin de roulement.

- **Effort tranchants combinés pondérés :**

$$V_z.sd = 1.35 V_{q,Max} + 1.5 V_{z,Max}$$

$$V_z.sd = 1.35 \times 4.62 + 1.5 \times 106.39 = 165.82 \text{ Kn}$$

$$V_y.sd = 1.5 V_{y,Max} = 1.5 \times 19.12 = 28.68 \text{ Kn}$$

➤ Calcul de l'effort normale maximum :

Les charges horizontales longitudinales dû aux effets du freinage du pont roulant impliqueront dans la poutre de roulement un effort normal de compression.

$$N_{sd} = 1.5 \times 2 \times R_{LMax}$$

$$N_{sd} = 1.5 \times 2 \times 28.8$$

$$N_{sd} = 86.4 \text{ Kn}$$

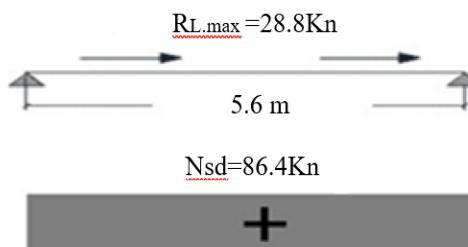


Figure 4.9 : Effort normal

4.13 Vérification de la section à la résistance :

4.13.1 Vérification de la flexion bi-axiale composée :

Les éléments à section transversale sollicités en flexion bi-axiale et en compression axiale doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

$V_{sd} < 0.5 V_{pl,z,rd}$ (pour l'effort tranchant)

$$N_{sd} < \min (0.25 N_{pl,z,rd} ; 0.5 \frac{A_w \times f_y}{\gamma_m 0}) \quad (\text{pour l'effort normal})$$

La vérification est menée en considérant l'effort tranchant max obtenu pour une disposition du pont qui est différente de la disposition ayant donné M_{max} (en réalité pour un calcul exact l'effort tranchant à considérer est celui obtenu pour la disposition de M_{max})

$$V_{z, sd} \leq 0.5 V_{pl, z, rd} \quad \text{et} \quad V_{z, sd} = 165.82 \text{ Kn}$$

$$V_{pl, z, rd} = A_{pl} \times \frac{f_y \sqrt{3}}{\gamma_m 0} = 57.33 \times 10^2 \left(\frac{275 \sqrt{3}}{1.1} \right) \times 10^{-3} = 2482.46 \text{ Kn}$$

$$\text{Donc : } V_{z, sd} = 165.82 \text{ Kn} \leq 0.5 V_{pl, z, rd} = 1241.23 \text{ Kn}$$

Il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

4.13.2 Incidence de l'effort normal :

$$N_{sd} \leq 0.25 N_{pl, z, rd} \quad N_{sd} = 86.4 \text{ Kn}$$

$$N_{pl, z, rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_m 0} = \frac{159 \times 275}{1.1} \times 10^{-1} = 3975 \text{ Kn}$$

$$A_w = A - 2b \cdot t_f = (159) - (2(30)(1.2)) = 87 \text{ cm}^2$$

$$0.25 N_{pl, z, rd} = 0.25(3975) = 993.75 \text{ Kn}$$

$$0.5 \times \frac{A_w \times f_y}{\gamma_m 0} = 0.5 \times \left(\frac{87 \times 275}{1.1} \right) \times 10^{-1} = 1087.5 \text{ Kn}$$

Donc :

$$N_{sd} = 86.4 \text{ Kn} \leq 0.25 N_{pl, z, rd} = 993.75 \text{ Kn}$$

$$N_{sd} = 86.4 \text{ Kn} \leq 0.5 \times \frac{A_w \times f_y}{\gamma_m 0} = 1087.5 \text{ Kn}$$

Les deux conditions sont vérifiées alors il n'y a pas d'interaction entre M et N.

4.14 Vérification de l'élément aux instabilités :

➤ **Flambement par rapport à y-y :**

$$\lambda_y = \frac{Ly}{I_y} = \frac{560}{16.84} = 33.25$$

$$\lambda_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \text{Avec : } \lambda_1 = \sqrt{\frac{E}{F_y}} \times \pi = \sqrt{\frac{210000}{275}} \times \pi = 86,81$$

$$\rightarrow \lambda_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{33.25}{86.81} = 0.38$$

• **Courbe de flambement :**

$$\frac{h}{b} = \frac{390}{300} = 1.3 \geq 1.2$$

$tf = 19 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm} \rightarrow \text{axe de flambement y-y} \rightarrow \text{courbe a} \rightarrow \alpha = 0.21$

$$\varphi_y = 0.5[1 + \alpha(\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^2] = 0.5[1 + 0.21(0.38 - 0.2) + 0.38^2] = 0.59$$

$$X_y = \frac{1}{\varphi_y + \varphi_y^2 + \lambda_y^2} = \frac{1}{0.59 + 0.59^2 + 0.38^2} = 0.9237$$

➤ **Flambement par rapport à z-z :**

$$\lambda_z = \frac{L_z}{I_z} = \frac{560}{7.34} = 76.29$$

$$\lambda_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \text{Avec : } \lambda_1 = \sqrt{\frac{E}{F_y}} \times \pi = \sqrt{\frac{210000}{275}} \times \pi = 86,81$$

$$\rightarrow \lambda_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{76.29}{86.81} = 0.87$$

• **Courbe de flambement :**

$$\frac{h}{b} = \frac{390}{300} = 1.3 \geq 1.2$$

$tf = 19 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm} \rightarrow \text{axe de flambement z-z} \rightarrow \text{courbe b} \rightarrow \alpha = 0.34$

$$\varphi y = 0.5[1 + \alpha(\lambda y - 0.2) + \lambda y^2] = 0.5[1 + 0.34(0.87 - 0.2) + 0.87^2] = 0.99$$

$$X_Z = \frac{1}{\varphi y + \varphi y^2 + \lambda y^2} = \frac{1}{0.99 + 0.99^2 + 0.87^2} = 0.3667$$

$$X_{\min} = \min(X_y, X_z) = \min(0.9237 ; 0.3667) = 0.3667$$

- **Coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} :**

$$C_1 = 1.046 \quad [\text{tableau F.1.1 page F-3 EC 3}]$$

$$\lambda_{lt} = \frac{L/iz}{\sqrt{C_1} [1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/iz}{h/t_f} \right)^2]^{1/4}}$$

$$\lambda_{lt} = \frac{560/7.34}{\sqrt{1.046} [1 + \frac{1}{20} \left(\frac{560/7.34}{390/19} \right)^2]^{1/4}} = 65.41$$

$$\lambda = \frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} = \frac{65.41}{86.81} = 0.75 \text{ Avec } \alpha_{lt} = 0.21$$

$$\varphi y = 0.5[1 + \alpha(\lambda y - 0.2) + \lambda y^2] = 0.5[1 + 0.21(0.75 - 0.2) + 0.75^2] = 0.84$$

$$X_{lt} = \frac{1}{\varphi y + \varphi y^2 + \lambda y^2} = \frac{1}{0.84 + 0.84^2 + 0.75^2} = 0.4743$$

- **Calcul des coefficients d'interaction k_{ij} :**

- **Coefficient d'interaction K_y :**

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{M,Y} - 4) + \frac{w_{pl,y} - w_{el,y}}{w_{el,y}} \leq 0.9$$

$$\beta_{M,Y} = 1.4 ; w_{pl,y} = 2562 \text{ cm}^3 ; w_{el,y} = 2311 \text{ cm}^3 ; \bar{\lambda}_y = 0.38$$

$$\mu_y = 0.38(2 \times 1.4 - 4) + \frac{2562 - 2311}{2311} = -0.34 < 0.9$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{N_{sd} \times \mu_{LT}}{X_y \times A \times f_y} = 1 - \frac{86.4 \times (-0.34)}{0.9237 \times 159 \times 275} = 1 \leq 1.5$$

- **Coefficient d'interaction k_z :**

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{M,Y} - 4) + \frac{w_{pl,z} - w_{el,z}}{w_{el,z}} \leq 0.9$$

$$\beta_{M,Y} = 1.4 ; wpl, z = 802.3 \text{ cm}^3 ; wel, z = 525.8 \text{ cm}^3 ; \bar{\lambda}_z = 0.87$$

$$\mu_z = 0.87(2 \times 1.4 - 4) + \frac{802.3 - 525.8}{525.8} = -0.51 < 0.9$$

$$K_{LT} = 1 \frac{N_{sd} \times \mu_{LT}}{X_z \times A \times f_y} = 1 \frac{86.4 \times (-0.51)}{0.3667 \times 159 \times 275} = 1 \leq 1.5$$

- **Coefficient d'interaction K_{LT} :**

$$\mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_z \beta_{MLT} - 0.15 = 0.15 \times (0.87 \times 1.4) - 0.15 = 0.0327 < 0.9$$

$$K_{LT} = 1 \frac{N_{sd} \times \mu_{LT}}{X_y \times A \times f_y} = 1 \frac{86.4 \times 0.0327}{0.3667 \times 159 \times 275} = 0.99 \leq 1.5$$

Vérification de la flexion composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}} + K_y \frac{M_{y,sd}}{W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}} + K_z \frac{M_{z,sd}}{W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}} \leq 1$$

$$\frac{86.4}{0.3667 \times 159 \times \frac{275}{1.1}} \times 10 + 1 \times \frac{328.047}{2562 \times \frac{275}{1.1}} \times 10^3 + 1 \times \frac{53.65}{872.9 \times \frac{275}{1.1}} \times 10^3 = 0.8 \leq 1$$

→ Condition vérifiée.

4.15 Vérification du cisaillement :

- **Cisaillement sous l'effet de la charge verticale :**

$$V_{z,sd} = 165.82 \text{ Kn}$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{Avz \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} \times 10^{-1} = \frac{57.33 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1} \times 10^{-1} = 827.48 \text{ Kn}$$

$$V_{z,sd} = 165.82 \text{ Kn} < V_{plz,Rd} = 827.48 \text{ Kn} \dots \text{ Condition vérifiée}$$

- **Cisaillement sous l'effet de la charge horizontale :**

$$V_{y,sd} = 28.68 \text{ Kn}$$

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

$$V_{ply,Rd} = \frac{Avy \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} \times 10^{-1} = \frac{256.3 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1} \times 10^{-1} = 3699.37 \text{ Kn}$$

$$V_{y,sd} = 28.68 \text{ Kn} < V_{ply,Rd} = 3699.3 \text{ Kn} \dots \text{ Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Les Chemins de roulement sont sollicités par des charges fortes, généralement mobiles. Le profile **HEA400** résiste aux différentes charges roulantes verticales, et les charges horizontales, donc on l'adopte **HEA400** comme poutre de roulement, et **rail A65**.

Chapitre 5 :

Étude sismique et

Modélisation.

5.1. 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 aux actions engendrées par les mouvements de sol par leurs rigidités dues. L'objectif visé dans ce chapitre est la détermination des efforts sismiques sollicitant la structure.

Le calcul sismique se fait selon le Règlement parasismique Algérien RPA version 2024, qui met à notre disposition trois types d'analyses :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Suivant la particularité de la structure, notre calcul est mené par la méthode modale spectrale avec vérification par la méthode statique équivalente.

5.2 Modélisation 3D de la structure :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre infini de degré de liberté (DDL) par un modèle ayant un nombre fini de DDL, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement. En d'autres termes, La modélisation d'une structure consiste à établir un modèle à partir des plans architecturaux (Modèle réel) de la construction, et d'y ajouter les modifications nécessaires pour une approche du meilleur comportement possible et d'une résistance optimale de la structure sous l'action des différentes charges.

Dans notre modélisation on a utilisé le logiciel des éléments finis Robot version 2024.

5.3. Méthode statique équivalente :

La méthode de calcul la plus employée pour le calcul dynamique des structures, est celle basé sur l'utilisation des spectres de réponse. Mais comme le RPA 2024 préconise que l'effort tranchant dynamique soit supérieur à 80% de l'effort tranchant calculé par la méthode statique équivalente, donc l'application de la méthode statique équivalente est obligatoire.

5.4. Pré dimensionnement des éléments principaux :

Le pré dimensionnement des sections des éléments sera effectué automatiquement par le logiciel robot.

Avant de commencer le processus de pré dimensionnement, il est nécessaire de définir des barres ou des groupes (familles). La vérification de ces barres peut ensuite être effectuée via la boîte de dialogue Calculs.

La procédure de base est la suivante :

- Cliquez sur le menu Dimensionnement ensuite sur Dimensionnement des barres en acier.
- Une boîte de dialogue similaire à celle de dessous (Définitions) apparaît, nous permettant de définir des groupes ou des familles.

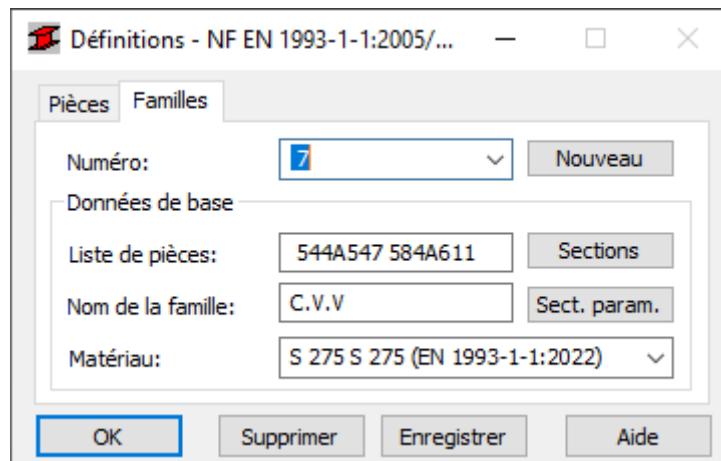


Figure 5.1. : Boîte de dialogue définition

Onglet famille : Cet onglet permet de définir des groupes de barres.

Numéro : Sélectionnez un numéro de groupe ou cliquez sur Nouveau pour en créer un qui Permet d'ajouter un groupe (famille) à la liste existante.

5.4.1. Données de base

Liste de pièces : Spécifiez la liste des barres qui appartiennent à un groupe défini.

Nom : Saisissez le nom du groupe. (Poteau ; poutre ; poutres ; ...).

Matériau : Sélectionnez un matériau pour le groupe de barres (dans notre cas on met acier).

Sections : Ouvre la boîte de dialogue Sélection des sections qui vous permet de sélectionner les types de sections qui seront utilisés lors des processus de vérification et de dimensionnement.

- Dans Barre d'outils cliquez sur une boîte de dialogue apparaît, cliquez sur l'onglet Groupe choisir liste des groupes nécessaires.

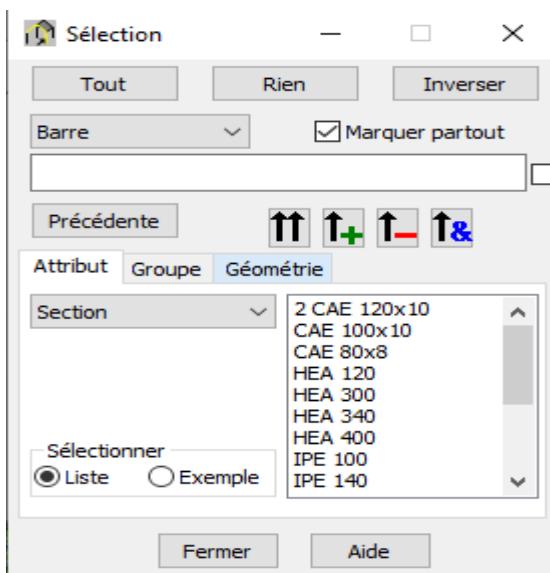


Figure 5.2. Boîte de dialogue sélection

- Utilisez la boîte de dialogue Calculs pour spécifier les options de vérification et les états limites, puis cliquez sur Calculs.

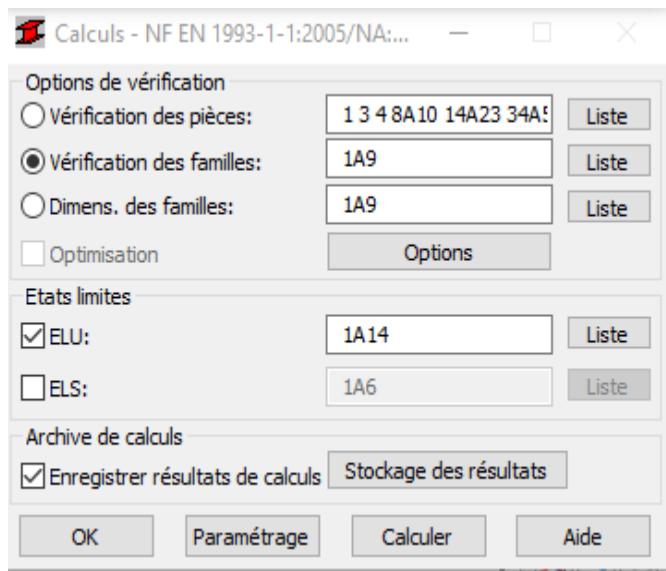


Figure 5.3. Boîte de dialogue calculs

- Une fois le calcul terminé, un tableau apparaît, choisir la section de profilé la plus optimale.

5.4.2. Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui transmettent les efforts provenant des charges permanentes et des surcharges d'exploitations aux fondations. Les moyens de transmettre ces charges verticales sont liés au système structural particulier utilisé pour la conception de l'ossature

Famille 1 → poteaux

Du point de vue de la mécanique des structures, les poteaux sont des éléments verticaux soumis principalement à de la compression. Leur résistance est notamment limitée par le risque de flambage.

En suivant les étapes mentionnées ci-dessus, nous saisissons le numéro de famille correspondant aux types de barres poteau (1) dans la rubrique de dimensionnement des familles, et de cocher sur type d'état limite comme indiqué sur la figure ci-dessous, puis nous cliquons sur Calculer.

Après avoir lancé le calcul, le logiciel nous fournit une liste des Profilés, les résultats sont donnés sous forme d'un tableau.

Le pré dimensionnement des traverses, et contreventement est basées sur le même principe que les poteaux.

Puis On lance le calcul, et nous obtenons les résultats listés dans le tableau ci-dessous :

- Récapitulation des sections adoptées aux différents éléments :

Élément	Section
Poteau	HEA340
Traverses	IPE450
Contreventement vertical	2 CAE 120x10
Contreventement Horizontal	CAE 80x8

5.5. Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces horizontales statiques fictives appliquées au niveau des diaphragmes.

5.5.1. Calcul de la force sismique à la base :

D'après l'Article 4.1 de RPA 2024, la force sismique totale V qui s'applique la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions, horizontales et orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \lambda \times \frac{S_{ad}}{g} \times (T_0) \times W$$

Tel que :

- T_0 : la période fondamentale de la structure
- λ : Coefficient de correction

$$\lambda = \begin{cases} 0,85 & \text{si } T_0 \leq (2 \cdot T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1 & \text{autrement} \end{cases}$$

Dans notre cas : $\lambda = 1$

- $\frac{S_{ad}}{g}$: Ordonnée du spectre de calcul (cf. § 3.3.3) pour la période T_0
- R : Coefficient de comportement
- Q_F : Facteur de qualité
- W : Poids total de la structure, est donné par la formule suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Avec : $W_i = W_{Gi} + \Psi \times W_{Qi}$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

Ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge

D'exploitation et donné au Tableau (4.2).

Entrepôts, hangars $\rightarrow \Psi = 0,5$

$W = 1532,21 \text{ KN}$ (Donné par Logiciel ROBOT2024)

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) : \begin{cases} A.I.S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \times (2,5 \times \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3}) \right] & \dots \dots \dots \text{ si: } 0 < T \leq T_1 \\ A.I.S \left[2,5 \times \frac{Q_F}{R} \right] & \dots \dots \dots \text{ si: } T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S \left[2,5 \times \frac{Q_F}{R} \right] \times \left[\frac{T_2}{T} \right] & \dots \dots \dots \text{ si: } T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S \left[2,5 \times \frac{Q_F}{R} \right] \times \left[\frac{T_2 \times T_3}{T^2} \right] & \dots \dots \dots \text{ si: } T_3 \leq T < 4S \end{cases}$$

Avec :

T_1, T_2, T_3, s : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site et données par le tableau 3.3. du [RPA2024].

Selon le rapport géotechnique relatif à cet ouvrage, le sol est de catégorie S

$$\begin{cases} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,60s \\ T_3 = 2s \\ S = 1,30 \end{cases}$$

η : Facteur de correction de l'amortissement, donné par la formule

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$$

Avec $\xi(\%)$ le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constructif, du type de structure et de l'importance des remplissages. Les valeurs de ξ sont données dans le tableau 3.5 du RPA 2024. L'ossature de la structure est constituée de portiques en acier avec remplissage dense, donc on aura : $\xi = 5\%$ d'où $\eta = 1$

ξ : Est donnée par le tableau **3.5 RPA2024** :

Nous avons une structure en portiques en acier (léger), donc : $\xi = 4\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+4}} = 1,08$$

On a :

La zone sismique (**V**) Elevée $\rightarrow A=0,25$

Estimation de la période fondamentale de la structure : La période fondamentale de la structure constitue un paramètre majeur dans la conception parasismique. Pour cela le RPA /2024 nous donne la possibilité d'estimer la valeur de la période (T) à partir de formules empiriques ou la calculer par des méthodes analytiques ou numériques. La formule empirique utilisée est la suivante :

$$T_{\text{emp}} = C_T \cdot (h_N)^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesuré à partir de la base jusqu'au sommet de la structure

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage, $C_{TY} = 0,085$

$C_{Tx} = 0,05$, elle est donnée par le tableau 4.3 de RPA/2024.

D'où :

$$T_{\text{empirique}}^x = 0,318s.$$

$$T_{\text{empirique}}^y = 0,541s.$$

$T_{\text{calcul}}^x = 0,51s$, cette valeur est donnée par le Logiciel ROBOT2024

$$T_{\text{calcul}}^y = 0,31s$$

D'après le tableau **4.4 du RPA2024**

$$T_{\text{calcul}}^x > 1,3 T_{\text{empirique}} \rightarrow T_0^x = 1,3 T_{\text{empirique}} = 0,413s$$

$$T_{\text{calcul}}^y < 1,3 T_{\text{empirique}} \rightarrow T_0^y = 0,31s$$

R : Coefficient de comportement global de la structure

Sa valeur est donnée par le tableau 3.17 du RPA/2024, en fonction du système de contreventement.

- Ossature contreventée par palées centrées en X, $R_x = 4$

- Ossature en portique sans remplissage : $R_y = 6,50$

Q : facteur de qualité de la structure

$$Q = 1 + \sum p_q$$

Il est tenu compte de la redondance des éléments, la géométrie, la régularité en plan et en élévation et la qualité de contrôle de la construction.

Catégorie	Critère, q	Observé	N/observé
(a)	1. Régularité en plan	0	0,05
	2. Régularité en élévation	0	0,20
	3. Conditions minimales sur le nombre étage	0	0,20
	4. Conditions minimales sur les travées	0	0,10
(b)	1. Régularité en plan	0	0,05
	2. Régularité en élévation	0	0,20
	3. Redondance en plan	0	0,05

Table 5.1. Valeurs des Pondérations P_q

$$\begin{cases} Q_x = 1,15 \\ Q_y = 1,15 \end{cases}$$

P_q : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q (observé ou non observé), sa valeur est Déterminée à partir du RPA 2024 tableau 3.18

$$\frac{s_{ad}}{g}(Tx) = 0,186 ; \frac{s_{ad}}{g}(Ty) = 0,115$$

D'où :

$$V^x = 1 \times 0,186 \times 0,413 \times 1532,21 = 117,70 \text{ KN}$$

$$V^y = 1 \times 0,115 \times 0,31 \times 1532,21 = 54,62 \text{ KN}$$

Nombre de modes à considérer

Le nombre de mode à considérer dans chaque direction de l'excitation sismique est donné par le **RPA 2024** comme suit :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale ou supérieure à 90% de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

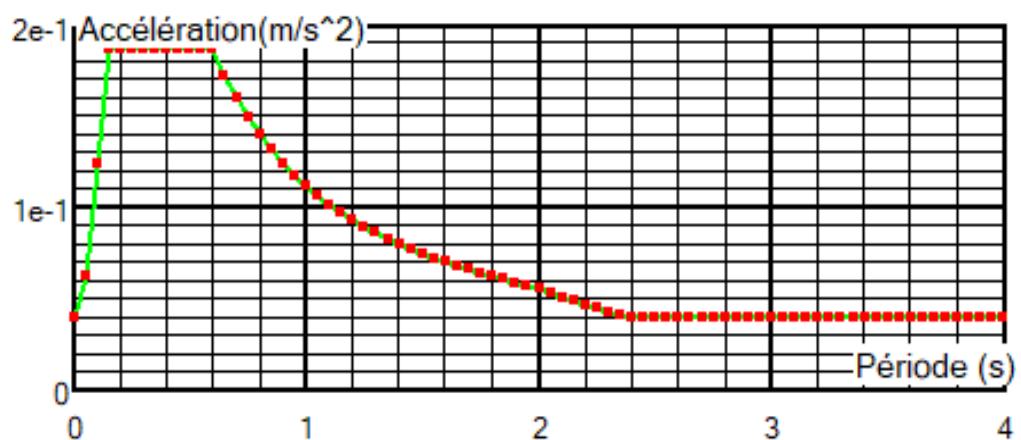
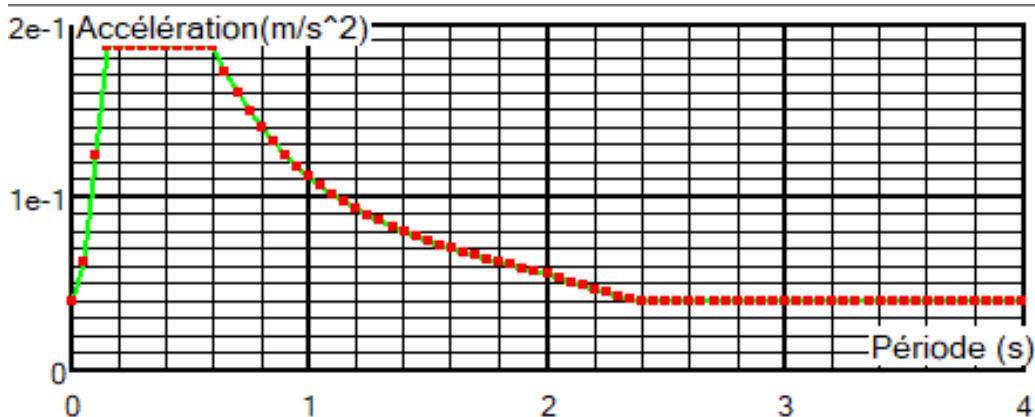
Avec un minimum de modes à retenir égale à trois (03) pour chaque direction considérée

Si les conditions citées précédemment ne sont pas vérifiées le nombre de mode considérer est donné par la formule suivante :

$$K \geq 3 \times \sqrt{N} \text{ et } T_k \leq 0,2s$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k la période du mode K.

- Schématisation du spectre de réponse suivant X et Y :



5.6. Vérifications des exigences réglementaires :

5.6.1. Période de vibration :

Le tableau suivant montre les 29 premiers périodes de vibration de la structure étudiée :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
22/ 1	1,84	0,54	46,49	0,00	0,0	46,49	0,00	0,0	166053,46	166053,46	0,0
22/ 2	1,92	0,52	50,93	0,00	0,0	4,45	0,00	0,0	166053,46	166053,46	0,0
22/ 3	2,04	0,49	57,90	0,02	0,0	6,96	0,02	0,0	166053,46	166053,46	0,0
22/ 4	2,14	0,47	61,94	0,03	0,0	4,04	0,01	0,0	166053,46	166053,46	0,0
22/ 5	2,23	0,45	88,06	0,17	0,0	26,12	0,14	0,0	166053,46	166053,46	0,0
22/ 6	2,25	0,44	89,12	0,79	0,0	1,06	0,62	0,0	166053,46	166053,46	0,0
22/ 7	2,27	0,44	89,13	73,33	0,0	0,00	72,54	0,0	166053,46	166053,46	0,0
22/ 8	2,33	0,43	93,09	73,38	0,0	3,96	0,05	0,0	166053,46	166053,46	0,0
22/ 9	2,46	0,41	96,41	73,45	0,0	3,32	0,06	0,0	166053,46	166053,46	0,0
22/ 10	2,47	0,40	96,73	73,45	0,0	0,32	0,00	0,0	166053,46	166053,46	0,0
22/ 11	2,53	0,39	96,73	73,45	0,0	0,00	0,01	0,0	166053,46	166053,46	0,0
22/ 12	2,72	0,37	96,99	73,46	0,0	0,26	0,01	0,0	166053,46	166053,46	0,0
22/ 13	2,77	0,36	96,99	73,46	0,0	0,00	0,00	0,0	166053,46	166053,46	0,0
22/ 14	2,86	0,35	97,16	73,46	0,0	0,17	0,00	0,0	166053,46	166053,46	0,0
22/ 15	2,91	0,34	97,17	73,46	0,0	0,01	0,00	0,0	166053,46	166053,46	0,0
22/ 16	2,99	0,33	97,18	73,46	0,0	0,01	0,00	0,0	166053,46	166053,46	0,0
22/ 17	3,36	0,30	97,18	73,46	0,0	0,00	0,00	0,0	166053,46	166053,46	0,0
22/ 18	3,45	0,29	97,27	73,47	0,0	0,09	0,01	0,0	166053,46	166053,46	0,0
22/ 19	3,47	0,29	97,27	73,47	0,0	0,00	0,00	0,0	166053,46	166053,46	0,0
22/ 20	3,47	0,29	97,27	73,47	0,0	0,00	0,00	0,0	166053,46	166053,46	0,0
22/ 21	3,48	0,29	97,27	73,52	0,0	0,00	0,05	0,0	166053,46	166053,46	0,0
22/ 22	3,52	0,28	97,29	73,61	0,0	0,02	0,09	0,0	166053,46	166053,46	0,0
22/ 23	3,54	0,28	97,29	73,61	0,0	0,00	0,00	0,0	166053,46	166053,46	0,0
22/ 24	3,54	0,28	97,29	73,61	0,0	0,00	0,00	0,0	166053,46	166053,46	0,0
22/ 25	3,54	0,28	97,29	73,61	0,0	0,00	0,00	0,0	166053,46	166053,46	0,0
22/ 26	3,58	0,28	97,29	73,61	0,0	0,00	0,00	0,0	166053,46	166053,46	0,0
22/ 27	3,60	0,28	97,29	73,61	0,0	0,00	0,00	0,0	166053,46	166053,46	0,0
22/ 28	4,15	0,24	97,29	97,49	0,0	0,00	23,88	0,0	166053,46	166053,46	0,0
22/ 29	5,51	0,18	97,29	97,65	0,0	0,00	0,16	0,0	166053,46	166053,46	0,0

Tableau 5.2. Récapitulatifs des sections adoptées après le pré dimensionnement.

a) Remarque :

Le taux de participation de la masse ne dépasse pas la seille de 90% dans le sens X-X même si on augmente le nombre de modes donc on prend en considération les modes qui ont une participation massique de plus de 5% ou que tous les modes ayants une masses modale effective supérieure à 5% de la masses totale de la structure soit retenu pour la détermination de la réponse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure

Résultats des forces sismiques (KN)	V_{dyn}	V_{stat}	$0,8 \times V_{stat}$	$V_{dyn \geq 0,8 \times V_{stat}}$
Sens X-X	199,32	117,70	94,16	Vérifiée
Sens Y-Y	185,88	54,62	43,69	Vérifiée

Tableau 5.3. Vérification d'effort tranchant

b) Vérification des efforts tranchant :

D'après le fichier des résultats du Robot nous avons un effort tranchant dynamique à la base donne par les deux spectres suivant X et Y :

$$V_{dyn} : \begin{cases} V_{dyn}^X = 199,32 \text{ KN} \\ V_{dyn}^Y = 185,88 \text{ KN} \end{cases}$$

Conclusion :

On remarque que la condition de RPA 2024 est vérifiée dans les deux sens (Y-Y) et (X-X).
 $V_{dyn} > 0.8V_{st}$, par conséquent, aucune majoration des paramètres de réponse sismique n'est requise dans notre cas.

Chapitre 6

Vérification des éléments

6.1 Introduction :

L'étude des éléments structuraux part du logiciel robot, qui servent également au calcul des assemblages et nécessite l'évaluation de toutes les charges (permanentes, d'exploitations, sismique et climatique variables), leur vérification est basée sur les sollicitations obtenues à l'étude de l'infrastructure.

6.2 Vérification des poteaux :

On doit vérifier le poteau le plus sollicité sous la combinaison la plus défavorable

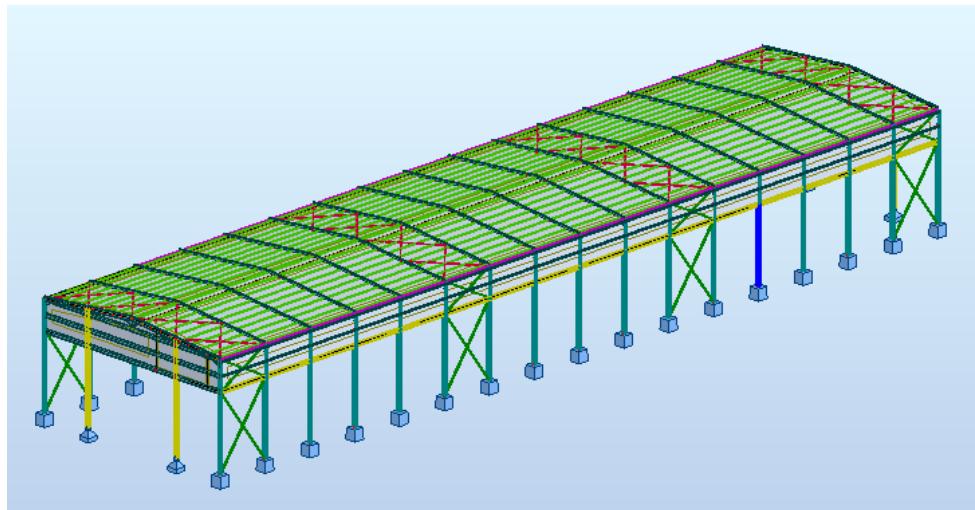


Figure 6.1. Le poteau le plus sollicité

Les efforts sollicitant avec la combinaison la plus défavorable ELU calculés par le logiciel robot sont :

$$\begin{cases} M_{ysd} = 403,96 \text{ KN.m} \\ M_{zsd} = 47,45 \text{ KN.m} \\ N_{sd} = -75,11 \text{ KN} \\ V_z = -148 \text{ KN} \end{cases}$$

Profilé	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques			
	G Kg/m	A cm ²	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
HEA 340	104,4	133	330	300	16,5	9,5	27690	7440	1850	756

Tableau 6.1 : Caractéristiques du profilé HEB400

Classe de la section :

- La classe de l'âme en flexion composée :

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

$$\text{Avec : } d_c = \frac{N_{sd}}{f_y \times t_w} = \frac{75,11 \times 10^3}{275 \times 9,5} = 28,750 \text{ mm}$$

D'où :

$$\alpha = \frac{1}{243} \left(\frac{243+28,75}{2} \right) = 0,55$$

$$\alpha = 0,55 > 0,5 \text{ donc } \frac{d}{t_w} \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha-1}$$

$$\rightarrow \frac{243}{9,5} = 25,57 > \frac{396 \times 0,924}{13(0,55) - 1} = 59,49$$

Donc l'âme est de classe 2.

- Classe de la semelle (semelle comprimé) :

$$\frac{b}{tf \times 2} \leq 10\epsilon$$

Avec : $tf = 16,5 \text{ mm}$;

$$\rightarrow \frac{300}{2 \times 16,5} = 9,09 < 9,2 \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

Donc l'âme est de classe 1.

6.2.1 Condition de résistance :

6.2.1.1 Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $V_{sd} < 0,5 V_{plRd}$

$$V_{plRd} = \frac{Avz \times fy}{\sqrt{3} \times \gamma M_0} = \frac{45 \times 10^2 \times 27,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 64,96 KN$$

$$V_z = -148 KN < 0,5 V_{plRd} = 32,48 KN \dots \text{ Condition vérifiée}$$

6.2.1.2 Vérification de moment fléchissant :

La vérification à faire est comme suit :

$$M_{sd} \leq M_{ply,rd}$$

$$M_{sd} = 403,96 \text{ KN.m} < M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times fy}{\gamma_m 0} = 1890 \text{ KN.m} \dots \text{ Condition vérifiée}$$

6.2.1.3 Vérification de la résistance au phénomène d'instabilité :

- Vérification au déversement :

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

$$\lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 86,81$$

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,92$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l}{iz}}{\sqrt{c_1 \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{\frac{l}{iz}}{\frac{h}{tf}} \right)^2 \right]^{1/4}}}$$

L : longueur de maintien latéral.

$$L = 0,5 \times 10,80 = 5,4 \text{ m}$$

$$\lambda_{LT} = 61,71$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,71 > 0,4 \quad \text{Donc il ya un risque de déversement}$$

- **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 : $l = l_y = 10,80\text{m}$

$$\text{- Calcul de l'élancement : } \lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1080 \times 0,5}{17,08} = 31,61$$

- Calcul d'élancement réduit :

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon = 93,9 \sqrt{\frac{235}{275}} = 86,33$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\beta_\omega} \times \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = 0,3$$

Flambement par rapport à l'axe faible z-z :

- Longueur de flambement : $l = l_y = 10,80\text{m}$

$$\text{- Calcul de l'élancement : } \lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1080 \times 0,5}{7,40} = 72,97$$

- Calcul d'élancement réduit :

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon = 93,9 \sqrt{\frac{235}{275}} = 86,33$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\beta_\omega} \times \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = 0,8$$

Donc le coefficient de réduction minimal pour le flambement est :

$$x_{min} = \min(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) \rightarrow x_{min} = \min(0,9775; 0,7245) \rightarrow x_{min} = 0,7245$$

Calcul des coefficients K_{LT} et K_y :

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

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{M,Y} - 4) + \frac{w_{pl,y} - w_{el,y}}{w_{el,y}}$$

$$\mu_y = 0,3 (2 \times 1,3 - 4) + \frac{3232 - 2884}{2884} = -0,3 < 0,9$$

$$K_y = 1 - \frac{6624,53 \times -0,3}{0,9775 \times 275 \times 10^3 \times 197,8 \times 10^{-4}} = 1,37 < 1,5$$

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

$$\mu_{LT} = 0,15 \cdot \lambda_z \cdot \beta_{M,LT} - 0,15$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 0,8 \times 1,3 - 0,15 = 0,006 < 0,9$$

$$K_{LT} = 0,99$$

$$M_{y,SD} = 1153,77 \text{ KN.m}$$

$$N_{SD} = 6624,32 \text{ KN}$$

- **Vérification au flambement :**

$$\frac{\frac{N_{sd}}{X_{min} \times A \times f_y / \gamma_m 1} + \frac{K_{LT} \times M_{ysd}}{W_{pl} \times f_y / \gamma_m 1}}{\frac{75,11}{0,7957 \times 133 \times 10^{-4} \times 275 \times \frac{10^3}{1,1}} + \frac{0,99 \times 403,96}{1850 \times 10^{-6} \times 275 \times \frac{10^3}{1,1}}} = 0,89 \leq 1 \dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : Le profilé choisi HEA340 convient comme poteau pour la structure

6.3 Vérification des diagonales de palée de stabilité :

La diagonale la plus sollicitée est illustrée dans la figure suivante :

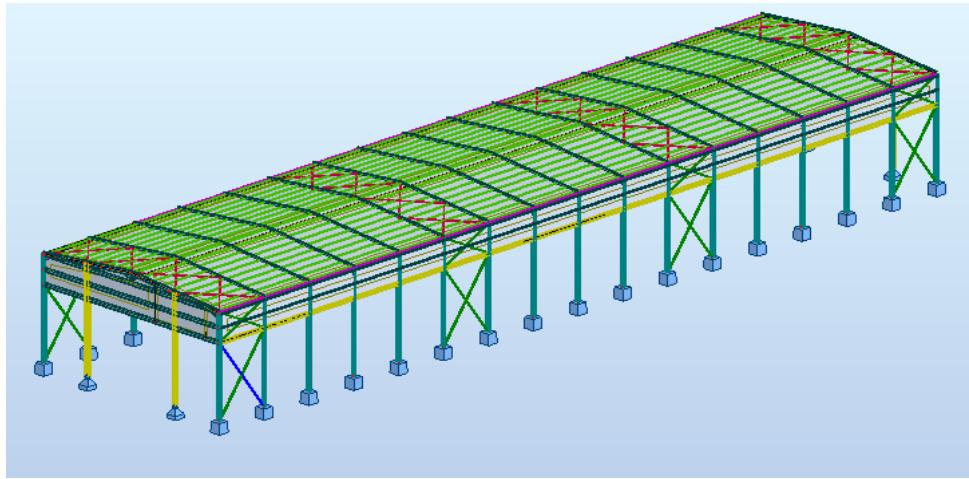


Figure 6.2 : La diagonale de la poutre au vent la plus sollicitée

On a l'effort de traction max ELU

$$N_{sd} = 41,38 \text{ KN}$$

6.3.1 Vérification à la traction :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_m 0}$$

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.

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_m 0} = \frac{4,66 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3}{1,1} = 116,5 \text{ KN}$$

- $N_{u,Rd}$: Résistance ultime de calcul de la section nette au droit des trous de fixations

$$N_{urd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times F_u}{\gamma_m 2} = \frac{0,9 \times 3,76 \times 10^2 \times 430}{1,25} = 116,41 \text{ KN}$$

$$N_{net.Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_m 0} = \frac{3,76 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3}{1,1} = 94 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 41,38 \text{ KN} < N_{t.Rd} = \min(112,25 \text{ KN}, 116,41 \text{ KN}, 94 \text{ KN}) = 94 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$

Conclusion :

Le profilé choisi 2CAE 120x10 convient comme diagonale de palée de stabilité.

6.4 Vérification des traverses :

La traverse la plus sollicitée est illustré dans la figure suivante :

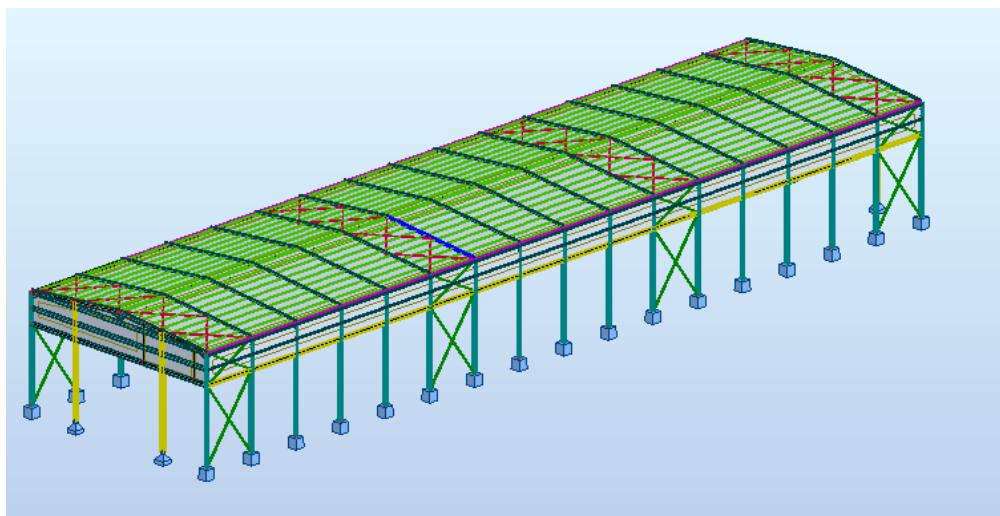


Figure 6.3: La traverse la plus sollicité

Les efforts sollicitant avec la combinaison la plus défavorable calculés par le logiciel robot sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{sd} = 131,09 \text{ KN} \\ M_{ysd} = 403,96 \text{ KN.m} \\ V_z = 24,99 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Profilé IPE450	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques			
	G Kg/m	A cm ²	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
	79,1	159	450	190	14,6	9,4	33470	1676	1702	276,4

Tableau 6.2 : Caractéristiques du profilé IPE450

Classe de la section :

- La classe de l'âme en flexion composée :

$$\alpha = \frac{1}{d} \left(\frac{d+dc}{2} \right) \leq 1 \quad \text{Avec : } dc = \frac{Nsd}{tw \times fy} = \frac{131,09 \times 10^3}{9,4 \times 275} = 50,71 \text{ mm}$$

D'où :

$$a = \frac{1}{210} \times \left(\frac{210 + 50,71}{2} \right) = 0,62 < 1$$

$$\frac{d}{tw} < \frac{396 \cdot \varepsilon}{13 \cdot \alpha - 1} \rightarrow \frac{d}{tw} = \frac{210}{9,4} = 22,34 > \frac{396 \cdot 0,92}{13 \cdot 3,44 - 1} = -73,74$$

L'ame, sections de classe 2 :

- Classe de la semelle (comprimé) :

$$\frac{c}{tf} = \frac{bf}{2tf} < 10\epsilon \rightarrow \frac{c}{tf} = \frac{bf}{2tf} = \frac{190}{2 \times 14,6} = 6,50 < 10 \times 0,92 = 9,2$$

La semelle est de classe 1

Donc la section IPE450 est de classe 2

6.4.1 Vérification à la résistance :

6.4.1.1 Vérification de l'Effort tranchant :

$$Vz \leq 0,5Vplz \quad ; Vplz = \frac{Avz \times fy}{\sqrt{3} \times 1,1} = \frac{50,85 \times 10^2 \times 275}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-3} = 734,05 \text{ kn}$$

$V_z = 24,99 \text{ kn} < 0,5V_{plz} = 367,02 \text{ kn}$ Condition vérifiée

6.4.1.2 Vérification de l'Effort normale :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

Avec : $N_{sd} = 131,09 \text{ KN}$

$$N_{pl, Rd} = \frac{A \times fy}{\gamma_{m0}} = \frac{98,8 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3}{1,1} = 2470 \text{ kN}$$

$$\rightarrow 0,25 \times 2470 = 617,5 \text{ kn}$$

$$Aw = (A - 2b \cdot t_f) = 98,8 - (2 \times 1,4 \times 1,9) = 93,25 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow 0,5 \times \frac{Aw \times fy}{\gamma m_0} = 0,5 \times \frac{45 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3}{1,1} = 1165,62 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 131,09 \text{ KN} < 0,5 \times \frac{A_w \times f_y}{\chi_{m0}} = 1165,62 \text{ Kn} \dots \text{ Condition vérifiée}$$

6.4.1.3 Vérification du moment fléchissant :

My, sd < Mc, rd

$$Mc,rd = \frac{wply \times fy}{11} = \frac{1702 \times 10^3 \times 275 \times 10^{-6}}{11} = 425,5 \text{ Kn. m}$$

$M_{sd} = 403,96 \text{ kn.m} < M_{c,rd} = 425,5 \text{ Kn.m}$ Condition vérifiée

6.4.1.4 Vérification de l'élément aux phénomènes instabilités :

$$\lambda_{lt} = \left(\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \right) \times \sqrt{\beta\omega} \leq 0,4 \quad \text{Avec : } \beta\omega = \frac{w_{el}}{w_{pl}} = 0,9$$

$$\lambda_1 = \sqrt{\frac{E}{F_y}} \times \pi = \sqrt{\frac{2100000}{275}} \times \pi = 86,81$$

$$\lambda_{lt} = \frac{L/iz}{\sqrt{C1} [1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/iz}{h/t_f} \right)^2]^{1/4}}$$

Tel que :

$$C1 = 1,132$$

$$h = 450 \text{ mm} ; t_f = 14,6 \text{ mm} ;$$

L : longueur de maintien latéral.

$$L = 0,5 \times 11,05 = 5,52 \text{ m}$$

$$\lambda_{lt} = 90,93 \rightarrow \lambda_{lt} = \left(\frac{90,93}{86,81} \right) \sqrt{0,9} = 0,96 > 0,4$$

Y'a un risque de déversement

6.4.2 Vérification du flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times A_{fy} / \gamma_{m1}} + \frac{K_y \times M_{y, sd}}{w_{ply} \times f_y / \gamma_{m1}} \leq 1$$

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

- Flambement par rapport à l'axe fort y -y (dans le plan du portique) :

Longueur de flambement : $l = l_y = 11,05 \text{ m}$

$$\bullet \text{ Calcul de l'élancement : } \lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{0,5 \times 1105}{16,84} = 32,8$$

- Calcul d'élancement réduit :

$$\lambda_1 = \sqrt{\frac{E}{F_y}} \times \pi = \sqrt{\frac{2100000}{275}} \times \pi = 86,81$$

$$\lambda_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times \sqrt{\beta\omega} = 0,35 \quad \text{Avec : } \beta\omega = \frac{w_{ely}}{w_{ply}} = 0,9$$

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

• Longueur de flambement : $l = l_z = 11,05 \text{ m}$

$$\bullet \text{ Calcul de l'élancement : } \lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{0,5 \times 1105}{7,34} = 75,27$$

- Calcul d'élancement réduit :

$$\lambda_1 = \sqrt{\frac{E}{F_y}} \times \pi = \sqrt{\frac{2100000}{275}} \times \pi = 86,81$$

$$\lambda_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) \times \sqrt{\beta \omega} = 0.67 \quad \text{Avec : } \beta \omega = \frac{w_{elz}}{w_{plz}} = 0.6$$

En utilisant la courbe de flambement (Figure 55.1 CCM97) pour les profiles lames dans le calcul de coefficient de réduction pour le déversement λ_{lt} : (Tableau 55.2 CCM97).

$$\rightarrow \lambda_y = 0.35 \rightarrow X_y = 0.9651 \text{ (par une interpolation linéaire)}$$

$$\rightarrow \lambda_z = 0.67 \rightarrow X_z = 0.7997 \text{ (par une interpolation linéaire)}$$

Donc le coefficient de réduction minimal pour le flambement est :

$$x_{min} = \min (x_y, x_z) \rightarrow x_{min} = \min (0, 9651, 0, 7997) \rightarrow x_{min} = 0.7997$$

Calcul des coefficients K_{LT} et K_Y :

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

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{M,Y} - 4) + \frac{w_{pl,y} - w_{el,y}}{w_{el,y}}$$

$$\mu_y = 0,35(2 \times 1,3 - 4) + \frac{2562 - 2311}{2311} = -0,38 < 0,9$$

$$K_y = 1 - \frac{4994,1 \times -0,38}{0,9651 \times 275 \times 10^3 \times 159 \times 10^{-4}} = -0,44 < 1,5$$

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

$$\mu_{LT} = 0,15 \cdot \lambda_z \cdot \beta_{M,LT} - 0,15$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 0,67 \times 1,3 - 0,15 = -0,019 < 0,9$$

$$K_{LT} = 1,02$$

$$M_{y,sd} = 1394,91 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 4994,1 \text{ KN}$$

- **Vérification au flambement :**

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

$$\frac{131,09}{0,7997 \times 98,8 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3 / 1,1} + \frac{-0,44 \times 403,96}{1702 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3 / 1,1} = 0,35 \leq 1 \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

Conclusion : Le profilé choisi IPE450 convient comme traverse pour la structure.

⇒ Note de calcul Robot :

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 familles

FAMILLE: 1 poteau

PIECE: 345 PoteauCM01_345

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 14 1,35G+1,35S+1,35W+ (1+6+6)*1.35

MATERIAU:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

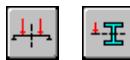


PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 340

h=33.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=110.39 cm ²	Az=44.95 cm ²	Ax=133.47 cm ²
tw=0.9 cm	Iy=27693.10 cm ⁴	Iz=7436.00 cm ⁴	Ix=123.00 cm ⁴
tf=1.7 cm	Wply=1850.62 cm ³	Wplz=755.96 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 47.00 kN	My,Ed = 403.96 kN*m	Mz,Ed = 0.87 kN*m	Vy,Ed = 0.22 kN
Nc,Rd = 3670.51 kN	My,Ed,max = 403.96 kN*m		Mz,Ed,max = -0.88 kN*m
	Vy,T,Rd = 1752.51 kN		
Nb,Rd = 2332.39 kN	My,c,Rd = 508.92 kN*m	Mz,c,Rd = 207.89 kN*m	Vz,Ed = -66.32 kN
	MN,y,Rd = 508.92 kN*m	MN,z,Rd = 207.89 kN*m	Vz,T,Rd = 713.65 kN
	Mb,Rd = 508.92 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 0.00	Mcr = 2697.45 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.94
Lcr,upp=3.90 m	Lam_LT = 0.43	fi,LT = 0.62	XLT,mod = 1.00

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

		en y:			en z:
Ly = 7.80 m		Lam_y = 0.31	Lz = 7.80 m		Lam_z = 0.84
Lcr,y = 3.90 m		Xy = 0.96	Lcr,z = 5.46 m		Xz = 0.64
Lamy = 27.08		kyy = 0.73	Lamz = 73.15		kyz = 0.40

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))

My,Ed/MN,y,Rd = 0.79 < 1.00 (6.2.9.1.(2))

Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))

(My,Ed/MN,y,Rd)^2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.63 < 1.00 (6.2.9.1.(6))

Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)

Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.09 < 1.00 (6.2.6-7)

Tau_ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Tau_tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

Lambda,y = 27.08 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 73.15 < Lambda,max = 210.00 STABLE

My,Ed,max/Mb,Rd = 0.79 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.60 < 1.00

(6.3.3.(4))

$$N_{Ed}/(Xz^*N_{Rk}/gM_1) + k_{zy}^*M_{y,Ed,max}/(XLT^*M_{y,Rk}/gM_1) + k_{zz}^*M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.32 < 1.00$$

(6.3.3.(4))

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 familles**FAMILLE:** 2 traversse**PIECE:** 291 traversse_291**POINT:** 7**COORDONNEE:** $x = 0.09$ L =

1.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 14 1,35G+1,35S+1,35W+ (1+6+6)*1.35

MATERIAU:S 275 (S 275) $f_y = 275.00$ MPa**PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 450**

$h=45.0$ cm	$gM_0=1.00$	$gM_1=1.00$	$Ax=125.19$ cm 2
$b=19.0$ cm	$Ay=55.48$ cm 2	$Az=39.56$ cm 2	$I_x=51.63$ cm 4
$tw=0.9$ cm	$I_y=43612.01$ cm 4	$I_z=2510.27$ cm 4	$Welz=264.24$ cm 3
$tf=1.5$ cm	$W_{ely}=1610.17$ cm 3		

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 15.22$ kN	$My_{,Ed} = -215.53$ kN*m	$Mz_{,Ed} = 0.11$ kN*m	$Vy_{,Ed} = -0.09$ kN
$N_{c,Rd} = 3442.68$ kN	$My_{,el,Rd} = 442.80$ kN*m	$Mz_{,el,Rd} = 72.67$ kN*m	$Vy_{,T,Rd} = 879.91$ kN
$N_{b,Rd} = 1035.65$ kN	$My_{,c,Rd} = 442.80$ kN*m	$Mz_{,c,Rd} = 72.67$ kN*m	$Vz_{,Ed} = 9.42$ kN
$Mb_{,Rd} = 229.42$ kN*m			$Vz_{,T,Rd} = 627.59$ kN
			$Tt_{,Ed} = 0.01$ kN*m
			Classe de la section = 3

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

$z = 0.00$	$Mcr = 490.87$ kN*m	$Courbe,LT - d$	$XLT = 0.49$
$Lcr,low=5.52$ m	$Lam_LT = 0.95$	$fi,LT = 1.24$	$XLT,mod = 0.52$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

		en y:			en z:
$Ly = 11.05$ m		$Lam_y = 0.33$	$Lz = 11.05$ m		$Lam_z = 1.54$
$Lcr,y = 5.52$ m		$Xy = 0.95$	$Lcr,z = 5.52$ m		$Xz = 0.30$
$Lamy = 28.44$		$kzy = 1.00$	$Lamz = 134.00$		$kzz = 0.99$

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + My_{,Ed}/My_{,c,Rd} + Mz_{,Ed}/Mz_{,c,Rd} = 0.48 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\sigma_{g,x,Ed})^2 + 3 * (\tau_{a,y,Ed} + \tau_{a,ty,Ed})^2} / (f_y/gM_0) = 0.49 < 1.00 \quad (6.2.1(5))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{a,ty,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} * gM_0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{a,tz,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} * gM_0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$
Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\Lambda_{b,y} = 28.44 < \Lambda_{b,max} = 210.00 \quad \Lambda_{b,z} = 134.00 < \Lambda_{b,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$My_{,Ed}/Mb_{,Rd} = 0.94 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.63 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.64 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

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 familles

FAMILLE: 3 potlet

PIECE: 644 les potletes_644

POINT: 7

COORDONNEE: x = 0.31 L =

3.50 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 14 1,35G+1,35S+1,35W+ (1+6+6)*1.35

MATERIAU:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 400

h=39.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=126.20 cm ²	Az=57.33 cm ²	Ax=158.98 cm ²
tw=1.1 cm	Iy=45069.40 cm ⁴	Iz=8563.83 cm ⁴	Ix=191.00 cm ⁴
tf=1.9 cm	Wply=2561.97 cm ³	Wplz=872.88 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 104.53 kN	My,Ed = -61.00 kN*m	Mz,Ed = 114.89 kN*m	Vy,Ed = -3.79 kN
Nc,Rd = 4371.90 kN	My,Ed,max = -193.73 kN*m		Mz,Ed,max = 114.89 kN*m
	Vy,c,Rd = 2003.66 kN		
Nb,Rd = 1130.65 kN	My,c,Rd = 704.54 kN*m	Mz,c,Rd = 240.04 kN*m	Vz,Ed = 88.49 kN
	MN,y,Rd = 704.54 kN*m	MN,z,Rd = 240.04 kN*m	Vz,c,Rd = 910.20 kN
	Mb,Rd = 704.54 kN*m		

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 0.00	Mcr = 22028.84 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 1.00
Lcr,low=1.50 m	Lam_LT = 0.18	fi,LT = 0.50	XLT,mod = 1.00

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 11.30 m	Lam_y = 0.77
Lcr,y = 11.30 m	Xy = 0.81
Lamy = 67.11	kzy = 0.52



en z:

Lz = 11.30 m	Lam_z = 1.77
Lcr,z = 11.30 m	Xz = 0.26
Lamz = 153.96	kzz = 1.05

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N,Ed/Nc,Rd = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$My,Ed/MN,y,Rd = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.48 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(My,Ed/MN,y,Rd)^2 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^2 1.00 = 0.49 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$Vy,Ed/Vy,c,Rd = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.10 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\Lambda_{Lambda,y} = 67.11 < \Lambda_{Lambda,max} = 210.00 \quad \Lambda_{Lambda,z} = 153.96 < \Lambda_{Lambda,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$My,Ed,max/Mb,Rd = 0.27 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.68 < 1.00$$

(6.3.3.(4))

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.74 < 1.00$$

(6.3.3.(4))

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 familles

FAMILLE: 4 lisse

PIECE: 653 lisse de bardage_653 **POINT:** 5

COORDONNEE: $x = 0.52 \text{ L} =$

5.67 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 14 1,35G+1,35S+1,35W+ (1+6+6)*1.35

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 275.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 450

$h=45.0 \text{ cm}$	$gM_0=1.00$	$gM_1=1.00$	
$b=19.0 \text{ cm}$	$A_y=63.21 \text{ cm}^2$	$A_z=50.85 \text{ cm}^2$	$A_x=98.82 \text{ cm}^2$
$t_w=0.9 \text{ cm}$	$I_y=33742.90 \text{ cm}^4$	$I_z=1675.86 \text{ cm}^4$	$I_x=63.80 \text{ cm}^4$
$t_f=1.5 \text{ cm}$	$W_{p,y}=1701.92 \text{ cm}^3$	$W_{p,z}=276.39 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = -3.57 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = 19.00 \text{ kN*m}$	$M_{z,Ed} = 72.47 \text{ kN*m}$	$V_{y,Ed} = 0.81 \text{ kN}$
$N_{t,Rd} = 2717.57 \text{ kN}$	$M_{y,pl,Rd} = 468.03 \text{ kN*m}$	$M_{z,pl,Rd} = 76.01 \text{ kN*m}$	$V_{y,c,Rd} = 1003.65 \text{ kN}$
	$M_{y,c,Rd} = 468.03 \text{ kN*m}$	$M_{z,c,Rd} = 76.01 \text{ kN*m}$	$V_{z,Ed} = -0.21 \text{ kN}$
	$M_{N,y,Rd} = 468.03 \text{ kN*m}$	$M_{N,z,Rd} = 76.01 \text{ kN*m}$	$V_{z,c,Rd} = 807.28 \text{ kN}$
	$M_{b,Rd} = 297.54 \text{ kN*m}$		

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 0.00$	$M_{cr} = 457.80 \text{ kN*m}$	$\text{Courbe,LT} -$	$X_{LT} = 0.61$
$L_{cr,upp}=5.50 \text{ m}$	$Lam_LT = 1.01$	$f_{i,LT} = 1.13$	$X_{LT,mod} = 0.64$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.95 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 \cdot 2.00 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2 \cdot 1.00 = 0.96 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.06 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

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 familles

FAMILLE: 5 panne

PIECE: 68 panne_68
2.67 m

POINT: 3

COORDONNEE: x = 0.48 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 11 1,35G+1,35Q+1,35S (1+2+3)*1.35

MATERIAU:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



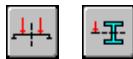
PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 140

h=14.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=7.3 cm	Ay=11.15 cm ²	Az=7.64 cm ²	Ax=16.43 cm ²
tw=0.5 cm	Iy=541.22 cm ⁴	Iz=44.92 cm ⁴	Ix=2.54 cm ⁴
tf=0.7 cm	W _{ply} =88.35 cm ³	W _{plz} =19.25 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 47.46 kN	M _{y,Ed} = 4.19 kN*m	M _{z,Ed} = 0.38 kN*m	V _{y,Ed} = 0.00 kN
N _{c,Rd} = 451.71 kN	M _{y,Ed,max} = 4.19 kN*m	M _{z,Ed,max} = 0.38 kN*m	V _{y,c,Rd} = 177.07 kN
N _{b,Rd} = 451.71 kN	M _{y,c,Rd} = 24.30 kN*m	M _{z,c,Rd} = 5.29 kN*m	V _{z,Ed} = -0.04 kN
	M _{N,y,Rd} = 24.30 kN*m	M _{N,z,Rd} = 5.29 kN*m	V _{z,c,Rd} = 121.34 kN
	M _{b,Rd} = 16.73 kN*m		

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 0.00	M _c = 27.17 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.66
L _{cr,upp} =2.80 m	Lam_LT = 0.95	f _{i,LT} = 1.05	XLT,mod = 0.69

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

	en y:		en z:

k_{yy} = 1.00

k_{zz} = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.11 < 1.00 \quad (6.2.4.1)$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.17 < 1.00 \quad (6.2.9.1.2)$$

$$M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.9.1.2)$$

$$(M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd})^2 = 0.10 < 1.00 \quad (6.2.9.1.6)$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.1)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.1)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.25 < 1.00 \quad (6.3.2.1.1)$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.43 < 1.00 \quad (6.3.3.4)$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.43 < 1.00 \quad (6.3.3.4)$$

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 familles

FAMILLE: 6 C.V. V

PIECE: 537 CV/H_537

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L =

9.60 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 14 1,35G+1,35S+1,35W+ (1+6+6)*1.35

MATERIAU:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 120x10

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=25.0 cm	Ay=24.00 cm ²	Az=21.60 cm ²	Ax=46.36 cm ²
tw=1.0 cm	Iy=625.80 cm ⁴	Iz=1298.80 cm ⁴	Ix=15.33 cm ⁴
tf=1.0 cm	Wely=72.01 cm ³	Welz=103.90 cm ³	Aeff=46.36 cm ²

Attention: Profilé de classe 4 ! Le logiciel ne fait pas l'analyse complète de la classe 4 pour ce type de profilé, mais il les analyse comme les sections de classe 3.

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 41.38 kN

Nc,Rd = 1274.97 kN

Nb,Rd = 433.89 kN

Classe de la section = 4



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:

Ly = 4.80 m Lam_y = 1.51
Lcr,y = 4.80 m Xy = 0.34
Lamy = 130.68

en z:

Lz = 4.80 m Lam_z = 1.04
Lcr,z = 4.80 m Xz = 0.57
Lamz = 90.71

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

N,Ed/Nc,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.4.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

Lambda,y = 130.68 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 90.71 < Lambda,max = 210.00 STABLE

N,Ed/Nb,Rd = 0.10 < 1.00 (6.3.1.1.(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 familles

FAMILLE: 7 C.V.H

PIECE: 584 CVV_584

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: $11 \cdot 1,35G + 1,35Q + 1,35S \cdot (1+2+3) \cdot 1,35$

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 275.00 \text{ MPa}$


PARAMETRES DE LA SECTION: CAE 80x8

$h=8.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=8.0 \text{ cm}$	$Ay=6.40 \text{ cm}^2$	$Az=6.40 \text{ cm}^2$	$Ax=12.27 \text{ cm}^2$
$tw=0.8 \text{ cm}$	$Iy=72.25 \text{ cm}^4$	$Iz=72.25 \text{ cm}^4$	$Ix=2.59 \text{ cm}^4$
$tf=0.8 \text{ cm}$	$Wely=12.59 \text{ cm}^3$	$Welz=12.59 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N,Ed = 62.71 \text{ kN}$

$Nc,Rd = 337.35 \text{ kN}$

$Nb,Rd = 79.82 \text{ kN}$

Classe de la section = 3


PARAMETRES DE DEVERSEMENT:
PARAMETRES DE FLAMBEMENT:


en y:

$Ly = 3.93 \text{ m}$	$Lam_y = 1.87$
$Lcr,y = 3.93 \text{ m}$	$Xy = 0.24$
$Lamy = 162.04$	



en z:

$Lz = 3.93 \text{ m}$	$Lam_z = 1.87$
$Lcr,z = 3.93 \text{ m}$	$Xz = 0.24$
$Lamz = 162.04$	

FORMULES DE VERIFICATION:
Contrôle de la résistance de la section:

$N,Ed/Nc,Rd = 0.19 < 1.00$ (6.2.4.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\Lambda_{max,y} = 162.04 < \Lambda_{max} = 210.00$ $\Lambda_{max,z} = 162.04 < \Lambda_{max} = 210.00$ STABLE

$N,Ed/Nb,Rd = 0.79 < 1.00$ (6.3.1.1.(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 familles

FAMILLE: 8 Sablier

PIECE: 534 sablier_534

POINT: 7

COORDONNEE: $x = 1.00 \text{ L} =$

5.60 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: $14 \cdot 1,35G + 1,35S + 1,35W + (1+6+6) \cdot 1,35$

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 275.00 \text{ MPa}$


PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 120

$h=11.4 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=12.0 \text{ cm}$	$Ay=21.64 \text{ cm}^2$	$Az=8.46 \text{ cm}^2$	$Ax=25.34 \text{ cm}^2$
$tw=0.5 \text{ cm}$	$Iy=606.15 \text{ cm}^4$	$Iz=230.90 \text{ cm}^4$	$Ix=5.63 \text{ cm}^4$
$tf=0.8 \text{ cm}$	$Wply=119.50 \text{ cm}^3$	$Wplz=58.85 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 3.03 \text{ kN}$	$My_{Ed} = -0.80 \text{ kN*m}$	$Mz_{Ed} = -7.50 \text{ kN*m}$	$Vy_{Ed} = 6.43 \text{ kN}$
$Nc,Rd = 696.74 \text{ kN}$	$My_{Ed,max} = -1.15 \text{ kN*m}$	$Mz_{Ed,max} = -7.50 \text{ kN*m}$	$Vy,T,Rd = 342.77 \text{ kN}$
$Nb,Rd = 121.89 \text{ kN}$	$My_{c,Rd} = 32.86 \text{ kN*m}$	$Mz_{c,Rd} = 16.18 \text{ kN*m}$	$Vz_{Ed} = -0.96 \text{ kN}$
	$MN_{y,Rd} = 32.86 \text{ kN*m}$	$MN_{z,Rd} = 16.18 \text{ kN*m}$	$Vz,T,Rd = 134.08 \text{ kN}$
			$Tt_{Ed} = -0.01 \text{ kN*m}$
			Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:

$$\begin{aligned} Ly &= 5.60 \text{ m} & Lam_y &= 1.32 \\ Lcr,y &= 5.60 \text{ m} & Xy &= 0.42 \\ Lam_y &= 114.49 & kzy &= 0.52 \end{aligned}$$



en z:

$$\begin{aligned} Lz &= 5.60 \text{ m} & Lam_z &= 2.14 \\ Lcr,z &= 5.60 \text{ m} & Xz &= 0.17 \\ Lam_z &= 185.50 & kzz &= 1.00 \end{aligned}$$

FORMULES DE VERIFICATION:*Contrôle de la résistance de la section:*

$$\begin{aligned} N_{Ed}/Nc,Rd &= 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1)) \\ My_{Ed}/MN_{y,Rd} &= 0.02 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2)) \\ Mz_{Ed}/MN_{z,Rd} &= 0.46 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2)) \\ (My_{Ed}/MN_{y,Rd})^2 & 2.00 + (Mz_{Ed}/MN_{z,Rd})^2 1.00 = 0.46 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6)) \\ Vy_{Ed}/Vy,T,Rd &= 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6-7) \\ Vz_{Ed}/Vz,T,Rd &= 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7) \\ Tau_{ty,Ed}/(f_y/(sqrt(3)*gM0)) &= 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6) \\ Tau_{tz,Ed}/(f_y/(sqrt(3)*gM0)) &= 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6) \\ \text{Contrôle de la stabilité globale de la barre:} \\ \Lambda_y &= 114.49 < \Lambda_{max} = 210.00 & \Lambda_z &= 185.50 < \Lambda_{max} = 210.00 \quad \text{STABLE} \\ N_{Ed}/(Xy*N_{Rk}/gM1) + kyy*My_{Ed,max}/(XLT*My_{Rk}/gM1) + kyz*Mz_{Ed,max}/(Mz_{Rk}/gM1) &= 0.37 < 1.00 \quad (6.3.3.(4)) \\ N_{Ed}/(Xz*N_{Rk}/gM1) + kzy*My_{Ed,max}/(XLT*My_{Rk}/gM1) + kzz*Mz_{Ed,max}/(Mz_{Rk}/gM1) &= 0.51 < 1.00 \quad (6.3.3.(4)) \end{aligned}$$

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 familles**FAMILLE:** 9 poutre de roulement**PIECE:** 515 Barre_515**POINT:** 7**COORDONNEE:** x = 1.00 L =

5.60 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 14 1,35G+1,35S+1,35W+ (1+6+6)*1.35

MATERIAU:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 400**

h=39.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	Ax=158.98 cm ²
b=30.0 cm	Ay=126.20 cm ²	Az=57.33 cm ²	Ix=191.00 cm ⁴
tw=1.1 cm	Iy=45069.40 cm ⁴	Iz=8563.83 cm ⁴	
tf=1.9 cm	Wply=2561.97 cm ³	Wplz=872.88 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N,Ed = -8.42 \text{ kN}$	$My,Ed = -8.98 \text{ kN*m}$	$Mz,Ed = 47.45 \text{ kN*m}$	$Vy,Ed = -18.07 \text{ kN}$
$Nt,Rd = 4371.90 \text{ kN}$	$My,pl,Rd = 704.54 \text{ kN*m}$	$Mz,pl,Rd = 240.04 \text{ kN*m}$	$Vy,T,Rd = 1992.79 \text{ kN}$
	$My,c,Rd = 704.54 \text{ kN*m}$	$Mz,c,Rd = 240.04 \text{ kN*m}$	$Vz,Ed = -6.20 \text{ kN}$
	$MN,y,Rd = 704.54 \text{ kN*m}$	$MN,z,Rd = 240.04 \text{ kN*m}$	$Vz,T,Rd = 907.35 \text{ kN}$
			$Tt,Ed = 0.22 \text{ kN*m}$
			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:*

$$N,Ed/Nt,Rd = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$My,Ed/MN,y,Rd = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.20 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(My,Ed/MN,y,Rd)^2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.20 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\Tau_{ty,Ed}/(f_y/(sqrt(3)*gM0)) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\Tau_{tz,Ed}/(f_y/(sqrt(3)*gM0)) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Profil correct !!!

Chapitre 7

Étude des assemblages

7.1. Introduction :

Un assemblage est un dispositif permettant de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, tout en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations, sans engendrer de contraintes parasites, notamment de torsion.

En construction métallique, la conception et le calcul des assemblages revêtent une importance équivalente à celle du dimensionnement des éléments structurels, car ils conditionnent la sécurité finale de l'ouvrage. Les ossatures métalliques ne présentent généralement pas de redondances importantes, ce qui fait des assemblages des points de passage obligés pour les efforts transitant entre les différents composants structurels. En cas de défaillance d'un assemblage, c'est l'intégrité globale de la structure qui est compromise.

7.2. Fonctionnement des assemblages :

Les principaux modes d'assemblages sont :

7.1.2. 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	6.8	8.8	10.9
F_y (MPa)	240	320	300	400	480	640	900
F_u (MPa)	400	400	500	500	600	800	1000

Tableau 7.1: Caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe d'acier.

7.1.3. Le soudage :

En charpente métallique soudée, les assemblages présentent une rigidité accrue, ce qui induit un encastrement partiel des éléments structurels. Cette configuration influence la répartition des efforts et le comportement global de la structure. Les procédés de soudage, tels que le soudage à la flamme oxyacétylénique ou le soudage à l'arc électrique, permettent d'amener les pièces métalliques à assembler à leur température de fusion, assurant ainsi une liaison homogène et résistante.

7.3. Assemblage traverse – traverse :

L'assemblage traverse-traverse est réalisé à l'aide de deux platines boulonnées entre elles et soudées avec les deux traverses

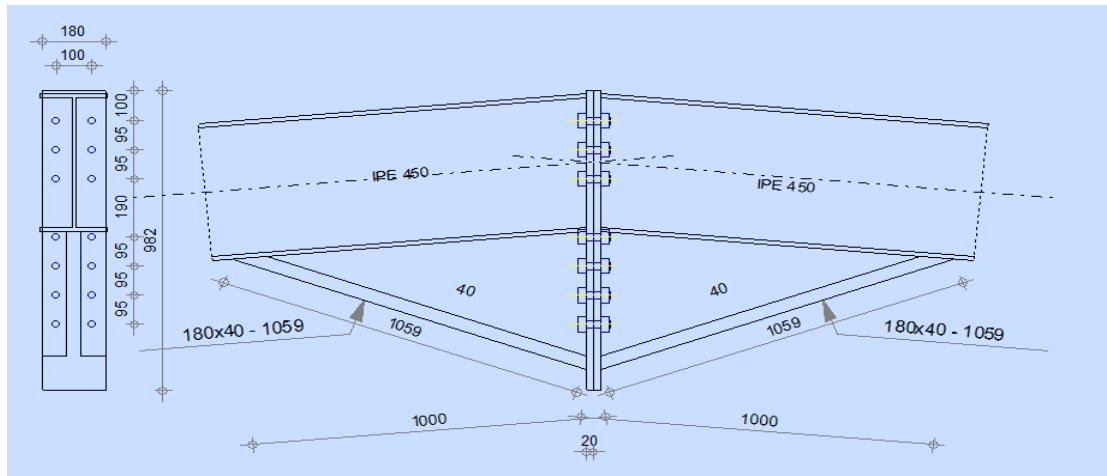


Figure 7.1: Vue en plan de l'assemblage traverse-traverse.

Les efforts sollicitant sur l'assemblage sont obtenus par la combinaison ELU donnée par le logiciel robot.

✓ $M_{max} = 403,96 \text{ KN.m}$

✓ $N_{max} = 131,09 \text{ KN}$

✓ $V_{max} = 24,99 \text{ KN}$

➤ **Disposition constructive :**

L'assemblage est réalisé par 14 boulons HR de classe 10.9 de diamètre $\varnothing 24 \text{ mm}$. Les dimensions de la platine d'about sont $317 \text{ mm} \times 952 \text{ mm}$, et l'épaisseur de la platine = 20 mm .

L'épaisseur la plus mince pour la détermination des pinces est :

$$t = \text{Min} (t_f; t_{platine})$$

Tel que :

- t_f : l'épaisseur de la semelle. $t_f = 19 \text{ mm}$

- $t_{platine}$: l'épaisseur de la platine. $t_{platine} = 20 \text{ mm}$

$$t = \text{Min} (19; 20) = 19 \text{ mm}$$

➤ **Distance entre les axes des boulons**

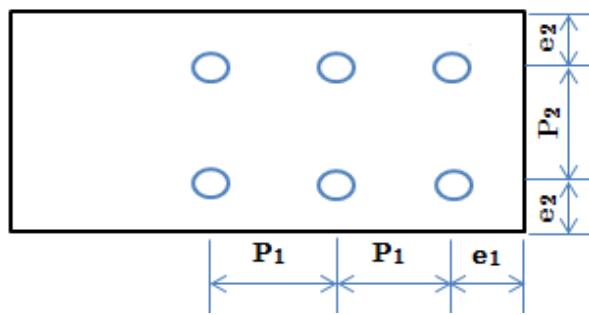


Figure 7.2: Désignation des entraxes et des pinces

• **Pinces (e1, e2) :**

$$1,2 d_0 = 1,2 \times 18 = 21,6 \leq e1 \leq 12 t = 12 \times 19 = 228 \text{ mm} \rightarrow e1 = 110 \text{ mm}$$

$$1,5 d_0 = 1,5 \times 18 = 27 \leq e2 \leq 12 t = 12 \times 19 = 228 \text{ mm} \rightarrow e2 = 95 \text{ mm}$$

• **Entraxe (P1, P2) :**

$$2,2 d_0 = 2,2 \times 18 = 39,6 \leq P1 \leq 14 t = 14 \times 19 = 266 \rightarrow P1 = 95 \text{ mm}$$

$$3 d_0 = 3 \times 18 = 54 \leq P2 \leq 14 t = 14 \times 19 = 266 \rightarrow P2 = 130 \text{ mm}$$

7.3.1. 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**

$$X = tf \times \sqrt{\frac{b}{t}}$$

Avec : tf = 14,6mm ; b = 190mm ; tw = 9,4mm

$$\rightarrow X = 14,6 \times \sqrt{\frac{190}{9,4}} = 65,63 \text{ mm}$$

NB : Tous les boulons sont tendus.

d₁ = 840mm d₂ = 745mm d₃ = 650mm. d₄ = 480mm

d₅ = 385mm. d₆ = 290mm. d₇ = 195mm

$$\rightarrow \sum d_i^2 = 2183875 \text{ mm}^2 = 2,183875 \text{ m}^2$$

On a:

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

- $N_1 = \frac{M_{sd} \times d_1 - 403,96 \times 0,840}{\sum d_i^2} = \frac{403,96 \times 0,840}{2,1838} = 155,38 KN$
- $N_2 = \frac{M_{sd} \times d_2 - 403,96 \times 0,745}{\sum d_i^2} = \frac{403,96 \times 0,745}{2,1838} = 137,81 KN$
- $N_3 = \frac{M_{sd} \times d_3 - 403,96 \times 0,650}{\sum d_i^2} = \frac{403,96 \times 0,650}{2,1838} = 120,23 KN$
- $N_4 = \frac{M_{sd} \times d_4 - 403,96 \times 0,480}{\sum d_i^2} = \frac{403,96 \times 0,480}{2,1838} = 88,79 KN$
- $N_5 = \frac{M_{sd} \times d_5 - 403,96 \times 0,385}{\sum d_i^2} = \frac{403,96 \times 0,385}{2,1838} = 71,21 KN$
- $N_6 = \frac{M_{sd} \times d_6 - 403,96 \times 0,290}{\sum d_i^2} = \frac{403,96 \times 0,290}{2,1838} = 53,64 KN$
- $N_7 = \frac{M_{sd} \times d_7 - 403,96 \times 0,195}{\sum d_i^2} = \frac{403,96 \times 0,195}{2,1838} = 36,07 KN$

7.3.2. Détermination du diamètre requis des boulons :

❖ Résistance des boulons au cisaillement :

$$F_v.R_d = 0,5 \times f_{ub} \times A_s$$

$$N_1 \leq n \times F_v.R_d \rightarrow N_1 \leq n \times 0,5 \times f_{ub} \times A_s$$

$$\rightarrow A_s \geq \frac{N_1}{0,5 \times f_{ub} \times n} = \frac{155,38 \times 10^3}{0,5 \times 1000 \times 2} = 155,38 mm^2$$

- On choisit des boulons de type M20 de classe 10.9 avec $A_s = 245 \text{ mm}^2$ et $d_0 = 22 \text{ mm}$

7.3.3. Effort de précontrainte dans le boulon :

La précontrainte F_p est calculée selon la relation :

$$F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

Tel que :

- f_{ub} : Résistance à la traction du boulon
- A_s : Aire de la section filetée du boulon.

Pour les boulons de diamètre M20 et classe 10.9:

$$A_s = 245 \text{ mm}^2 \text{ et } f_{ub} = 1000 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow F_p = 0,7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 171,5 \text{ KN}$$

7.3.4. Vérification de l'assemblage à la flexion

Pour cette vérification à la résistance de l'assemblage à la flexion on utilise la condition suivante :

$$M_{Rd} \geq M_{sd}$$

$$\text{Avec : } M_{sd} = M_{max} = 403,96 \text{ KN}$$

- **Calcul du moment résistant effectif de l'assemblage :**

$$M_{Rd} = \frac{N1 \times \sum di^2}{d1} = \frac{n \times F_p \times \sum di^2}{d1}$$

Tel que :

- n : nombre de boulon dans une rangée horizontale n = 2

- Fp : Effort de précontrainte dans le boulon.

$$M_{Rd} = \frac{n \times F_p \times \sum di^2}{d1} = \frac{2 \times 171,5 \times 2,1838}{0,840}$$

$$\rightarrow M_{Rd} = 891,71 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = 891,7 \text{ KN.m} \geq M_{sd} = 403,96 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

7.3.5. Vérification de l'assemblage au cisaillement

Pour cette vérification à la résistance de l'assemblage au cisaillement on utilise la condition suivante : $F_{S,Rd} \geq F_{v,SD}$

- **Calcul de l'effort tranchant par boulon :**

$$- F_{v,SD} = \frac{v_{sd}}{n} = \frac{24,99}{14}$$

$$F_{v,SD} = 1,785 \text{ KN}$$

- **Calcul de l'effort résistant par boulon :**

$$- F_{s,Rd} = K_s \times n \times \mu \times \frac{F_p}{\gamma_m}$$

Tel que :

- μ : Coefficient de frottement. Dans notre cas on a classe 10.9 donc $\mu = 0.20$

- n : Nombre de plans de contact n = 1

- Ks : Forme des trous Ks = 1 (trou nominal)

$$- \gamma \mathbf{M} \mathbf{s} = 1,25 \text{ (ELU)}$$

$$\rightarrow \mathbf{F_s.R_d=1 \times 1 \times 0,2 \times \frac{171,5}{1,25} = 27,44 KN}$$

7.3.6. Vérification de l'assemblage au poinçonnement :

Pour cette vérification à la résistance de l'assemblage au poinçonnement on utilise la condition suivante :

$$Ft, sd \leq Bp, Rd = 0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_m}$$

Tel que :

- $F_{t,SD}$: Effort de traction appliqué au boulon.
- $B_p.R_d$: 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.
- $\gamma_{Mb} = 1,25$.

$$F_{tsd} = \frac{N_{sd}}{n} = \frac{131,09}{14} = 9,36 \text{ KN}$$

$$B_{prd} = 0,6 \times \pi \times dm \times tp \times \frac{f_u}{\gamma_m}$$

$$B_{prd} = 420 \text{ kN}$$

$F_t.s.d = 9,36 \text{ KN} \leq B_p, R_d = 420 \text{ KN}$ Condition vérifiée

7.3.7. Vérification de l'assemblage à la pression diamétrale

$$F_v \cdot s_d \leq F_b \cdot R_d$$

Tel que :

- **Fv.sd** : Effort de cisaillement de calcul par boulon à l'état limite ultime. $Fv.sd = F/np$

Avec :

- n : Nombre de boulon.
- p : Nombre de plan de contacte. $P=1$

$$\rightarrow F_{v, sd} = \frac{v_{sd}}{np} = \frac{24,99}{14} = 1,785 \text{ KN}$$

- $F_{b,Rd}$: La résistance de calcul à la pression diamétrale

$$- F_{b,Rd} = 2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times \frac{t_p}{\gamma_m}$$

Où α est la plus petite des valeurs suivantes :

- $\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} \text{ ou } 1\right)$

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

- $\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} \text{ ou } 1\right) = 1$

$$\rightarrow F_b.R_d = 2,5 \times 1 \times 430 \times 10^{-3} \times 2 \times \frac{20}{1,25} = 43 \text{ KN}$$

$F_v.s_d = 1,785 \text{ KN} \leq F_b.R_d = 43 \text{ KN}$ Condition vérifiée

7.4. Les notes de calcul de l'assemblage qui donner par robot :

- Assemblage traverse-traverse :

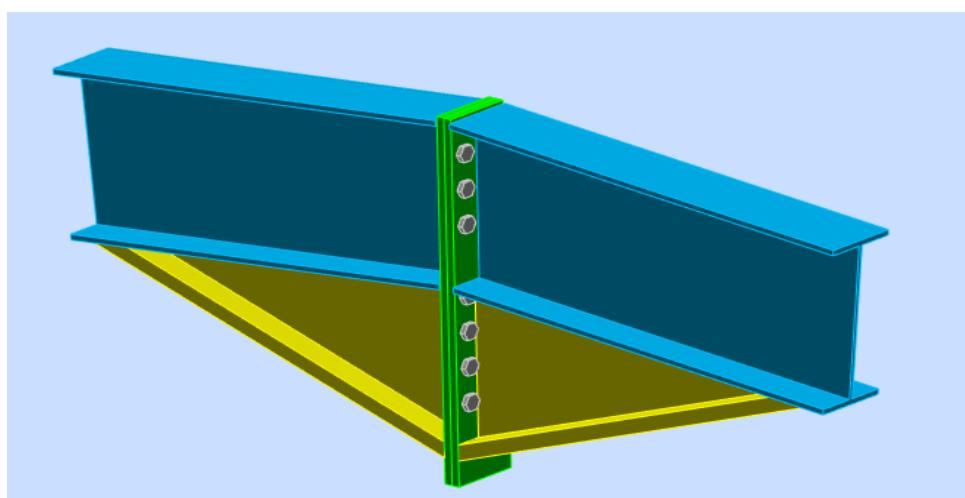
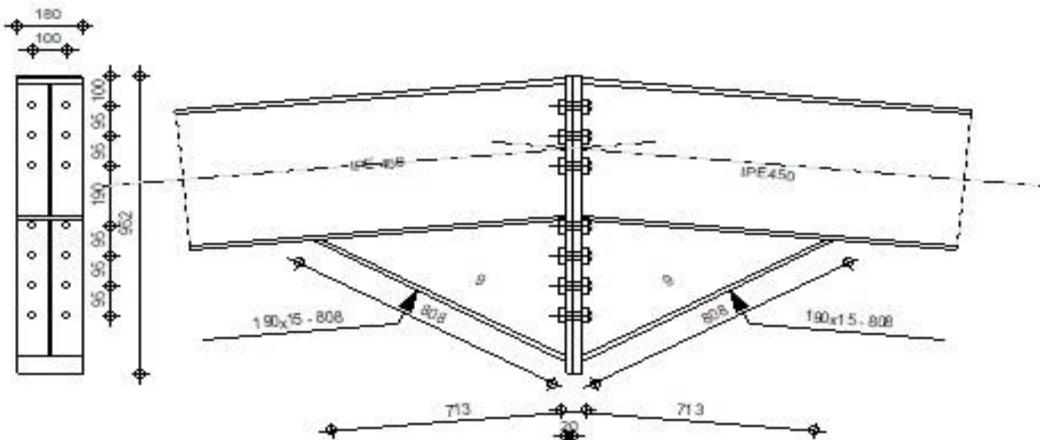
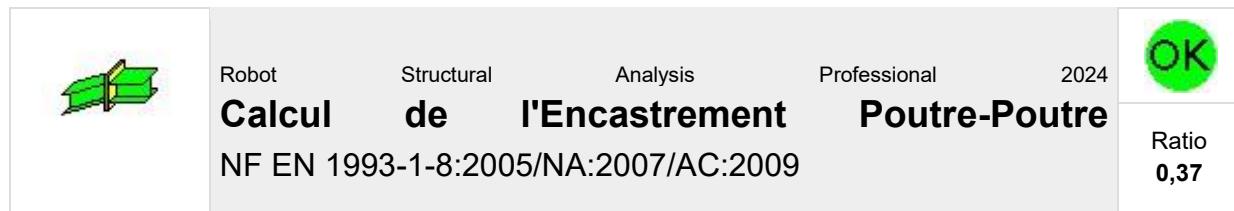


Figure 7.3: l'assemblage traverse-traverse en 3D.



GENERAL

Assemblage N°: 2

Nom de l'assemblage: Poutre - poutre

Noeud de la structure: 194

Barres de la structure: 165, 179

GEOMETRIE

GAUCHE

POUTRE

Profilé: IPE 450

Barre N°: 165

$\alpha = -174, 81$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_{bl} = 450$ [mm] Hauteur de la section de la poutre

b_{fl} = 190 [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wpl} =$ 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

$A_{bl} = 98,82 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section de la poutre

$I_{xb} = 33742,90 \text{ cm}^4$ Moment d'inertie de la poutre

Matériaux: S 275

f_{vb} = 275,00

1985, 1986 [Mn²⁺] Resistances

DRÔITE

POUTRE

Profilé: IPE 450

Barre N°: 179

$\alpha = -5,19$ [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
 $A_{br} = 98,82$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xbr} = 33742,90$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériaux: S 275

$f_{yb} = 275,00$ [MPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 24$ [mm] Diamètre du boulon
 Classe = 10.9 Classe du boulon
 $F_{trd} = 254,16$ [kN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 7$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 100$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
 Ecartement $e_i = 100$ [mm]
 Entraxe $p_i = 95; 95; 190; 95; 95; 95$ [mm]

PLATINE

$h_{pr} = 952$ [mm] Hauteur de la platine

$b_{pr} = 180$ [mm] Largeur de la platine

$t_{pr} = 20$ [mm] Epaisseur de la platine

Matériaux: S 235

$f_{ypr} = 235,00$ [MPa] Résistance

JARRET INFÉRIEUR

$W_{rd} = 190$ [mm] Largeur de la platine

$t_{frd} = 15$ [mm] Epaisseur de l'aile

$h_{rd} = 450$ [mm] Hauteur de la platine

$t_{wrd} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme

$l_{rd} = 1000$ [mm] Longueur de la platine

$\alpha_d = 28,49$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériaux: S 235

$f_{ybu} = 235,00$ [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 28$ [mm] Soudure âme

$a_f = 28$ [mm] Soudure semelle

$a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,10	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: 11: 1,35G+1,35Q+1,35S (1+2+3) *1.35	
$M_{b1,Ed} = -178,54$ [kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} = -0,43$ [kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} = -16,60$ [kN]	Effort axial dans la poutre droite

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

COMPRESSION

$A_b = 98,82$ [cm ²]	Aire de la section	EN1993-1-1:[6.2.4]
$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$		
$N_{cb,Rd} = 2470,52$ [kN]	Résistance de calcul de la section à la compression	EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 93,15$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$		
$V_{cb,Rd} = 1344,44$ [kN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	0,00 < 1,00	vérifié (0,00)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 1701,92$ [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$		
$M_{b,pl,Rd} = 425,48$ [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

$W_{pl} = 3765,60$ [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5]
$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$		
$M_{cb,Rd} = 941,40$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 941,40$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_f = 886$ [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$		
$F_{c,fb,Rd} = 1062,26$ [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'AME INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$\beta = 5,19$ [Deg]	Angle entre la platine d'about et la poutre	
$\gamma = 28,49$ [Deg]	Angle d'inclinaison du renfort	
$b_{eff,c,wb} = 284$ [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vb} = 50,85$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 0,86$	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)]
$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$		

$F_{c,wb,Rd1} = 906,27$ [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)]
$\lambda_p = 1,18$	Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho = 0,71$	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$		
$F_{c,wb,Rd2} = 639,65$ [kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]
Résistance de l'aile du renfort		
$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 * \gamma_{M0})$		
$F_{c,wb,Rd3} = 866,88$ [kN]	Résistance de l'aile du renfort	[6.2.6.7.(1)]
Résistance finale:		
$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$		
$F_{c,wb,Rd,low} = 639,65$ [kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(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	14	–	40	–	95	86	104	86	104	138	99	99	99
2	14	–	40	–	95	86	104	86	104	190	95	95	95
3	14	–	40	–	95	86	104	86	104	190	95	95	95
4	14	–	40	–	142	86	104	86	104	285	142	142	142
5	14	–	40	–	142	86	104	86	104	285	142	142	142
6	14	–	40	–	95	86	104	86	104	190	95	95	95
7	14	–	40	–	95	86	104	86	104	138	100	100	100

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 effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes circulaires
$l_{eff,nc}$	– Longueur effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes non circulaires
$l_{eff,1}$	– Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1
$l_{eff,2}$	– Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2
$l_{eff,cp,g}$	– Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
$l_{eff,nc,g}$	– Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
$l_{eff,1,g}$	– Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 1
$l_{eff,2,g}$	– Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd2} F_{c,wb,Rd,low})$		
$N_{j,Rd} = 1279,30$ [kN]	Résistance de l'assemblage à la compression	[6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	0,01 < 1,00	vérifié (0,01)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$F_{t,Rd} = 254,16$ [kN]	Résistance du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$B_{p,Rd} = 390,86$ [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	

$F_{t,fc,Rd}$	– résistance de la semelle du poteau à la flexion	
$F_{t,ep,Rd}$	– résistance de la platine fléchie 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
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	201,13	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(1)} = 426,71$	426,71	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 201,13$	201,13	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 781,73$	781,73	Boulons au cisaillement/poinçonnemement
$F_{c,fb,Rd} = 1062,26$	1062,26	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

$F_{t2,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t2,Rd,comp}$	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	201,13	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)} = 428,06$	428,06	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 201,13$	201,13	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 781,73$	781,73	Boulons au cisaillement/poinçonnemement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1062,26 - 201,13$	861,13	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 834,94 - 201,13$	633,81	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 455,37 - 201,13$	254,24	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

$F_{t3,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t3,Rd,comp}$	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	201,13	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 428,06$	428,06	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 201,13$	201,13	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 781,73$	781,73	Boulons au cisaillement/poinçonnemement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1062,26 - 402,26$	660,00	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 829,68 - 201,13$	628,55	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 446,50 - 201,13$	245,37	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 1249,78 - 402,26$	847,52	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 678,62 - 402,26$	276,36	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$$

$$F_{t3,Rd} = 171,85 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

$F_{t4,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t4,Rd,comp}$	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	201,13	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 428,06$	428,06	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 201,13$	201,13	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 781,73$	781,73	Boulons au cisaillement/poinçonnemement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 1062,26 - 574,11$	488,15	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 895,90 - 171,85$	724,04	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 558,12 - 171,85$	386,27	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 1310,74 - 372,98$	937,75	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 781,38 - 372,98$	408,39	Ame de la poutre - traction - groupe

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t,ep,Rd}(4+3+2+1) - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1730,84 - 574,11$	1156,73	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd}(4+3+2+1) - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1013,49 - 574,11$	439,38	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd} h_4/h_2$$

 $F_{t4,Rd} = 142,58$ [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon

[6.2.7.2.(9)]FRA

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	201,13	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(5)} = 428,06$	428,06	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 201,13$	201,13	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 781,73$	781,73	Boulons au cisaillement/poinçonnemement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 1062,26 - 716,69$	345,57	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 962,12 - 142,58$	819,54	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 669,75 - 142,58$	527,17	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_3^4 F_{tj,Rd} = 1376,96 - 314,43$	1062,53	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_3^4 F_{tj,Rd} = 893,00 - 314,43$	578,57	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_2^4 F_{tj,Rd} = 1791,80 - 515,56$	1276,24	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_2^4 F_{tj,Rd} = 1116,25 - 515,56$	600,69	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 2211,90 - 716,69$	1495,21	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 1348,37 - 716,69$	631,68	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t5,Rd} = F_{t2,Rd} h_5/h_2$$

 $F_{t5,Rd} = 84,03$ [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon

[6.2.7.2.(9)]FRA

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{t6,Rd} = \text{Min} (F_{t6,Rd,comp})$	201,13	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(6)} = 428,06$	428,06	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 201,13$	201,13	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 781,73$	781,73	Boulons au cisaillement/poinçonnemement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^5 F_{tj,Rd} = 1062,26 - 800,72$	261,55	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 895,90 - 84,03$	811,87	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 558,12 - 84,03$	474,10	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum_4^5 F_{tj,Rd} = 1376,96 - 226,61$	1150,35	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum_4^5 F_{tj,Rd} = 893,00 - 226,61$	666,39	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum_3^5 F_{tj,Rd} = 1791,80 - 398,46$	1393,34	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum_3^5 F_{tj,Rd} = 1116,25 - 398,46$	717,79	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_2^5 F_{tj,Rd} = 2206,64 - 599,59$	1607,05	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_2^5 F_{tj,Rd} = 1339,50 - 599,59$	739,91	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_1^5 F_{tj,Rd} = 2626,74 - 800,72$	1826,02	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_1^5 F_{tj,Rd} = 1571,62 - 800,72$	770,90	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t6,Rd} = F_{t2,Rd} h_6/h_2$$

 $F_{t6,Rd} = 54,75$ [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon

[6.2.7.2.(9)]FRA

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 7

F_{t7,Rd,comp} - Formule	F_{t7,Rd,comp}	Composant
$F_{t7,Rd} = \text{Min} (F_{t7,Rd,comp})$	201,13	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(7)} = 428,06$	428,06	Platine d'about - traction

F_{t7,Rd,comp} - Formule	F_{t7,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wb,Rd(7)} = 201,13$	201,13	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 781,73$	781,73	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^6 F_{tj,Rd} = 1062,26 - 855,47$	206,79	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(7+6)} - \sum_6^6 F_{tj,Rd} = 836,29 - 54,75$	781,54	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6)} - \sum_6^6 F_{tj,Rd} = 457,65 - 54,75$	402,90	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5)} - \sum_6^5 F_{tj,Rd} = 1317,35 - 138,78$	1178,57	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5)} - \sum_6^5 F_{tj,Rd} = 792,52 - 138,78$	653,74	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4)} - \sum_6^4 F_{tj,Rd} = 1798,41 - 281,36$	1517,05	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4)} - \sum_6^4 F_{tj,Rd} = 1127,40 - 281,36$	846,04	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_6^3 F_{tj,Rd} = 2213,25 - 453,21$	1760,04	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_6^3 F_{tj,Rd} = 1350,65 - 453,21$	897,44	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_6^2 F_{tj,Rd} = 2628,09 - 654,34$	1973,75	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_6^2 F_{tj,Rd} = 1573,90 - 654,34$	919,56	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_6^1 F_{tj,Rd} = 3048,19 - 855,47$	2192,72	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_6^1 F_{tj,Rd} = 1806,01 - 855,47$	950,54	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t7,Rd} = F_{t2,Rd} h_7/h_2$$

$$F_{t7,Rd} = 25,48 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon}$$

[6.2.7.2.(9)]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	748	201,13	—	—	426,71	201,13	508,32	781,73
2	653	201,13	—	—	428,06	201,13	508,32	781,73
3	558	171,85	—	—	428,06	201,13	508,32	781,73
4	463	142,58	—	—	428,06	201,13	508,32	781,73
5	273	84,03	—	—	428,06	201,13	508,32	781,73
6	178	54,75	—	—	428,06	201,13	508,32	781,73
7	83	25,48	—	—	428,06	201,13	508,32	781,73

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 478,20 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,37 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,37)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$\alpha_v = 0,60$	Coefficient pour le calcul de F _{v,Rd}	[Tableau 3.4]
$\beta_{Lf} = 0,94$	Coefficient réducteur pour les assemblages longs	[3.8]
$F_{v,Rd} = 203,35 \text{ [kN]}$	Résistance d'un boulon au cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{t,Rd,max} = 254,16 \text{ [kN]}$	Résistance d'un boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,int} = 334,52 \text{ [kN]}$	Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,ext} = 345,60 \text{ [kN]}$	Résistance du boulon de rive en pression diamétrale	[Tableau 3.4]

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	508,32	-2,37	201,13	75,09	72,72	365,14
2	508,32	-2,37	201,13	75,09	72,72	365,14
3	508,32	-2,37	171,85	64,16	61,79	371,38
4	508,32	-2,37	142,58	53,23	50,86	377,63
5	508,32	-2,37	84,03	31,37	29,00	390,12
6	508,32	-2,37	54,75	20,44	18,07	396,37
7	508,32	-2,37	25,48	9,51	7,14	402,62

$F_{tj,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure
 $F_{tj,Ed,N}$ – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial
 $F_{tj,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure
 $F_{tj,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment
 $F_{tj,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons
 $F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} / (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd}$$

$$V_{j,Rd} = 2668,41 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00) \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w =$	645,09	[cm ²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} =$	189,39	[cm ²]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	455,70	[cm ²]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	510175,04	[cm ⁴]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp max} = \tau_{\perp max} =$	-11,39	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	-11,22	[MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel} =$	-0,01	[MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0,80		Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]
$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3 * (\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	22,78	< 360,00	vérifié	(0,06)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 * (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	22,44	< 360,00	vérifié	(0,06)
$\sigma_{\perp} \leq 0,9 * f_u / \gamma_{M2}$	11,39	< 259,20	vérifié	(0,04)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} =$	5	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	17	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	24	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	65	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	9	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGÉES 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	239,23	13143,77
1	748	∞	∞	244	8	60,56	4527,68
2	653	∞	∞	244	8	52,86	3450,19
3	558	∞	∞	244	8	45,17	2518,90
4	463	∞	∞	244	8	37,47	1733,80
5	273	∞	∞	244	8	22,08	602,19
6	178	∞	∞	244	8	14,39	255,67
7	83	∞	∞	244	8	6,70	55,35

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 549 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$K_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$K_{eq} = 44 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 k_{eq}$	[6.3.1.(4)]
$S_{j,ini} = 2760192,66 \text{ [kN*m]}$ Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$\mu = 1,00$ Coefficient de rigidité de l'assemblage	[6.3.1.(6)]
$S_j = S_{j,ini} / \mu$	[6.3.1.(4)]
$S_j = 2760192,66 \text{ [kN*m]}$ Rigidité en rotation finale	[6.3.1.(4)]
Classification de l'assemblage par rigidité.	
$S_{j,rig} = 160384,28 \text{ [kN*m]}$ Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,pin} = 3207,69 \text{ [kN*m]}$ Rigidité de l'assemblage articulé	[5.2.2.5]
$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RIGIDE	

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DE LA POUTRE EN TRACTION

REMARQUES

Pince du boulon trop grande.

187 [mm] > 120 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,37

Remarque : le message du logiciel concernant la pince excessive est dû à une divergence géométrique de modélisation ; dans le modèle réel, la pince respecte la valeur limite (100 mm < 120 mm)

7.5. Assemblage poteau- traverse :

-l'assemblage poteau – traverse est réalisé à l'aide d'une platine boulonnée à la traversée au poteau.

-l'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant et un effort normal.

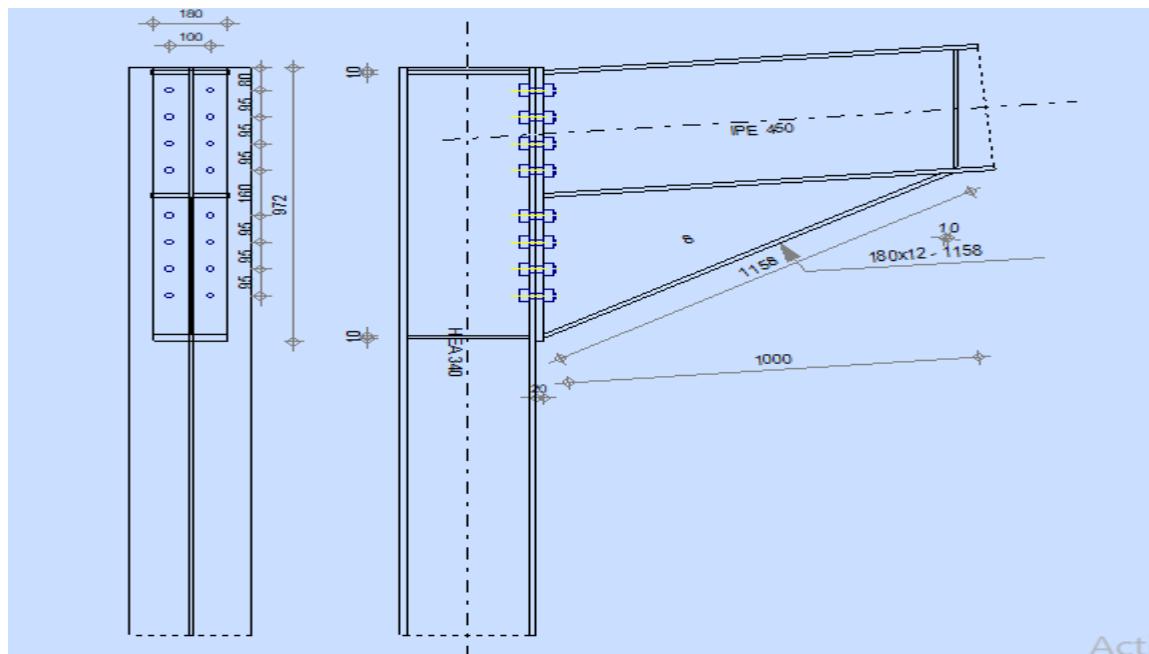


Figure 7.4 : Représentation de l'assemblage Poteau –Traverse

- ❖ On choisit des boulons de classe 10.9
- Nombre de boulons = 16
- Nombre de files : $n = 2$
- Poteau HEA 340
- Traverse : IPE450

$M_{max} = 201,59 \text{ KN.m}$

$N_{max} = 70,18 \text{ KN}$

$V_{sdmax} = 74,47 \text{ KN}$

7.5.1. Détermination des efforts dans les boulons :

$$d_1 = 860 \text{ mm}, d_2 = 775 \text{ mm}, d_3 = 690 \text{ mm}, d_4 = 605 \text{ mm}$$

$$d_5 = 465 \text{ mm}, d_6 = 380 \text{ mm}, d_7 = 295 \text{ mm}, d_8 = 210 \text{ mm}$$

$$\Sigma d^2 = (860)^2 + (775)^2 + (690)^2 + (605)^2 + (465)^2 + (380)^2 + (295)^2 + (210)^2 = 2674100 \text{ mm}^2 = 2,74100 \text{ m}^2$$

- $N_1 = \frac{M_{sd} \times d_1 - 201,59 \times 0,860}{\Sigma d^2} = \frac{201,59 \times 0,860}{2,74100} = 63,25 \text{ KN}$
- $N_2 = \frac{M_{sd} \times d_2 - 201,59 \times 0,775}{\Sigma d^2} = \frac{201,59 \times 0,775}{2,74100} = 57 \text{ KN}$

- $N_3 = \frac{Msd \times d_3}{\Sigma d^2} = \frac{201,59 \times 0,690}{2,74100} = 50,74 \text{KN}$
- $N_4 = \frac{Msd \times d_4}{\Sigma d^2} = \frac{201,59 \times 0,605}{2,74100} = 44,50 \text{KN}$
- $N_5 = \frac{Msd \times d_5}{\Sigma d^2} = \frac{201,59 \times 0,465}{2,74100} = 34,19 \text{KN}$
- $N_6 = \frac{Msd \times d_6}{\Sigma d^2} = \frac{0,380 \times 201,59}{2,74100} = 27,94 \text{KN}$
- $N_7 = \frac{Msd \times d_7}{\Sigma d^2} = \frac{201,59 \times 0,295}{2,47100} = 24,06 \text{KN}$
- $N_8 = \frac{Msd \times d_8}{\Sigma d^2} = \frac{201,59 \times 0,210}{2,47100} = 17,13 \text{KN}$

7.5.2. Dimensionnement des boulons :

Il faut vérifier que : $N_1 \times n \times F_{vrd}$ avec : $F_{vrd} = 0.5 \times f_{ub} \times A_S$

$$\rightarrow \text{As} \geq \frac{63,25 \times 10^3}{0,5 \times \text{fub} \times n} = 63,25 \text{mm}^2$$

- On choisit des boulons de type M₁₆ de classe 10.9 avec $A_s = 157\text{mm}^2$ et $d_0 = 18\text{mm}$

7.5.3. Condition de résistance des boulons :

- **Pinces (e1, e2) :**
 $e_1 \geq 1,2d_0 = 21,6\text{mm}$
- $e_2 \geq 1,5d_0 = 27\text{mm}$
- **Entraxe (P1, P2) :**
 $P_1 \geq 2,2d_0 = 39,6\text{mm}$
 $P_2 \geq 3d_0 = 54\text{mm}$

7.5.4. Effort de précontrainte dans le boulon :

$$F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s \text{ par boulon}$$

$$F_p = 109,9 \text{ KN}$$

7.5.5. Vérification de l'assemblage à la flexion :

Pour cette vérification à la résistance de l'assemblage à la flexion on utilise la condition suivante :

$$M_{rd} \geq M_{sd}$$

$$M_{Rd} = \frac{N1 \times \sum di^2}{dl} = \frac{63,25 \times 2,74100}{0,860} = 201,59 \text{ KN.m}$$

$M_{rd}=201,59\text{KN.m} \geq M_{sd}=201,59\text{KN.m}$ Condition vérifiée.

7.5.6. Résistance d'un boulon à l'interaction cisaillement-traction :

Il faut vérifier que : $F_{vsd} \leq F_{VR} = \frac{k_s \times n \times \mu \times F_{pcd}}{\gamma_{ms}}$

Avec : $\mu = 0.2$, $KS = 1$, $\gamma_{ms} = 1,25$, $n = 1$.

$$F_{tsd} = \frac{N_{sd}}{2} = 37,23\text{KN}$$

❖ Effort de cisaillement sollicitant par boulon

$$F_{vsd} = \frac{V_{sdmax}}{n} = \frac{70,18}{14} = 5,01\text{KN}$$

❖ Effort résistant de l'interaction cisaillement-traction sollicitons

$$F_{VR} = \frac{k_s \times n \times \mu \times F_{pcd}}{\gamma_{ms}} = 17,58\text{KN}$$

$F_{vsd} = 10,178\text{KN} < F_{VR} = 17,58 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$

7.5.7. Vérification au poinçonnement :

Il faut vérifier que : $B_{prd} > F_{tsd}$

$$B_{pr} = \frac{0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_m}$$

$$d_m = 24,58\text{mm}$$

$$f_u = 430 \text{ Mpa}$$

$$t_p = 19\text{mm (poteau HEA400)}$$

D'où : $B_{prd} = 302,67\text{KN}$

Donc :

$B_{prd} = 302,67 > F_{tsd} = 281,84 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$

7.5.8 Vérification de l'assemblage à la pression diamétrale

$$F_{v.sd} \leq F_{b.Rd}$$

$F_{b.Rd}$: La résistance de calcul à la pression diamétrale

$$F_{rd} = 2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t_p / \gamma_m$$

Où α est la plus petite des valeurs suivantes :

- $\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} \text{ ou } 1\right) = 1$

$$F_{rd} = 2,5 \times 1 \times 430 \times 16 \times \frac{20}{1,25} = 275,2\text{KN}$$

$$F_{v.sd} = 5,01\text{KN}$$

$F_{v.sd} = 5,01\text{KN} < F_{v.rd} = 275,2\text{KN} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$

7.5.9. Assemblage platine traverse :

Cette liaison se fera au moyen de cordon de soudure

❖ Epaisseur de la platine :

Soit $e = 20\text{mm}$

❖ Gorge reliant l'âme :

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 \text{ t_w} \rightarrow 3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 \times 13,5 \text{ mm} \rightarrow a = 5 \text{ mm}$$

❖ Gorge reliant la semelle :

$$3\text{ mm} \leq a \leq 0.5 \text{ tf} \rightarrow 3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \times 19 \text{ mm} \rightarrow a = 8 \text{ mm}$$

❖ Distribution des efforts sur les différents cordons :

✓ Cordon âme platine :

Chaque cordon reprend : $V / 2 = 14250,57 / 2 = 7125,28\text{KN}$

✓ Cordon semelle :

$$L = 2b - tw = 600 - 11 = 589 \text{ mm}$$

$$N = M / L = 201,59 / 0,589 = 342,25 \text{ KN}$$

7.5.10. Vérification :

✓ **Cordon semelle platine :**

$$L = \frac{N \cdot \sqrt{3} \cdot \beta w \cdot y_{MW}}{a \cdot f_u}$$

β_w : Coefficient de corrélation = 0.85

γ_m : Coefficient de sécurité = 1.25

fu : Valeur normal de la résistance = 430Mpa

$$L = \frac{N \cdot \sqrt{3} \cdot 0,85 \cdot 1,25}{8,43} = 3,92$$

L=58,9cm>3,92cm.....Vérifiée

7.6. Les notes de calcul de l'assemblage qui donner par robot :

• Assemblage Poteau –Traverse :

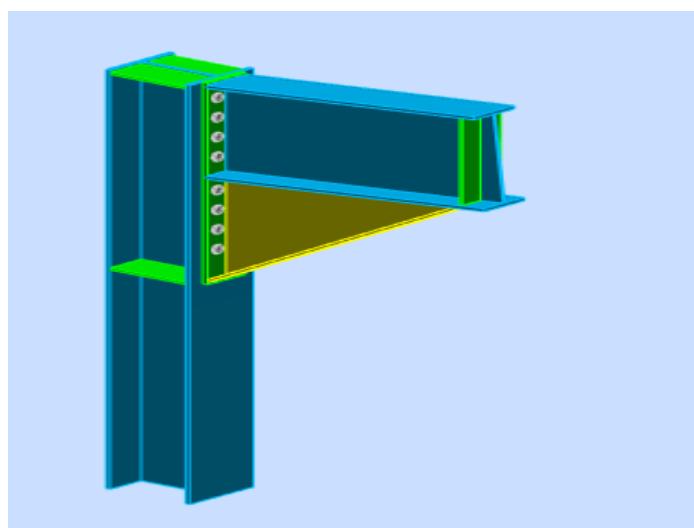
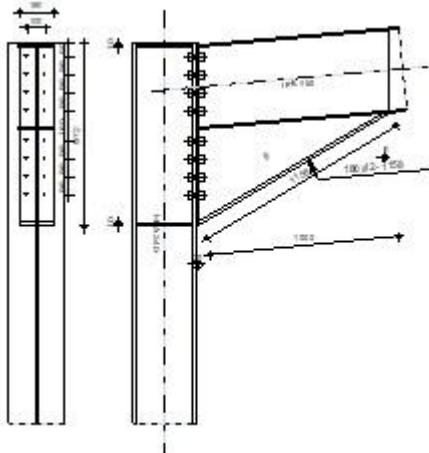
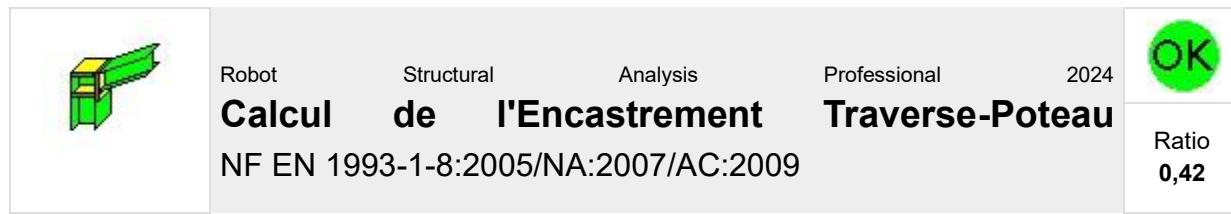


Figure 7.5 : l'assemblage Poteau-Traverse en 3D



GENERAL

Assemblage N°: 3
 Nom de l'assemblage: Angle de portique
 Noeud de la structure: 301
 Barres de la structure: 276, 277

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 340
 Barre N°: 276
 $\alpha = -90,00$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 330$ [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
 $t_{fc} = 16$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 133,47$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 27693,10$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: S 275
 $f_{yc} = 275,00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 450
 Barre N°: 277
 $\alpha = 5,19$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 450$ [mm] Hauteur de la section de la poutre

$\alpha = 5,19$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $b_f = 190$ [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
 $r_b = 21$ [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: S 275
 $f_{yb} = 275,00$ [MPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 22$ [mm] Diamètre du boulon
 Classe = 10.9 Classe du boulon
 $F_{tRd} = 218,16$ [kN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 8$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 80$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
 Ecartement $e_i = 100$ [mm]
 Entraxe $p_i = 95; 95; 95; 160; 95; 95; 95$ [mm]

PLATINE

$h_p = 972$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_p = 180$ [mm] Largeur de la platine
 $t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine
 Matériau: S 275
 $f_{yp} = 275,00$ [MPa] Résistance

JARRET INFÉRIEUR

$w_d = 180$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{fd} = 12$ [mm] Epaisseur de l'aile
 $h_d = 500$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{wd} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme
 $l_d = 1000$ [mm] Longueur de la platine
 $\alpha = 30,67$ [Deg] Angle d'inclinaison
 Matériau: S 275
 $f_{ybu} = 275,00$ [MPa] Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} = 297$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{su} = 145$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hu} = 10$ [mm] Epaisseur du raidisseur
 Matériau: S 275
 $f_{ysu} = 275,00$ [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 297$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{sd} = 145$ [mm] Largeur du raidisseur

$h_{sd} = 297$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $t_{hd} = 10$ [mm] Epaisseur du raidisseur
 Matériau: S 275
 $f_{ysu} = 275,00$ [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 20$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 20$ [mm] Soudure semelle
 $a_s = 20$ [mm] Soudure du raidisseur
 $a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,10$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} = 1,10$	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: 11: $1,35G+1,35Q+1,35S (1+2+3) * 1.35$
 $M_{b1,Ed} = 201,59$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
 $V_{b1,Ed} = 70,18$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite
 $N_{b1,Ed} = -28,40$ [kN] Effort axial dans la poutre droite
 $M_{c1,Ed} = 201,59$ [kN*m] Moment fléchissant dans le poteau inférieur
 $V_{c1,Ed} = 29,17$ [kN] Effort tranchant dans le poteau inférieur
 $N_{c1,Ed} = -74,47$ [kN] Effort axial dans le poteau inférieur

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

COMPRESSION

$A_b = 98,82$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]
 $N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$
 $N_{cb,Rd} = 2470,52$ [kN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 90,85$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
 $V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$
 $V_{cb,Rd} = 1311,24$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
 $V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,05 < 1,00$ vérifié (0,05)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 1701,92$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
 $M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$
 $M_{b,pl,Rd} = 425,48$ [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

$W_{pl} = 3760,96$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]
 $M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$
 $M_{cb,Rd} = 940,24$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 940,24$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]
 $h_f = 938$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$$F_{c,fb,Rd} = 1002,87 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'aile et de l'âme comprimées} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILLE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$\beta = 5,19 \text{ [Deg]} \quad \text{Angle entre la platine d'about et la poutre}$$

$$\gamma = 30,67 \text{ [Deg]} \quad \text{Angle d'inclinaison du renfort}$$

$$b_{eff,c,wb} = 262 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vb} = 50,85 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]$$

$$\omega = 0,88 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 116,03 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$A_s = 18,06 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme} \quad EN1993-1-1:[6.2.4]$$

$$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} + A_s f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd1} = 1851,08 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wb} = 379 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 1,13 \quad \text{Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,73 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 6,73 \quad \text{Elancement du raidisseur} \quad EN1993-1-1:[6.3.1.2]$$

$$\chi = 1,00 \quad \text{Coefficient de flambement du raidisseur} \quad EN1993-1-1:[6.3.1.2]$$

$$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1} + A_s \chi f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd2} = 1557,10 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance de l'aile du renfort

$$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 * \gamma_{M0})$$

$$F_{c,wb,Rd3} = 712,50 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'aile du renfort} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$$

$$F_{c,wb,Rd,low} = 712,50 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

RESISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$$M_{b1,Ed} = 201,59 \text{ [kN*m]} \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre droite} \quad [5.3.(3)]$$

$$M_{b2,Ed} = 0,00 \text{ [kN*m]} \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre gauche} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c1,Ed} = 29,17 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant dans le poteau inférieur} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c2,Ed} = 0,00 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant dans le poteau supérieur} \quad [5.3.(3)]$$

$$z = 827 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$$V_{wp,Ed} = 229,06 \text{ [kN]} \quad \text{Panneau d'âme en cisaillement} \quad [5.3.(3)]$$

$$A_{vs} = 44,95 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de cisaillement de l'âme du poteau} \quad EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]$$

$$A_{vc} = 44,95 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]$$

$$d_s = 942 \text{ [mm]} \quad \text{Distance entre les centres de gravités des raidisseurs} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,fc,Rd} = 5,62 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,stu,Rd} = 2,06 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,stl,Rd} = 2,06 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} * f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,stl,Rd}) / d_s)$$

$$V_{wp,Rd} = 600,23 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du panneau d'âme au cisaillement} \quad [6.2.6.1]$$

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0 \quad 0,38 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,38)$$

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILLE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 10$ [mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} = 328$ [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} = 44,95$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 0,78$	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} = 94,02$ [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)]
$A_s = 29,05$ [cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$		
$F_{c,wc,Rd1} = 1337,43$ [kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
Flambement:		
$d_{wc} = 243$ [mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p = 1,00$	Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho = 0,80$	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s = 2,76$	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]
$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$		
$F_{c,wc,Rd2} = 1214,35$ [kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
Résistance finale:		
$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$		
$F_{c,wc,Rd} = 1214,35$ [kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 10$ [mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} = 329$ [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} = 44,95$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 0,78$	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} = 94,02$ [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)]
$A_s = 29,05$ [cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$		
$F_{c,wc,Rd1} = 1338,24$ [kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} = 243$ [mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p = 1,00$	Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho = 0,80$	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s = 2,76$	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]
$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$		
$F_{c,wc,Rd2} = 1214,60$ [kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$		
$F_{c,wc,Rd,upp} = 1214,60$ [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	24	-	100	-	95	149	189	149	189	169	127	127	127
2	24	-	100	-	95	149	220	149	220	190	95	95	95
3	24	-	100	-	95	149	220	149	220	190	95	95	95

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}
4	24	–	100	–	128	149	220	149	220	255	128	128	128
5	24	–	100	–	128	149	220	149	220	255	128	128	128
6	24	–	100	–	95	149	220	149	220	190	95	95	95
7	24	–	100	–	95	149	220	149	220	190	95	95	95
8	24	–	100	–	95	149	189	149	189	169	127	127	127

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	23	–	40	–	95	142	148	142	148	166	125	125	125
2	23	–	40	–	95	142	141	141	141	190	95	95	95
3	23	–	40	–	95	142	141	141	141	190	95	95	95
4	23	–	40	–	128	142	141	141	141	255	128	128	128
5	23	–	40	–	128	142	141	141	141	255	128	128	128
6	23	–	40	–	95	142	141	141	141	190	95	95	95
7	23	–	40	–	95	142	141	141	141	190	95	95	95
8	23	–	40	–	95	142	141	141	141	166	118	118	118

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 effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes circulairesl_{eff,nc} – Longueur effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes non circulairesl_{eff,1} – Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1l_{eff,2} – Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2l_{eff,cp,g} – Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulairesl_{eff,nc,g} – Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulairesl_{eff,1,g} – Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 1l_{eff,2,g} – Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} 2 F_{c,wb,Rd,low}, 2 F_{c,wc,Rd,low}, 2 F_{c,wc,Rd,upp})$$

$$N_{j,Rd} = 1425,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,02 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,02)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$$F_{t,Rd} = 218,16 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 320,22 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

F_{t,fc,Rd} – résistance de la semelle du poteau à la flexionF_{t,wc,Rd} – résistance de l'âme du poteau à la tractionF_{t,ep,Rd} – résistance de la platine fléchie à la flexionF_{t,wb,Rd} – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4], [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5], [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F _{t1,Rd,comp} - Formule	F _{t1,Rd,comp}	Composant
-----------------------------------	-------------------------	-----------

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	332,26	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 363,40$	363,40	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 332,26$	332,26	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 387,12$	387,12	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 334,77$	334,77	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 640,45$	640,45	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 600,23$	600,23	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 1214,35$	1214,35	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 1002,87$	1002,87	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 712,50$	712,50	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

$F_{t2,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t2,Rd,comp}$	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	132,48	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 382,84$	382,84	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 332,26$	332,26	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 380,30$	380,30	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 330,62$	330,62	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 640,45$	640,45	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum^1 F_{tj,Rd} = 600,23 - 332,26$	267,97	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum^1 F_{tj,Rd} = 1214,35 - 332,26$	882,09	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum^1 F_{tj,Rd} = 1002,87 - 332,26$	670,61	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum^1 F_{tj,Rd} = 712,50 - 332,26$	380,24	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum^1 F_{tj,Rd} = 626,71 - 332,26$	294,45	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum^1 F_{tj,Rd} = 464,75 - 332,26$	132,48	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum^1 F_{tj,Rd} = 700,24 - 332,26$	367,98	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum^1 F_{tj,Rd} = 516,54 - 332,26$	184,28	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

$F_{t3,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t3,Rd,comp}$	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	133,43	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 382,84$	382,84	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 332,26$	332,26	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 380,30$	380,30	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 330,62$	330,62	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 640,45$	640,45	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum^2 F_{tj,Rd} = 600,23 - 464,75$	135,48	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum^2 F_{tj,Rd} = 1214,35 - 464,75$	749,60	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum^2 F_{tj,Rd} = 1002,87 - 464,75$	538,12	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum^2 F_{tj,Rd} = 712,50 - 464,75$	247,75	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum^2 F_{tj,Rd} = 546,80 - 132,48$	414,32	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum^2 F_{tj,Rd} = 410,29 - 132,48$	277,81	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum^2 F_{tj,Rd} = 912,01 - 464,75$	447,26	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum^2 F_{tj,Rd} = 598,17 - 464,75$	133,43	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum^2 F_{tj,Rd} = 671,03 - 132,48$	538,54	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum^2 F_{tj,Rd} = 446,50 - 132,48$	314,02	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum^2 F_{tj,Rd} = 1035,75 - 464,75$	571,01	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum^2 F_{tj,Rd} = 739,79 - 464,75$	275,05	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$$

$$F_{t3,Rd} = 116,35 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon}$$

[6.2.7.2.(9)]FRA

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

$F_{t4,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t4,Rd,comp}$	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	19,14	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 382,84$	382,84	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 332,26$	332,26	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 380,30$	380,30	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 330,62$	330,62	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 640,45$	640,45	Boulons au cisaillement/poinçonnemement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ti,Rd} = 600,23 - 581,09$	19,14	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 1214,35 - 581,09$	633,25	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 1002,87 - 581,09$	421,78	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 712,50 - 581,09$	131,41	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 627,10 - 116,35$	510,75	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 465,72 - 116,35$	349,38	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 913,74 - 248,83$	664,90	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 598,89 - 248,83$	350,06	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 1253,81 - 581,09$	672,72	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 720,36 - 581,09$	139,26	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 702,88 - 116,35$	586,53	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 522,87 - 116,35$	406,53	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 1038,39 - 248,83$	789,56	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 746,12 - 248,83$	497,29	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 1403,12 - 581,09$	822,03	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 1039,42 - 581,09$	458,33	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

$F_{t5,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t5,Rd,comp}$	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	0,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 382,84$	382,84	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 332,26$	332,26	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 380,30$	380,30	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 330,62$	330,62	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 640,45$	640,45	Boulons au cisaillement/poinçonnemement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^4 F_{ti,Rd} = 600,23 - 600,23$	0,00	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 1214,35 - 600,23$	614,12	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 1002,87 - 600,23$	402,64	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 712,50 - 600,23$	112,27	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 647,88 - 19,14$	628,75	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 516,00 - 19,14$	496,86	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 951,04 - 135,48$	815,55	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 635,43 - 135,48$	499,95	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 1254,19 - 267,97$	986,23	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 720,81 - 267,97$	452,84	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 1577,75 - 600,23$	977,52	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 797,71 - 600,23$	197,49	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 734,73 - 19,14$	715,60	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 599,25 - 19,14$	580,11	Ame de la poutre - traction - groupe

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t,ep,Rd}(5+4+3) - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 1070,25 - 135,48$	934,77	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd}(5+4+3) - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 822,50 - 135,48$	687,02	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd}(5+4+3+2) - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 1405,76 - 267,97$	1137,79	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd}(5+4+3+2) - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 1045,75 - 267,97$	777,78	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd}(5+4+3+2+1) - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 1770,49 - 600,23$	1170,26	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd}(5+4+3+2+1) - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 1339,04 - 600,23$	738,82	Ame de la poutre - traction - groupe

Les autres boulons sont inactifs (ils ne transfèrent pas de charges) car la résistance d'un des composants de l'assemblage s'est épuisée ou ces boulons sont situés au-dessous du centre de rotation.

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	875	332,26	363,40	332,26	387,12	334,77	436,32	640,45
2	780	132,48	382,84	332,26	380,30	330,62	436,32	640,45
3	685	116,35	382,84	332,26	380,30	330,62	436,32	640,45
4	590	19,14	382,84	332,26	380,30	330,62	436,32	640,45
5	430	-	382,84	332,26	380,30	330,62	436,32	640,45
6	335	-	382,84	332,26	380,30	330,62	436,32	640,45
7	240	-	382,84	332,26	380,30	330,62	436,32	640,45
8	145	-	363,40	332,26	380,30	330,62	436,32	640,45

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 484,98 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,42 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,42)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,91 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 165,88 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 218,16 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 283,14 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 283,14 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	436,32	-3,55	332,26	138,11	134,56	258,67
2	436,32	-3,55	132,48	55,07	51,52	303,77
3	436,32	-3,55	116,35	48,36	44,81	307,42
4	436,32	-3,55	19,14	7,95	4,40	329,36
5	436,32	-3,55	0,00	0,00	-3,55	331,75
6	436,32	-3,55	0,00	0,00	-3,55	331,75
7	436,32	-3,55	0,00	0,00	-3,55	331,75
8	436,32	-3,55	0,00	0,00	-3,55	331,75

F_{tj,Rd,N} – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

F_{tj,Ed,N} – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

F_{tj,Rd,M} – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

F_{tj,Ed,M} – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

F_{tj,Ed} – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

F_{vj,Rd} – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$		
$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} / (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$		
$V_{j,Rd} = n_h \sum_i^n F_{vj,Rd}$		[Tableau 3.4]
$V_{j,Rd} = 2526,23 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement}$		[Tableau 3.4]
$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	0,03 < 1,00	vérifié
		(0,03)

RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w = 450,80 \text{ [cm}^2]$	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} = 104,24 \text{ [cm}^2]$	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} = 346,56 \text{ [cm}^2]$	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} = 351687,30 \text{ [cm}^4]$	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp max} = \tau_{\perp max} = -19,55 \text{ [MPa]}$	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -19,55 \text{ [MPa]}$	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel} = 2,03 \text{ [MPa]}$	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w = 0,85$	Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]
$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3 * (\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	39,10 < 367,06	vérifié
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 * (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	39,25 < 367,06	vérifié
$\sigma_{\perp} \leq 0,9 * f_u / \gamma_{M2}$	19,55 < 280,80	vérifié
		(0,07)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} = 5 \text{ [mm]}$	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} = 16 \text{ [mm]}$	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} = 22 \text{ [mm]}$	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b = 66 \text{ [mm]}$	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} = 7 \text{ [mm]}$	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	69,92	4411,56
1	875	3	39	77	2	16,64	1455,70
2	780	2	29	59	2	11,88	926,15
3	685	2	29	59	2	10,43	714,26
4	590	3	39	79	2	11,26	664,36
5	430	3	39	79	2	8,21	352,83
6	335	2	29	59	2	5,10	170,77
7	240	2	29	59	2	3,65	87,62
8	145	3	39	73	2	2,75	39,86

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$Z_{eq} = 631 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent}$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$k_{eq} = 11 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons}$$

$$A_{vc} = 44,95 \text{ [cm}^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 1,00 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 631 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 3 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \infty \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 181893,84 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,00 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 181893,84 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 160384,28 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 3207,69 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \text{ RIGIDE}$$

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

PANNEAU D'AME DU POTEAU EN CISAILLEMENT

REMARQUES

Pince du boulon trop grande. $162 \text{ [mm]} > 120 \text{ [mm]}$

Epaisseur de l'âme de la contreplaqué inférieure à l'épaisseur de l'âme de la poutre $8 \text{ [mm]} < 9 \text{ [mm]}$

Epaisseur de l'aile de la contreplaqué inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre $12 \text{ [mm]} < 15 \text{ [mm]}$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,42

7.6. Calcul des pieds de poteaux :

Les bases des poteaux et les tiges d'ancrage sont des éléments de continuité qui assurent la transmission des efforts de la superstructure aux fondations, ce sont des dispositifs de liaisons. Ces derniers sont constitués d'une plaque d'assise appelée platine assurant la réduction de la pression

Dans le béton, soudée au poteau reposant sur la fondation et fixée par des écrous aux tiges d'ancrage qui sont noyées dans le béton.

7.6.1. Dimensionnement de la tige d'ancrage des poteaux :

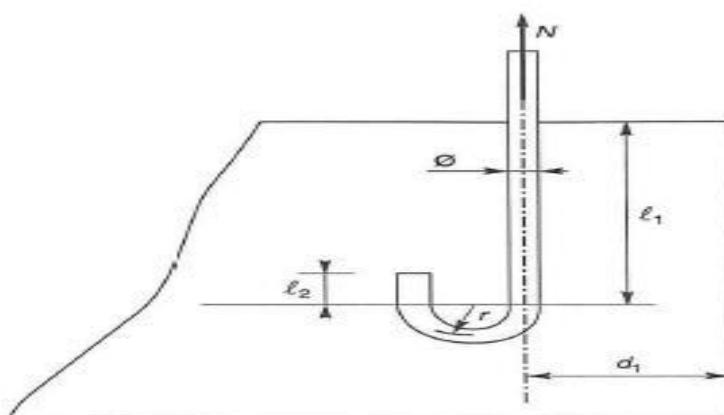


Figure 7.6.: Tige d'encrage du pied du poteau

$$b = h + 2c$$

h : la hauteur de la section HEA360 $\rightarrow h = 330$ mm

c : le débord, On prend : $c=100$ mm

d'où :

$$a = h + 2c = 330 + 2 \times 100 = 530 \text{ mm}$$

$$b = b + 2c = 300 + 2 \times 100 = 500 \text{ mm}$$

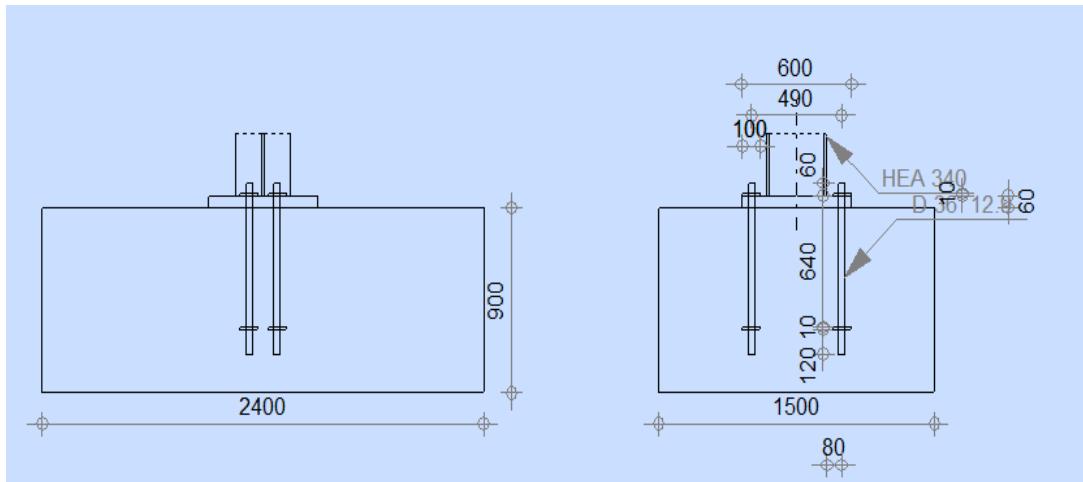


Figure 7.7 : Représentation de l'assemblage Pied poteau

$$F = \frac{N_t}{n} + \frac{\frac{M_y}{3P_2} - 47}{4} + \frac{403,96 \times 10^2}{390} = 115,32 \text{ KN}$$

$$F \leq \frac{\pi \times \phi^2}{4} \times f_y$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times F}{\pi \times f_y}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 115,32}{3,14 \times 27,5}} = 2,31 \text{ cm}$$

Donc on choisit pour les tiges le diamètre $\phi = 3$ cm.

7.6. Vérifications :

7.6.1 Vérification de la tige d'ancrage :

L'effort admissible par scellement est par la règle suivante :

$$N_a = 0,1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1} \right)^2} (l_1 + 6,4r + 3,5l_2) \geq F$$

$$L_1 = 20\phi = 20 \times 3 = 60 \text{ cm}$$

$$L_2 = 2\phi = 2 \times 3 = 6 \text{ cm}$$

$$r = 3\phi = 9 \text{ cm}$$

g : Le dosage en ciment = 350 Kg/m³

N_a : effort normal résistant par scellement d'une tige

Les moments correspondants, pour une bande de largeur unité (=1 cm) et d'épaisseur t, sont :

$$M_1 = 0,85 \times 0,219 \times \frac{0,219}{3} \times 10 = 0,20 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = \frac{0,65 \times 0,219}{2} \times \frac{0,219}{3} \times 10 = 0,05 \text{ KN.m}$$

$$M = M_1 - M_2 = 0,15 \text{ KN.m}$$

Le module d'inertie de la platine pour b = 1cm est :

$$\frac{I}{V} = \frac{(b \times t^3)/12}{(\frac{t}{2})} = \frac{b \times t^2}{6}$$

$$\frac{M}{W_{el}} \leq f_y \quad \text{Donc : } t \geq \sqrt{\frac{6M}{f_y}}$$

$$\text{D'où : } t \geq 1,80 \text{ cm}$$

Conclusion :

On opte pour une platine d'épaisseur t = 20mm

Les notes de calcul de l'assemblage qui donner par robot :

Assemblage pied de poteau :

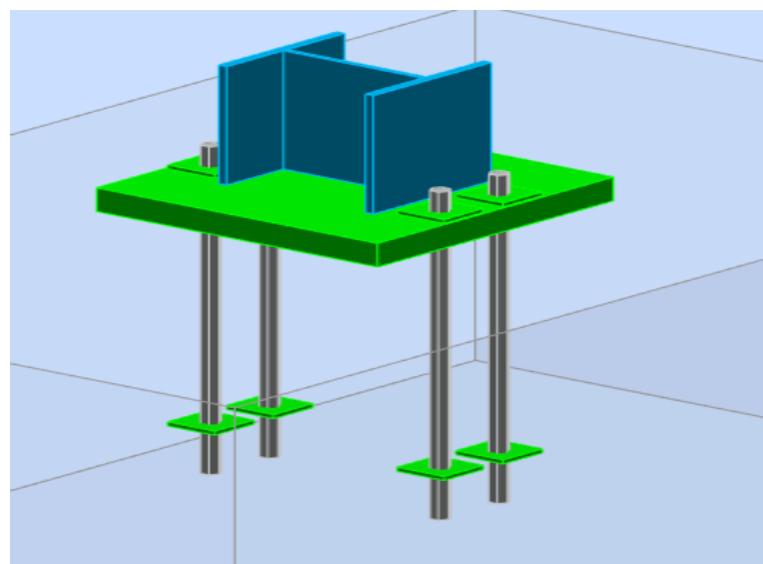
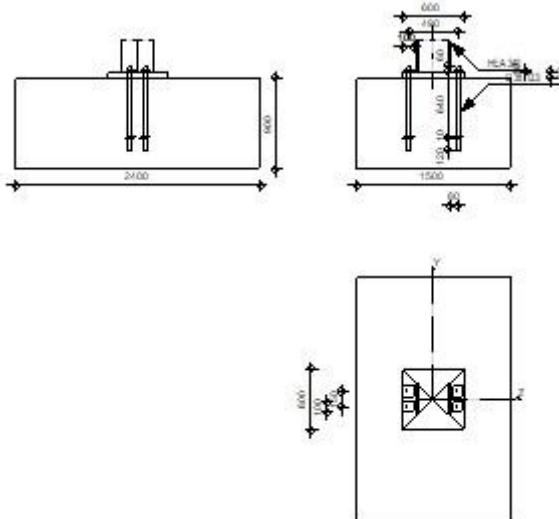
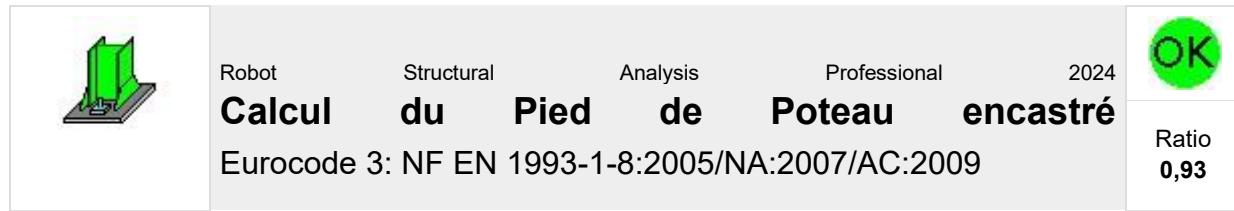


Figure 7.8 : l'assemblage Pied poteau en 3D



GENERAL

Assemblage N°: 1

Nom de l'assemblage: Pied de poteau encastré

Noeud de la structure: 367

Barres de la structure: 345

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 340

Barre N°: 345

$L_c =$	7,80 [m]	Longueur du poteau
$\alpha =$	0,00 [Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	330 [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
$t_{fc} =$	16 [mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27 [mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	133,47 [cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	27693,10 [cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	S 275	
$f_{yc} =$	275,00 [MPa]	Résistance
$f_{uc} =$	390,00 [MPa]	Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} =$	600 [mm]	Longueur
$b_{pd} =$	600 [mm]	Largeur
$t_{pd} =$	60 [mm]	Epaisseur

Matériaux: S 275
 $f_{y,PD} = 215,00$ [MPa] Résistance
 $f_{u,PD} = 360,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

ANCORAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe = 12.9 Classe de tiges d'ancrage
 $f_{yb} = 1080,00$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon
 $f_{ub} = 1200,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction
 $d = 36$ [mm] Diamètre du boulon
 $A_s = 8,17$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 10,18$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $n_H = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_V = 2$ Nombre de rangées des boulons
 Ecartement $e_{Hi} = 490$ [mm]
 Entraxe $e_{Vi} = 150$ [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 60$ [mm]
 $L_2 = 640$ [mm]
 $L_3 = 120$ [mm]

Plaque d'ancrage

$l_p = 100$ [mm] Longueur
 $b_p = 100$ [mm] Largeur
 $t_p = 10$ [mm] Epaisseur
 Matériaux: S 275
 $f_y = 235,00$ [MPa] Résistance

Platine

$l_{wd} = 100$ [mm] Longueur
 $b_{wd} = 100$ [mm] Largeur
 $t_{wd} = 10$ [mm] Epaisseur

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,10$ Coefficient de sécurité partiel
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel
 $\gamma_c = 1,50$ Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

$L = 1500$ [mm] Longueur de la semelle
 $B = 2400$ [mm] Largeur de la semelle
 $H = 900$ [mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe C20/25
 $f_{ck} = 20,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 0$ [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

$a_p = 9$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

EFFORTS

Cas: 14: 1,35G+1,35S+1,35W+ (1+6+6) *1.35

$N_{j,Ed} = -47,00$ [kN] Effort axial

$V_{j,Ed,y} = -0,22$ [kN] Effort tranchant

$V_{j,Ed,z} = 66,32$ [kN] Effort tranchant

$M_{j,Ed,y} = -403,96$ [kN*m] Moment fléchissant

$M_{j,Ed,z} = -0,87$ [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)]
$f_j = 22,22$ [MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise	[6.2.5.(7)]
$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{MO}))}$		
$c = 103$ [mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} = 222$ [mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} = 505$ [mm]	Longueur effective de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} = 1122,00$ [cm ²]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$A_{c1} = 9359,20$ [cm ²]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rdi} = A_{c0} * f_{cd} * \sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3 * A_{c0} * f_{cd}$		
$F_{rdi} = 4320,70$ [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)]
$f_{jd} = \beta_j * F_{rdi} / (b_{eff} * l_{eff})$		
$f_{jd} = 25,67$ [MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$A_{c,n} = 2440,75$ [cm ²]	Aire de compression efficace	[6.2.8.2.(1)]
$A_{c,y} = 1122,00$ [cm ²]	Aire de flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$A_{c,z} = 1122,00$ [cm ²]	Aire de flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$		
$F_{c,Rd,n} = 6266,07$ [kN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = 2880,46$ [kN]	Résistance du béton à la flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} = 2880,46$ [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]
$W_{pl,y} = 1850,62$ [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} = 462,65$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} = 314$ [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$		
$F_{c,fc,Rd,y} = 1475,77$ [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$W_{pl,z} = 755,96$ [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z} = 188,99$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z} = 253$ [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$		
$F_{c,fc,Rd,z} = 747,78$ [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$

$N_{j,Rd} = 6266,07$ [kN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$		
$F_{c,Rd,y} = 1475,77$ [kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]
$F_{c,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$		
$F_{c,Rd,z} = 747,78$ [kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

ZONE TENDUE

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$A_b = 8,17$ [cm ²]	Aire de section efficace du boulon	[Tableau 3.4]
$f_{ub} = 1200,00$ [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)]
$F_{t,Rd,s1} = \text{beta} * 0,9 * f_{ub} * A_b / \gamma_M 2$		
$F_{t,Rd,s1} = 600,00$ [kN]	Résistance du boulon à la rupture	[Tableau 3.4]
$F_{t,Rd,s} = F_{t,Rd,s1}$		
$F_{t,Rd,s} = 600,00$ [kN]	Résistance du boulon à la rupture	

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} = F_{t,Rd,s}$	
$F_{t,Rd} = 600,00$ [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à traction

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} = 249$ [mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} = 249$ [mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 70$ [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} = 43,80$ [kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} = 43,80$ [kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} = 2509,58$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} = 1230,65$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} = 1200,01$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$		
$F_{t,pl,Rd,y} = 1200,01$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1} = 300$ [mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} = 300$ [mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 70$ [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} = 52,77$ [kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} = 52,77$ [kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} = 3023,46$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} = 1374,37$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} = 1200,01$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$		
$F_{t,pl,Rd,z} = 1200,01$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$		
$F_{T,Rd,y} = 1200,01$ [kN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]
$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$		
$F_{T,Rd,z} = 1200,01$ [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)	0,01 < 1,00	vérifié	(0,01)
$e_y = 8595$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]

$e_y =$	8595	[mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$z_{c,y} =$	157	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} =$	245	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} =$	491,06	[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)			0,82 < 1,00	vérifié (0,82)
$e_z =$	18	[mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$z_{c,z} =$	126	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,z} =$	75	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} =$	24,08	[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)			0,04 < 1,00	vérifié (0,04)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$			0,86 < 1,00	vérifié (0,86)

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 1,97$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,y} = 1,00$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,y} = 2,35$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} * \alpha_{b,y} * f_{up} * d * t_p / \gamma_M 2$		
$F_{1,vb,Rd,y} = 1463,53$ [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 0,48$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,z} = 0,48$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,z} = 2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} * \alpha_{b,z} * f_{up} * d * t_p / \gamma_M 2$		
$F_{1,vb,Rd,z} = 750,32$ [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)]
$A_{sb} = 8,17$ [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} = 1200,00$ [MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]
$\gamma_M 2 = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b * f_{ub} * A_{sb} / \gamma_M 2$		
$F_{2,vb,Rd} = 194,51$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier	[6.2.2.(7)]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d} = 0,30$	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed} = 47,00$ [kN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$		
$F_{f,Rd} = 14,10$ [kN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,y} = 792,15$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement		
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	0,00 < 1,00	vérifié	(0,00)
$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,z} = 792,15$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement		
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,08 < 1,00	vérifié	(0,08)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,08 < 1,00	vérifié	(0,08)

Soudures entre le poteau et la plaque d'assise

$\sigma_{\perp} = 166,82$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
---------------------------------	------------------------------------	-------------

Soudures entre le poteau et la plaque d'assise

$\sigma_{\perp} = 166,82$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 166,82$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{y\parallel} = -0,02$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{z\parallel} = 12,41$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_w = 0,80$	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0,9*f_u/\gamma_{M2}) \leq 1,0$ (4.1)	$0,64 < 1,00$	vérifié (0,64)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3,0 * (\tau_{y\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}))} \leq 1,0$ (4.1)	$0,93 < 1,00$	vérifié (0,93)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3,0 * (\tau_{z\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}))} \leq 1,0$ (4.1)	$0,79 < 1,00$	vérifié (0,79)

Rigidité de l'assemblage

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} = 222$ [mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} = 505$ [mm]	Longueur effective de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff}) / (1.275 * E)}$		
$k_{13,y} = 38$ [mm]	Coeff. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} = 249$ [mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 70$ [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0,425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$		
$k_{15,y} = 67$ [mm]	Coeff. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b = 376$ [mm]	Longueur effective du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1,6 * A_b / L_b$		
$k_{16,y} = 3$ [mm]	Coeff. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} = 0,62$	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} = 59227,40$ [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} = 223675,04$ [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 $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} = E_c * \sqrt{(A_{c,z}) / (1.275 * E)}$		
$k_{13,z} = 38$ [mm]	Coeff. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} = 300$ [mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 70$ [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0,425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$		
$k_{15,z} = 81$ [mm]	Coeff. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b = 376$ [mm]	Longueur effective du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} = 1,6 * A_b / L_b$		
$k_{16,z} = 3$ [mm]	Coeff. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} = 1,20$	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} = 251714,75$ [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} = 60060,00$ [kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$	RIGIDE	[5.2.2.5.(2)]

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

Soudures assemblant le fut du poteau à plaque d'assise

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,93

CHAPITRE 8 :

Étude des Fondations

8.1. Introduction :

Les Fondation sont les éléments plus résistants de la structure, tel qu'elles transmettent les Charges de la superstructure.

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).

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 est estimée à 2 bars.

-Le site est de catégorie S3 qui concerne les sols meuble.

- La profondeur d'ancrage : $D = 2 \text{ m}$

8.2. Choix du type de fondation :

On choisit des semelles isolées comme type de fondation et l'étude sera comme suite :

8.2.1 Charges à considérer :

Les efforts maximum résultants du logiciel robot sont :

$$M_{sd}=403,96 \text{ Kn.m}$$

$$N_{sd}=66,49 \text{ Kn.m}$$

$$\bar{\sigma}_{sol}=2 \text{ bar}$$

8.2.3. Dimensionnement de la semelle :

Les dimensions de la semelle sont choisies de sorte qu'elles soient homothétiques avec celles du pied de poteau avec un débordement de 10 cm.

$$ay = a + c = 0.6 + 0.1 = 0.70 \text{ m}$$

$$bx = b + c = 0.7 + 0.1 = 0.80 \text{ m}$$

Avec :

a et b : dimensions de la platine

- 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 :

$$e_0 = \frac{M_{sd}}{N_{sd}}$$

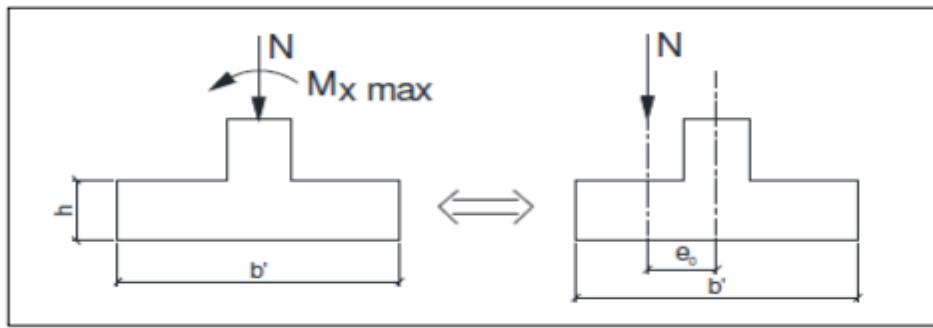


Figure 8.1 : Coupe transversale d'une semelle isolée

- **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 : $e_0 \leq \frac{Bx}{6}$

Avec :

$$Bx \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol} \times a_y}} = 6,16 \text{ m}$$

On prend : $Bx = 6,5 \text{ m}$

$$A_y \geq \frac{a_y}{b_x} \times Bx = 5,68$$

On prend : $A_y = 6 \text{ m}$

A_y : Longueur de la semelle de la fondation

B_x : Largeur de la semelle de la fondation

a_y : Petit côté du pied de poteau

b_x : Grand côté du pied de poteau

Détermination de la hauteur H de la semelle :

$$H = d + 5 \text{ cm} = 30 + 5$$

$$H = 35 \text{ cm}$$

Avec :

$$\frac{Bx - b_x}{4} \leq d \leq A_y - a_y$$

$$\rightarrow 0.5 \text{ m} \leq d \leq 0.45 \text{ m} \text{ On prend : } d = 30 \text{ cm.}$$

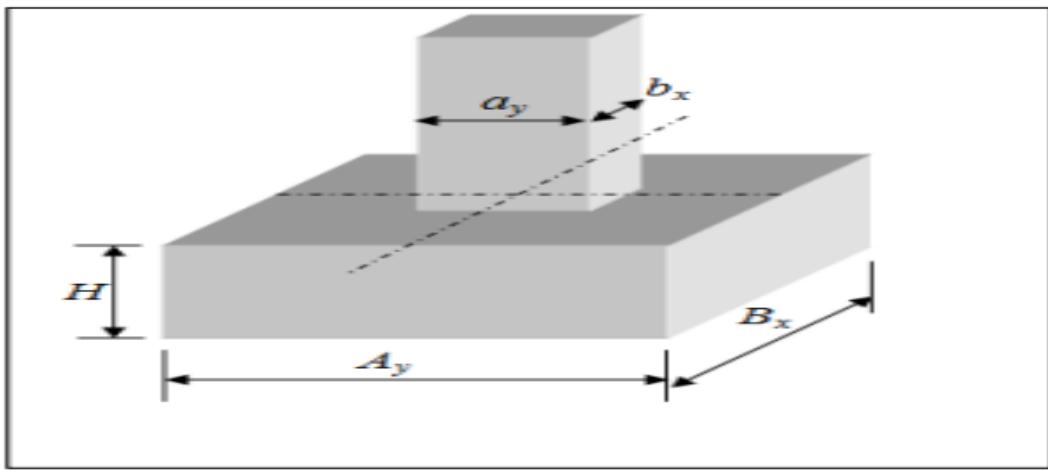


Figure 8.2: Dimensions de la semelle

Poids propre = $0.35 \times 1.8 \times 1.8 \times 25 = 28.35 \text{ Kn}$

$$\rightarrow p_s = N_s + (\text{Poids propre}) = 66,49 + 28.35 = 94,84 \text{ Kn}$$

$$e_0 = 6,07 < \frac{B_x}{6} = 1,08 \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc : il n'existe aucune traction dans le sol

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A_y \times B_x} \times \left(1 + \frac{6e_0}{B_x}\right) = 59,30 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 59,30 \text{ Kn/m}^2 < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 200 \text{ Kn/m}^2 \dots \text{Condition vérifiée}$$

8.3. Calcul de ferraillage :

Le ferraillage sera calculé par la méthode de bielle en remplaçant N par N'

On a : $M_u = 99 \text{ Kn.m}$, $N_u = 320 \text{ Kn}$

$$P_u = N_u + 1.35 \times (\text{Poids propre}) = 358,27 \text{ kn}$$

$$N' = N \times \left(1 + \frac{3e_0}{B_x}\right) = 507,54 \text{ kn}$$

$$A_s = \frac{N' \times (B_x \times b_x)}{8 \times d \times f_{st}} = 4,86 \text{ cm}^2$$

- **Etat limite d'ouverture de fissures :**

- Fissuration nuisible

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e, (110 \sqrt{f_{t28}} \times \eta) \right]$$

Avec :

f_{t28} : La résistance à la traction du béton à 28 jours égale à $0.6 + 0.06 f_{c28} = 2,7 \text{ MPa}$.

$f_e = 500 \text{ MPa}$

η : Coefficient de fissuration, égale à 1.6 pour les barres à haute adhérence

$$\bar{\sigma}_s = \min [333,33, (228,63)] = 228,63$$

- **Condition de non fragilité :**

Pour qu'une section en béton armé soumise à la traction ou à la flexion soit considérée comme non fragile, la relation suivante doit être vérifiée :

$$A_{min} = 0,23 \frac{b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{100 \times 30 \times 2,7}{500}$$

$$A_{min} = 3,72 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_s = 4,86 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

-Nous choisissons pour la nappe inférieure 7HA12 espacés tous les 15cm soit une section d'armature $A_s = 7.92 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

-Pour la nappe supérieure, on prend des armatures en HA10 espacée tous les 15 cm pour éviter la fissuration de retrait

8.4. Calcul des longrines :

Les longrines sont des éléments de liaison situés à l'intérieur du périmètre de la structure. Elles assurent un rôle de chaînage dans les deux directions principales et sont dimensionnées pour résister aux efforts axiaux de traction, conformément aux prescriptions du RPA 2024.

8.4.1. Pré dimensionnement :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : $(25 \times 30 \text{ cm}^2)$ Pour Site de catégorie **S3** RPA 2024

→On prend $(30 \times 35 \text{ cm}^2)$

8.4.2. Ferraillages longitudinaux :

Les longrines doivent être dimensionné pour résister à une force de traction égal à :

$$F_t = (\pm \alpha (A \cdot I \cdot S) \cdot N) \geq 20$$

Avec :

N : Effort normal encaissé par le poteau le plus sollicité

α : Coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie $\alpha = 0,4$

$$\rightarrow F_t = 33,28 > 20$$

$$A_s = \frac{F_t - 33,28 \times 10^{-3}}{f_{st}} = 0,76 \text{ cm}^2$$

Le ferraillage minimal doit être de 0.6% de la section :

$$A_{min} = 0.6\% (b \times h) = 6.3 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA12 >> $A_s = 6.79 \text{ cm}^2$

8.4.3. Ferraillage 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 :

$St \leq \min(20 \text{ cm}, 15\varnothing)$ → on choisit un cadre et un étrier $\varnothing 8$, pour un espacement De 15cm.

$$A = 4\varnothing 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

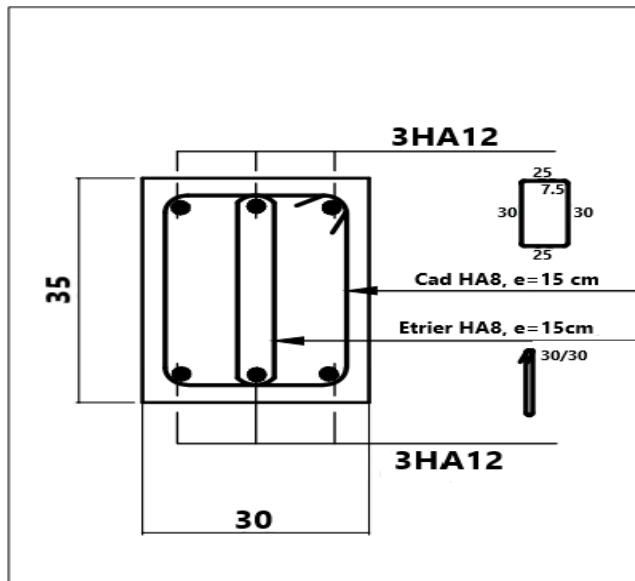


Figure 8.3: Schéma de Ferraillage des longrines.

Conclusion générale :

Ce projet de fin d'études a constitué une occasion précieuse pour approfondir nos connaissances en analyse et calcul des structures, notamment à travers l'utilisation de logiciels spécialisés (comme Robot Structure 2024), mais aussi par le biais des vérifications et dimensionnements manuels des éléments face aux divers phénomènes d'instabilité.

Tout au long de ce mémoire, nous avons réalisé l'ensemble des étapes de conception, de calcul et de dimensionnement d'une structure métallique, en tenant compte des actions environnantes les plus sévères, telles que les surcharges d'exploitation, la neige, le vent, les charges roulantes et les séismes.

Le dimensionnement a concerné chaque composant de la structure : des éléments individuels aux assemblages et connexions, en passant par les parties sensibles de la construction. La rigueur et la précision dans les calculs, ainsi que la vérification méticuleuse des résultats, ont été des exigences incontournables. De plus, une définition précise des détails constructifs a été essentielle pour garantir la sécurité et la durabilité de l'ouvrage.

En conclusion, ce projet de fin d'études nous a permis de renforcer notre intégration dans le domaine du génie civil et d'acquérir une expertise plus complète dans la conception et l'analyse des structures métalliques.

Références bibliographiques :

- [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] Recommandations pour le calcul et l'exécution des chemins de roulement de ponts roulants « CTICM ».
- [06] Règles parasismiques algériennes «RPA2024, D.T.R.- B.C-2.48».
- [07] Béton armée aux états limites « BAEL».
- [08] Règles de calcul des fondations superficielles « D.T.R-B.C-2.331 ».
- [11] R. Basquin & G. Lemasson « résistance des matériaux ».
- [12] Jean Morel « Structures Métalliques – guide de Calcul ».
- [13] Jean Perchât & Jean Roux « Pratique du BAEL91».
- [14] Jean Pierre Mougin « Béton armé – BAEL91 modifié 99 et DTU associé »
- [15] « Cours et TD de l'université A.MIRA Bejaia – Département de génie civil

Annexe

ANNEXE 1

Tableau des armatures (1)

Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Section en cm^2 de N armatures de diamètre Φ (mm)

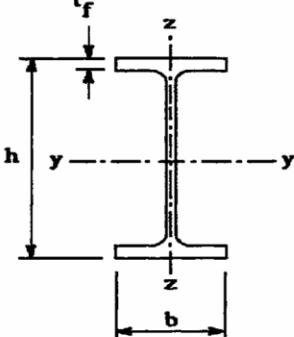
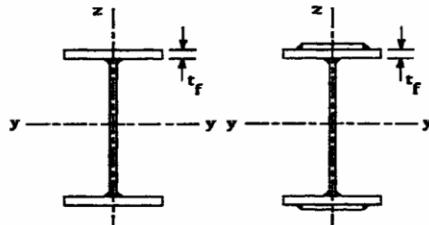
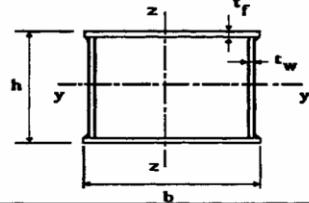
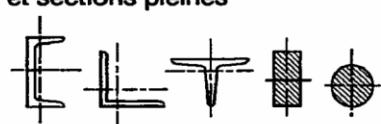
ANNEXE2

Valeur de χ en fonction de λ

λ	Coefficients de réduction			
	a	B	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

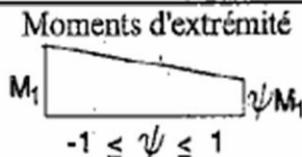
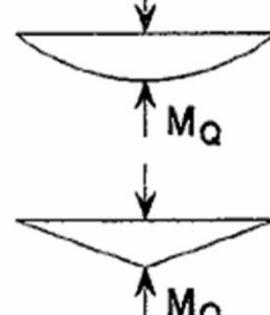
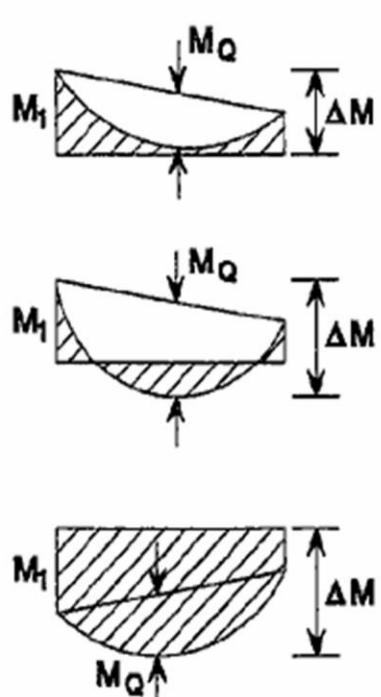
ANNEXE3

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			
	$h / b > 1,2 : t_f \leq 40 \text{ mm}$ $40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$ $h / b \leq 1,2 : t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	$y - y$ $z - z$ $y - y$ $z - z$ $y - y$ $z - z$	a b b c 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 formées à froid - en utilisant f_{yb} *)	quel qu'il soit	a b c
	formées à froid - en utilisant f_{ya} *)	quel qu'il soit	c
Caissons soudés			
	d'une manière générale (sauf ci-dessous) Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	quel qu'il soit	b c c
Sections en U, L, T et sections pleines		quel qu'il soit	c
			

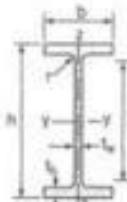
*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

Facteurs de moment uniforme équivalent β_M

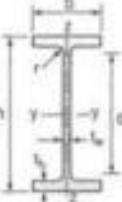
Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
Moments d'extrémité 	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
Moment créé par des forces latérales dans le plan 	$\beta_{M,Q} = 1,3$
Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité 	$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = \text{Max } M \quad \text{dû aux charges transversales seulement}$ $\Delta M = \begin{cases} \text{max } M & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\ \text{max } M + \text{min } M & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

ANNEXE 4

Tableau des profilés utilisé

Poutrelles		Dimensions								Masse par mètre	Aire de la section
Matière	IPE		h	b	s	e	r	h_f	P	A	
			h	b	t_w	t_f	r	d	P	A	
			mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm²	
			IPE 80	80,0	46	3,8	5,2	5	59,8	6,0	7,6
			IPE 100	100,0	55	4,1	5,7	7	74,6	8,1	10,3
			IPE 120	120,0	64	4,4	6,3	7	93,4	10,4	13,2
			IPE 140	140,0	73	4,7	6,9	7	112,2	12,9	16,4
			IPE 160	160,0	82	5,0	7,4	9	127,2	15,8	20,1
			IPE 180	180,0	91	5,3	8,0	9	146,0	18,8	23,9
			IPE 200	200,0	100	5,6	8,5	12	159,0	22,4	28,5
			IPE 220	220,0	110	5,9	9,2	12	177,6	26,2	33,4
			IPE 240	240,0	120	6,2	9,8	15	190,4	30,7	39,1
			IPE 270	270,0	135	6,6	10,2	15	219,6	36,1	45,9
			IPE 300	300,0	150	7,1	10,7	15	248,6	42,2	53,8
			IPE 330	330,0	160	7,5	11,5	18	271,0	49,1	62,6
			IPE 360	360,0	170	8,0	12,7	18	298,6	57,1	72,7
			IPE 400	400	180	8,6	13,5	21	331,0	66,3	84,5
			IPE 450	450,0	190	9,4	14,6	21	378,8	77,6	98,8
			IPE 500	500,0	200	10,2	16,0	21	426,0	90,7	115,5
			IPE 550	550,0	210	11,1	17,2	24	487,6	105,5	134,4
			IPE 600	600,0	220	12,0	19,0	24	514,0	122,4	156,0

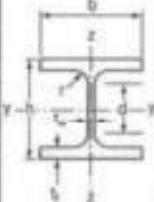
Annexe

Produits sidérurgiques - formes, dimensions, caractéristiques												
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-205 Tolérances : NF EN 10034											
	Caractéristiques de calcul											Moment d'inertie de torsion
IPE (suite)			I_x	I_x/V_x	i_x	-	I_y	I_y/V_y	i_y	-	J	
	I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{el}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{pl}	I_t	
	cm^4	cm^3	cm	cm^3	cm^2	cm^4	cm^3	cm	cm^3	cm^2	cm^4	
	IPE 80	80,1	20,0	3,24	23,2	3,6	8,48	3,69	1,05	5,8	5,1	0,70
	IPE 100	171,0	34,2	4,07	39,4	5,1	15,91	5,78	1,24	9,1	6,7	1,20
	IPE 120	317,8	55,0	4,99	60,7	6,3	27,65	8,84	1,45	13,8	8,8	1,74
	IPE 140	541,2	77,3	5,74	86,3	7,8	44,90	12,30	1,65	19,2	10,6	2,45
	IPE 160	869,3	108,7	6,58	123,9	9,7	68,28	16,85	1,84	26,1	12,8	3,60
	IPE 180	1317,0	146,3	7,42	166,4	11,3	100,81	22,16	2,05	34,8	15,3	4,79
	IPE 200	1943,2	194,3	8,26	220,6	14,0	142,31	28,46	2,24	44,8	18,0	6,98
	IPE 220	2771,8	252,0	9,11	285,4	15,9	204,81	37,24	2,48	58,1	21,3	9,07
	IPE 240	3891,6	324,3	9,97	366,8	19,1	263,58	47,26	2,69	73,8	24,8	12,88
	IPE 270	5789,8	428,9	11,23	484,0	22,1	419,77	62,19	3,02	97,0	29,8	15,94
	IPE 300	8356,1	557,1	12,46	626,4	25,7	603,62	80,48	3,35	125,2	33,7	20,12
	IPE 330	11766,9	713,1	13,71	804,3	30,8	788,00	98,50	3,65	153,7	38,7	26,15
	IPE 360	16265,6	903,8	14,95	1019,1	35,1	1043,20	122,73	3,79	191,1	45,2	37,32
	IPE 400	23128,4	1156,4	16,55	1307,1	42,7	1317,58	146,40	3,95	229,0	51,1	51,08
	IPE 450	33742,9	1499,7	18,48	1701,8	50,8	1675,35	176,35	4,12	276,4	58,3	66,87
	IPE 500	48196,5	1927,9	20,43	2194,1	59,9	2140,90	214,09	4,30	335,9	67,2	89,29
	IPE 550	67116,5	2440,6	22,35	2787,0	72,3	2666,49	253,95	4,45	400,5	76,1	123,24
	IPE 600	92083,5	3069,4	24,30	3512,4	83,8	3385,78	357,80	4,66	485,6	87,9	165,42

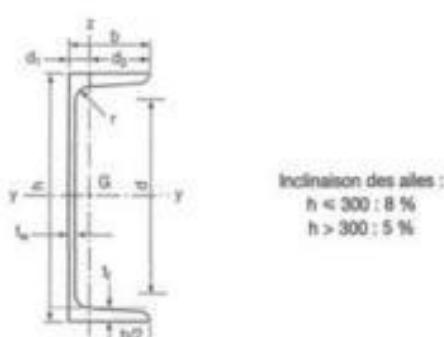
Annexe

Poutrelles									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
HEA		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	h _r		
		h	b	t _w	t _f	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²
	HEA 100	96	100	5,0	8	12	56	16,7	21,2
	HEA 120	114	120	5,0	8	12	74	19,9	25,3
	HEA 140	133	140	5,5	8,5	12	92	24,7	31,4
	HEA 160	152	160	6,0	9	15	104	30,4	38,8
	HEA 180	171	180	6,0	9,5	15	122	35,5	45,3
	HEA 200	190	200	6,5	10	18	134	42,3	53,8
	HEA 220	210	220	7,0	11	18	152	50,5	64,3
	HEA 240	230	240	7,5	12	21	164	60,3	76,8
	HEA 260	250	260	7,5	12,5	24	177	68,2	86,8
	HEA 280	270	280	8,0	13	24	196	76,4	97,3
	HEA 300	290	300	8,5	14	27	208	88,3	112,5
	HEA 320	310	300	9,0	15,5	27	225	97,6	124,4
	HEA 340	330	300	9,5	16,5	27	243	104,8	133,5
	HEA 360	350	300	10,0	17,5	27	261	112,1	142,8
	HEA 380	370	300	11,0	19	27	286	124,8	169,0
	HEA 400	390	300	11,5	21	27	344	139,8	178,0
	HEA 450	440	300	12,0	23	27	390	155,1	197,5
	HEA 500	490	300	12,5	24	27	438	166,2	211,8
	HEA 550	540	300	13,0	25	27	486	177,8	226,5
	HEA 600	590	300	13,5	26	27	534	189,7	241,6
	HEA 650	640	300	14,0	27	27	582	204,5	260,5
	HEA 700	690	300	14,5	27	27	634	224,4	285,8
	HEA 800	790	300	15,0	28	30	674	251,8	320,5
	HEA 900	890	300	16	30	30	770	272,3	346,8
	HEA 1000	990	300	16,5	31	30	868		

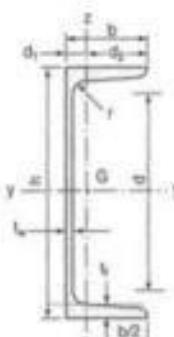
Annexe

Produits sidérurgiques - formes, dimensions, caractéristiques												
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-201 Tolérances : NF EN 10034											
	Caractéristiques de calcul											Moment d'inertie de torsion J
HEA (suite)			I_x	I_x/I_y	I_y	-	-	I_z	I_z/I_y	I_y	-	
	I_y	$W_{el,y}$	I_y	$W_{pl,y}$	A_{el}	I_z	$W_{el,z}$	I_z	$W_{pl,z}$	A_y	I_t	
	cm^4	cm^3	cm	cm^3	cm^2	cm^4	cm^3	cm	cm^3	cm^2	cm^4	
	HEA 100	349,2	72,8	4,06	83,0	7,6	133,6	26,8	2,51	41,1	16,9	5,24
	HEA 120	606,2	106,3	4,89	119,5	8,5	230,9	38,5	3,02	58,9	20,1	5,99
	HEA 140	1033,1	155,4	5,73	173,5	10,1	389,3	56,6	3,52	84,8	24,8	8,13
	HEA 160	1673,0	220,1	6,57	245,1	13,2	615,5	76,9	3,98	117,6	30,1	12,19
	HEA 180	2510,3	293,6	7,45	324,9	14,5	924,6	102,7	4,52	156,5	35,5	14,80
	HEA 200	3660,2	388,6	8,28	429,5	18,1	1335,6	133,6	4,98	203,8	41,6	20,98
	HEA 220	5409,7	515,2	9,17	568,5	20,7	1954,6	177,7	5,51	270,6	50,2	28,46
	HEA 240	7763,2	675,1	10,05	744,6	25,2	2768,9	230,7	6,00	351,7	59,7	41,55
	HEA 260	10455,0	836,4	10,97	919,8	28,8	3668,2	282,2	6,50	430,2	67,4	52,37
	HEA 280	13673,3	1012,8	11,86	1112,2	31,7	4763,0	340,2	7,00	518,1	75,4	62,10
	HEA 300	18263,5	1259,63	12,74	1383,3	37,3	6310,5	420,7	7,49	641,2	87,0	85,17
	HEA 320	22928,6	1479,3	13,58	1628,1	41,1	6985,8	465,7	7,49	709,7	96,2	107,97
	HEA 340	27893,1	1678,4	14,40	1850,5	45,0	7436,3	495,8	7,46	756,9	102,5	127,26
	HEA 360	33088,8	1890,8	15,22	2088,5	49,0	7886,8	525,8	7,43	802,3	108,7	148,82
	HEA 400	45069,4	2311,3	16,84	2561,8	57,3	8563,1	570,9	7,34	872,9	118,2	189,04
	HEA 450	63721,6	2896,4	18,92	3215,9	65,8	9464,2	630,9	7,29	965,5	130,4	243,76
	HEA 500	98974,8	3550,0	20,98	3948,9	74,7	10365,6	691,0	7,24	1058,5	142,7	309,27
	HEA 550	111933,7	4146,6	22,99	4821,8	83,7	10817,2	721,1	7,15	1106,6	148,9	361,54
	HEA 600	141208,1	4786,7	24,97	5360,4	93,2	11269,1	751,3	7,05	1155,7	155,2	397,81
	HEA 650	175178,2	5474,3	26,90	6136,3	103,2	11721,3	781,4	6,96	1204,8	161,5	448,30
	HEA 700	215301,4	6240,6	28,75	7031,8	117,0	12176,5	811,7	6,84	1256,7	168,0	513,89
	HEA 800	303442,6	7682,1	32,58	8699,5	138,8	12634,7	842,3	6,65	1312,3	174,8	596,87
	HEA 900	422075,0	9484,8	36,29	10811,0	163,3	13542,4	902,8	6,50	1414,5	187,4	736,77
	HEA 1000	553846,2	11188,8	39,96	12824,4	184,6	13998,9	933,3	6,35	1469,7	193,7	822,41

Annexe

Poutrelles												
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
UPN												
	Profils		Dimensions							Masse par mètre	Aire de la section	Position du centre de gravité
	h	b	a	e	r	r _f	h _t	P	A	d ₁	d ₂ = v _y	
	h	b	t _w	t _f	r	r _f	d	P	A	d ₁	d ₂ = v _x	
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm	
	UPN 80	80	45	6,0	8,0	8,0	4,00	47	8,7	11,0	1,45	3,05
	UPN 100	100	50	6,0	8,5	8,5	4,50	64	10,6	13,5	1,55	3,45
	UPN 120	120	55	7,0	9,0	9,0	4,50	82	13,3	17,0	1,61	3,89
	UPN 140	140	60	7,0	10,0	10,0	5,00	96	16,0	20,4	1,76	4,24
	UPN 160	160	65	7,5	10,5	10,5	5,50	116	18,9	24,0	1,84	4,66
	UPN 180	180	70	8,0	11,0	11,0	6,00	133	21,9	27,9	1,92	5,08
	UPN 200	200	75	8,5	11,5	11,5	6,50	151	25,2	32,2	2,01	5,49
	UPN 220	220	80	9,0	12,5	12,5	6,50	167	29,4	37,4	2,14	5,86
	UPN 240	240	85	9,5	13,0	13,0	7,00	185	33,2	42,3	2,23	6,27
	UPN 260	260	90	10,0	14,0	14,0	7,50	201	37,9	48,3	2,36	6,64
	UPN 280	280	95	10,0	15,0	15,0	8,00	216	41,9	53,4	2,53	6,97
	UPN 300	300	100	10,0	16,0	16,0	8,00	231	46,1	58,8	2,70	7,30

Annexe

Produits sidérurgiques - formes, dimensions, caractéristiques											
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-202 Tolérances : NF A 45-210										
UPN (suite)	 <p>Inclinaison des ailes : $h < 300 : 8\%$ $h > 300 : 5\%$</p>										
	Profils	Caractéristiques de calcul									Moment d'inertie de torsion
		I_x	I_x/v_x	I_y	-	I_z	I_z/v_z	I_y	-	J	
		I_y	$W_{x,y}$	I_y	$W_{y,z}$	A_x	I_z	$W_{x,z}$	I_z	$W_{y,z}$	I_t
		cm^4	cm^3	cm	cm^3	cm^2	cm^4	cm^3	cm	cm^3	cm^4
	UPN 80	106	26,5	3,1	31,8	5,10	19,4	6,4	1,33	12,1	2,16
	UPN 100	206	41,2	3,9	49,0	6,46	29,3	8,5	1,47	16,2	2,81
	UPN 120	364	60,7	4,6	72,6	8,80	43,2	11,1	1,59	21,2	4,15
	UPN 140	605	86,4	5,5	103,0	10,41	62,7	14,8	1,75	28,3	5,68
	UPN 160	925	116,0	6,2	138,0	12,60	85,3	18,3	1,89	35,2	7,39
	UPN 180	1350	150,0	7,0	179,0	15,09	114,0	22,4	2,02	42,9	9,55
	UPN 200	1910	191,0	7,7	228,0	17,71	148,0	27,0	2,14	51,8	11,90
	UPN 220	2690	245,0	8,5	292,0	20,62	197,0	33,6	2,30	64,1	16,00
	UPN 240	3600	300,0	9,2	358,0	23,71	248,0	39,6	2,42	75,7	19,70
	UPN 260	4620	371,0	10,0	442,0	27,12	317,0	47,7	2,56	91,6	25,50
	UPN 280	6280	448,0	10,9	532,0	29,28	399,0	57,2	2,74	109,0	31,00
	UPN 300	8030	535,0	11,7	632,0	31,77	495,0	67,5	2,90	130,0	37,40

Annexe

Laminées marchands usuels													
Matière	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.												
	Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques de calcul				
	a	a	t	r	r ₁	P			d	I _x = I _y	I _x /d _x = I _y /d _y	I _y = I _z	
CORNières À AILES ÉGALes (suite)	a	a	t	r	r ₁	P	A	A	d	I _y = I _z	W _{M,y} = W _{M,z}	I _y = I _z	
	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ⁴	cm ³	cm	
	L 60 x 60 x 4	60	60	4	5	2,5	3,66	4,67	1,63	16,11	3,68	1,86	
	L 60 x 60 x 5	60	60	5	6	3	4,54	5,79	1,66	19,61	4,52	1,84	
	L 60 x 60 x 6	60	60	6	8	4	5,42	6,91	1,69	22,79	5,29	1,82	
	L 60 x 60 x 7	60	60	7	8	4	6,26	7,98	1,73	26,05	6,10	1,81	
	L 60 x 60 x 8	60	60	8	8	4	7,09	9,03	1,77	29,15	6,89	1,80	
	L x 60 x 10	60	60	10	12	6	8,76	11,15	1,83	34,26	8,21	1,75	
	L 65 x 65 x 5	65	65	5	7	3,5	4,95	6,30	1,78	25,07	5,31	1,99	
	L 65 x 65 x 6	65	65	6	8	4	5,89	7,51	1,81	29,36	6,26	1,98	
	L 65 x 65 x 7	65	65	7	8	4	6,81	8,68	1,85	33,60	7,23	1,97	
	L 65 x 65 x 8	65	65	8	8	4	7,72	9,83	1,89	37,66	8,18	1,96	
	L 65 x 65 x 9	65	65	9	9	4,5	8,62	10,98	1,93	41,37	9,05	1,94	
	L 70 x 70 x 5	70	70	5	6	3	5,33	6,79	1,91	31,76	6,24	2,16	
	L 70 x 70 x 6	70	70	6	9	4,5	6,38	8,13	1,93	36,88	7,27	2,13	
	L 70 x 70 x 7	70	70	7	9	4,5	7,38	9,40	1,97	42,30	8,41	2,12	
	L 70 x 70 x 9	70	70	9	9	4,5	9,32	11,88	2,05	52,47	10,60	2,10	
	L 75 x 75 x 5	75	75	5	6	3	5,72	7,99	2,04	39,37	7,20	2,32	
	L 75 x 75 x 6	75	75	6	9	4,5	6,85	8,73	2,05	45,83	8,41	2,29	
	L 75 x 75 x 7	75	75	7	9	4,5	7,93	10,10	2,10	52,61	9,74	2,28	
	L 75 x 75 x 8	75	75	8	9	4,5	8,99	11,45	2,14	59,13	11,03	2,27	
	L 75 x 75 x 10	75	75	10	10	5	11,07	14,11	2,21	71,17	13,46	2,25	
	L 80 x 80 x 5	80	80	5	6	3	6,11	7,79	2,16	48,11	8,24	2,49	
	L 80 x 80 x 5,5	80	80	5,5	10	5	6,75	8,60	2,14	51,52	8,80	2,45	
	L 80 x 80 x 6	80	80	6	10	5	7,34	9,35	2,17	55,82	9,57	2,44	
	L 80 x 80 x 6,5	80	80	6,5	10	5	7,92	10,08	2,19	60,04	10,34	2,44	
	L 80 x 80 x 8	80	80	8	10	5	8,93	12,27	2,26	72,25	12,98	2,43	
	L 80 x 80 x 10	80	80	10	10	5	11,86	15,11	2,34	87,50	15,45	2,41	
	L 90 x 90 x 6	90	90	6	11	5,5	8,30	10,57	2,41	80,31	12,18	2,76	
	L 90 x 90 x 7	90	90	7	11	5,5	9,61	12,94	2,45	92,56	14,13	2,75	
	L 90 x 90 x 8	90	90	8	11	5,5	10,90	13,89	2,50	104,38	16,05	2,74	
	L 90 x 90 x 9	90	90	9	11	5,5	12,18	15,52	2,54	115,83	17,93	2,73	
	L 90 x 90 x 10	90	90	10	11	5,5	13,45	17,13	2,58	126,91	19,77	2,72	
	L 90 x 90 x 11	90	90	11	11	5,5	14,70	18,72	2,62	137,84	21,57	2,71	
	L 90 x 90 x 12	90	90	12	11	5,5	15,93	20,29	2,66	148,03	23,34	2,70	

ANNEXE5

Fiche technique du panneau sandwich

EPAISSEUR DE PANNEAU mm	K COEFICIENT DE TRANSMITION 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

ANNEXE6

Les valeurs des sollicitations dans l'EC3

1. Sollicitations dans le plan d'inertie maximale		
Réactions d'appuis		
Moment de flexion maximum		
Flèches maximum		
2. Sollicitations dans le plan d'inertie minimale		
Panne sans lierne		$M_{\max} = \frac{p' l^2}{8}$
Panne avec une lierne à mi-portée		$M_{\max} = -\frac{p' l^2}{32}$
Panne avec deux liernes aux tiers de la portée		$M_{\max} = -\frac{p' l^2}{72}$

ANNEXE7

Caractéristique de la tôle (COFRASTRA40)

Epaisseurs (mm)			Poids (daN/m ²)	Section A _p (mm ² /m)	Volume des vides V (cm ³ /m ²)	Section efficace A _{pe} (cm ² /m)	Axe neutre	
Z275	Optigal AMC ZM175	Nue					Elastique (mm)	Plastique (mm)
0,75	0,74	0,71	9,8	1183	106	1013	10,61	1,65
0,88	0,87	0,84	11,5	1400	106	1099	10,61	1,65
1,00	0,99	0,96	13,1	1600	106	1370	10,61	1,65