

République Algérienne Démocratique et Populaire

*Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université M'Hamed Bougara Boumerdes
Faculté des Sciences de L'Ingénieur*

Département de Génie Mécanique



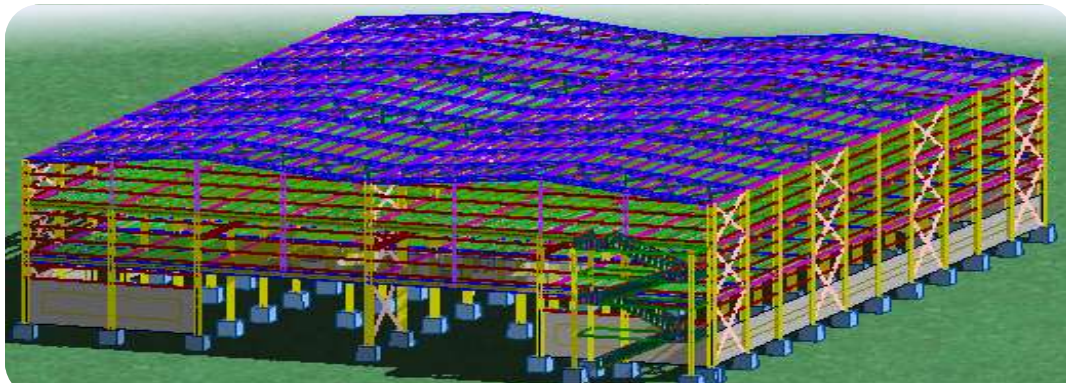
Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Mécanique

OPTION : STRUCTURES METALLIQUES

THEME

**ETUDE ET CONCEPTION DE DEUX HANGARS JUMELES
EN R+2 AVEC DEUX PONTS ROULANTS DE CAPACITE DE
LEVAGE 10 TONNES**



Présenté par:

*Mr: BOUREDJOUANE Mohamed
Mr: BOUREDJOUANE Yassine*

PROMOTEUR:

Mr: MESKINE .M

2016-2017

Remerciements

Nous remercions ALLAH qui nous a donné la force et la patience

Pour terminer ce travail.

Nous exprimons nos sincères remerciements :

A nos parents pour leur contribution pour chaque travail que nous avons effectué.

A notre promoteur M^r. MESKINE.M pour son aide et son dévouement.

A nos encadreurs M^r.BOUCHAMA.A et M^r. MALKI.H pour leur soutien.

A l'ensemble des enseignants du département de Génie Mécanique et spécialement ceux de l'option Structures métalliques.

Et à l'ensemble du personnel de GTP sans oublier ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail et ceux qui nous font l'honneur de juger ce mémoire.



Merci



Dédicace

Je dédie ce mémoire à :

Tous ceux qui se sont donné toutes les peines et les sacrifices,

Pour me voir réussir dans la vie.

*Les deux personnes les plus chères à mon cœur, mon père et
ma mère, qui m'ont apporté soutien et réconfort tout au long
de mes études.*

Tous mes collages du groupe MSM₁₅.

Sans exception La famille BOUREDJOUANE

Et sans oublier mes enseignants qui m'ont soutenu durant

Toutes mes années d'études.

Mohamed



Dédicace

Je dédie ce mémoire à :

Tous ceux qui se sont donné toutes les peines et les sacrifices,

Pour me voir réussir dans la vie.

*Les deux personnes les plus chères à mon cœur, mon père et
ma mère, qui m'ont apporté soutien et réconfort tout au long
de mes études.*

Tous mes collages du groupe MSM₁₅.

Sans exception La famille BOUREDJOUANE

Et sans oublier mes enseignants qui m'ont soutenu durant

Toutes mes années d'études.

Yassine

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

-Introduction générale

PRESENTATION DU SUJET

I.1. Introduction	
I. 2.Présentation du sujet.....	1
I.2.1 données concernant le site.....	1
I.2.2 Dimensions de la structure.....	1
I.2.3.Règlements utilisés.....	3
I.2.4:Logiciels utilisés.....	2
I.3 Eléments structuraux	2
I.3.1 Eléments principaux de la structure.....	2
I.3.2. Les éléments secondaires.....	3
I.3.3. Eléments de l'ouvrage.....	3
I.4.Caractéristiques des matériaux	3
I.4.1 Aciers de construction pour les éléments de structure.....	3
I.4.2 Béton.....	3
I.5.Assemblages.....	3
I.6.Présentation schématique.....	4

ETUDE CLIMATIQUE

II.Introduction :.....	7
II.1. Dimension de l'ouvrage :.....	7
II.2.Etude de neige :.....	8
II.2.1. Calcul de la surcharge de la neige :.....	8
II.3. Etude du vent :.....	8
II.3.1.Détermination du coefficient dynamique Cd :.....	9
II.3.2. Détermination de la pression nette W (zj) :.....	10
II.3.2.1. Détermination de la pression dynamiqueQdyn(zj) :.....	10
II.3. 2.2.Détermination du coefficient d'exposition Ce (zj) :.....	10
II.3. 2.3.Détermination du coefficient de la rugosité Cr (z) :.....	10

II.3.2.4. Détermination du coefficient de pression extérieur C_{pe}	13
II.3.2.5. Détermination du coefficient de pression intérieur C_{pi} :	18
II.3.3. Détermination de la pression du vent Q_j :	19
II.4. Conclusion :	26

ETUDE DES ELEMENT SECONDAIRES

II.1 Introduction :	27
III.2 Les pannes :	27
III.2.1 Dimensionnement des pannes :	27
III.2.2 Détermination de la section de la panne :	28
III.2.3 Combinaison des charges (ELS ; ELU) :	29
III.2.4 Vérification de la flexion bi-axiale (ELU) :	31
III.2.5 Vérification au déversement :	32
III.2.6 Vérification à l'effort tranchant :	34
III.2.7 Vérification de la flèche : (ELS)	35
III.3 Les lisses de bardage :	35
III.3.1 Dimensionnement des lisses :	35
III.3.2 Détermination de la section de la lisse :	36
III.3.3 Combinaison des charges (ELS ; ELU) :	37
III.3.4 Vérification de la flèche (ELS) :	38
III.3.5 Vérification de la flexion bi-axiale (ELU) :	39
III.3.6 Vérification à l'effort tranchant :	40
III.3.7 Calcul des efforts de traction dans les tronçons des liernes :	41
III.4 Les potelets :	42
III.4.1 Dimensionnement des potelets :	43
III.4.2 Détermination de la section de potelet :	43
III.4.3 Combinaison des charges (ELS ; ELU) :	44
III.4.4 Vérification à l'effort tranchant :	44
III.4.5 Vérification du moment fléchissant $M_{y, sd}$:	45
III.4.6 Vérification au flambement :	46
III.5 Conclusion :	48

Etude des escaliers

IV.1.Introduction :	49
IV.2.Dimensionnement de l'escalier :	49
IV.3. Calcul des marches :	52
IV.4. Dimensionnement du limon :	54
IV.5. Calcul du palier de repos :	57
IV.6. Calcul des poutres d'appuis des limons :	59
IV.7 Vérification de poteau d'appuis (HEA200-IPE240) :	62
IV.8.Conclusion :	65

Etude des plancher

V.1.Introduction :	66
V.2. Disposition des solives :	66
V.3. Caractéristiques des éléments constructifs :	66
V.4. Vérification au stade de montage :	67
V.5. Vérification au stade finale :(Après durcissement du béton) :	69
V.6. Dimensionnement des connecteurs :	75
V.7 .Conclusion :	77

CHEMIN DE ROULEMENT

VI.1. Introduction	79
VI.2Caractéristiques du pont roulant :	79
VI.3.Le classementde pont roulant :	80
VI.4. Calcul de la poutre de roulement PDR :	81
VI.4. 1. Réactions des galets d'un pont roulant :	81
VI.4.2.Pré dimensionnement de la poutre de roulement	82
VI.4.2.1Moment fléchissant max :	83
VI.4.2.2 Effort tranchant max.....	83
VI.4.2.3 Condition de la flèche	84
IV.4.3. Choix du rail.....	84
VI.4.4.Vérification de la flèche pour HEA400.....	85
VI.4.5. Détermination de l'inertie de la poutre: (raidisseur) :	87

VI.4.6 -Vérification de la flèche après le renforcement de la semelle supérieur :.....	87
VI.4.7 Evaluation des charges	87
VI.4.8. Charges horizontales transversales.....	88
VI.4.9. Charges horizontales longitudinales.....	88
VI.5. Vérification de la poutre de roulement :.....	89
VI.5.1. Les combinaisons des charges :.....	89
VI.5.2. Vérification de la flexion bi-axiale.....	90
VI.5.3. Vérification à l'effort tranchant.....	91
VI.5.4. Vérification du moment fléchissant et l'effort axial :	91
VI.5.5. Vérification au moment fléchissant (diversement) :	92
VI.5.6. Vérification de la résistance à l'écrasement :.....	93
VI.5.7. Vérification de la résistance à l'enfoncement local (poinçonnement)	94
VI.5.8. Vérification de la résistance au voilement de l'âme :.....	94
VI.6 Conclusion :	95

ETUDE SISMIQUE

VII.1 Introduction :.....	96
VII.2.Méthodes de calcul :	96
VII.3.Application de la Méthode dynamique modale spectrale.....	97
VII.3.1. Calcul des forces.....	97
VII.3.2 Calcul de la force sismique à la base de la structure	104
VII.3.3 Distribution des forces sismique selon la hauteur:.....	105
VII.3.4 Distribution des efforts sismiques sur les files.....	106
VII.3.5 Répartition de la force sismique :	109
VII.4.Conclusion :	115

ETUDE DE CONTREVENTEMENT

VIII.1. Introduction	116
VIII.2. Contreventement « poutre au vent »	116
VIII.2.1.Évaluation des efforts horizontaux.....	117
VIII.2.2.Effort de traction dans les diagonales.....	118
VIII.2.3.Dimensionnement des diagonales.....	119
VIII .3.Etude des palées de stabilités :	120
VIII .3.1 Calcul des angles des diagonales :.....	121

VIII .3.2 Longueur des diagonales :	122
VIII.3.3 Calcul des réactions :	122
VIII.3.4 Vérification des diagonales à la traction.....	124
VIII.4. La sablière :	125
VII.5.Conclusion :	127

Etude des portiques

IX.1. Introduction	128
IX.2.Calcul du Portique	129
IX.3. Bilan des charges.....	130
IX.4.Vérification du poteau de portique.....	139
IX.5.Vérification du poteau de plancher(niveau1)	140
IX.6.Vérification du poteau de plancher(niveau2)	141
IX.7.Vérification des Travers	142
IX.8.Vérification de la poutre maitresse (niveau1)	143
IX.9.Vérification de la poutre maitresse (niveau2)	144
IX.10.Conclusion.....	145

Etude des assemblages

X.1 Introduction	146
X.2 Fonctionnement des assemblages	146
X.3 calcul des assemblages :	146
A.X.3.1 L'attache de la diagonale (2UPN180- poteau en HEA400)	147
A.X-3-2-Assemblage panne – traverse :	149
A.X.3.3 L'attache solive - poutre maitresse	151
X.4 Assemblage Poteau HEA400-Travers IPE600.....	153
X.5 Assemblage Poteau HEA400-Poutre IPE600 (niveau1 1m).....	170
X.6 Assemblage Travers IPE600-Travers IPE600.....	184
X.7 Ancrage pied de Poteau HEA400	195
X.8 Conclusion.....	207

Conclusion générale

XI. Conclusion générale	208
-------------------------------	-----

LISTE DES TABLEAUX

ETUDE CLIMATIQUE

Tab.II.1 : Valeur de la pression dynamique de Q dyn.....	13
Tab.II.2: C _{pe} pour les parois verticales (Vent sur long pan).....	14
Tab.II.3: C _{pe} pour la toiture (Vent sur long pan).....	16
Tab.II.4: C _{pe} Pour les parois verticales (Vent sur pignon).....	17
Tab.II.5: C _{pe} pour la toiture (Vent sur pignon).....	18
Tab.II.6: Les pressions Q _j dans les parois verticales (pour Z=1,64m, Z=4,93m).....	19
Tab.II.7: Les pressions Q _j dans les parois verticales(pour Z=8,22m).....	20
Tab.II.8: Les pressions Q _j dans les parois verticales (pour Z=11,51m).....	20
Tab.II.9: Les pressions Q _j dans les parois verticales (pour Z=14,8m).....	20
Tab.II.10: Les pressions Q _j dans la toiture.....	21
Tab.II.11: Les pressions Q _j dans les parois verticales (pour Z=1,64m, Z=4,93m).....	21
Tab.II.12: Les pressions Q _j dans les parois verticales(pour Z=8,22m):.....	21
Tab.II.13: Les pressions Q _j dans les parois verticales (pour Z=11,51m).....	22
Tab.II.14: Les pressions Q _j dans les parois verticales (pour Z=14,8m).....	22
Tab .II.15: Les pressions Q _j dans la toiture.....	22
Tab.II.16: Les pressions Q _j dans les parois verticales (pour Z=1,64m, Z=4,93m).....	23
Tab.II.17: Les pressions Q _j dans les parois verticales(pour Z=8,22m).....	23
Tab.II.18: Les pressions Q _j dans les parois verticales pour (Z=11,51m).....	23
Tab.II.19: Les pressions Q _j dans les parois verticales (pour Z=14,8m).....	24
Tab.II.20: Les pressions Q _j dans la toiture.....	25
Tab.II.21: Les pressions Q _j dans les parois verticales (pour Z=1,64m, Z=4,93m).....	25
Tab.II.22: Les pressions Q _j dans les parois verticales(pour Z=8,22m):.....	25
Tab.II.23: Les pressions Q _j dans les parois verticales (pour Z=11,51m).....	25
Tab.II.24: Les pressions Q _j dans les parois verticales (pour Z=14,8m).....	26
Tab .II.15: Les pressions Q _j dans la toiture.....	26

ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tab.III.1 : Les combinaisons des charges suivant YY'(ELS).....	28
--	----

Tab.III.2 : Les combinaisons des charges suivant ZZ'(ELS).....	29
Tab.III.3 : Caractéristique et dimension d'IPE160.....	29
Tab.III.4 : Les combinaisons des charges suivant YY'(ELU).	30
Tab.III.5 : Les combinaisons des charges suivant ZZ'(ELU).	30
Tab.III.6 : Les combinaisons des charges suivant YY'(ELS).	30
Tab.III.7 : Les combinaisons des charges suivant ZZ'(ELS).	31
Tab.III.8 : Caractéristique et dimension d'UPN140.....	37
Tab.III.9 Les caractéristiques d'IPE200.....	44
Tab.III.10: Coefficients de flambement correspondant à la section IPE 200.....	46

ETUDE DES ESCALIERS

Tab.IV.1: Caractéristique et dimension de CAE 40×4:.....	54
Tab.IV.2 : Caractéristique et dimension d'IPE200 :	60
Tab.IV.3: Caractéristique et dimension d'HEA200 :	64
Tab.IV.4:Caractéristiques et dimensions d'IPE240 :	64

ETUDE DES PLANCHERS

Tab.V.1: Caractéristiques et dimensions de l'IPE 240.....	68
---	----

CHEMIN DE ROULEMENT

Tab.VI.1 :Caractéristiques du pont roulant	79
Tab.VI.2: Classements des ponts roulants.....	80
Tab.VI.3 : Coefficients de majoration dynamique	80
Tab.VI.4 : Réactions aux galets.....	82
Tab.VI.5 : Caractéristiques du profile HEA400.....	84
Tab.VI.6 : Caractéristiques durail	84
Tab.VI.7 : Caractéristiques du crapaud	85

Tab.VI.8 : tableau récapitulatif des charges	88
Tab.VI.9 : Les combinaisons des charges verticales (efforts)	89
Tab.VI.10 : Les combinaisons des charges verticales (moments).....	89
Tab.VI.11 : Les combinaisons des charges horizontales transversales (efforts)	90
Tab.VI.12 : Les combinaisons des charges horizontales transversales (moments)	90

ETUDE SISMIQUE

Tab.VII.1 : Facteur de qualité.....	100
Tab.VII.2 : Poids de la structure niveaux 1.....	101
Tab.VII.3 : Poids de la structure niveaux 2.....	101
Tab.VII.4 : Poids de la structure niveaux 3.....	102
Tab.VII.5 : Poids de la structure niveaux 4.....	102
Tab.VI.6 : le poids total de la structure.	113
Tab.VII.7 :Tableau modal	103
Tab.VII.8 : La force sismique suivant l'axe OX	104
Tab.VII.9 : La force sismique suivant l'axe OY	105
Tab.VII.10 : Distribution des forces sismique sur les étages	105
Tab.VII.11 : Distribution des forces sismique sur les étages	106
Tab.VII.12 :Position de centre de masse par niveaux	106
Tab.VII.13 : Position de centre de torsion par niveaux.....	107
Tab.VII.14 : L'excentricité par niveaux	109

ETUDE DE CONTREVENTEMENT

Tab.VIII.1 : Caractéristiques et dimensions de l'HEA220.....	125
--	-----

ETUDE DES PORTIQUES

TabIX.1 : combinaisons des charges	128
Tab.IX.2 :Tableau des chargements	129
Tab.IX.3 : Symbole des charge	134
Tab.IX.4: Dimensionnement des barres	136

Tab.IX.5: Position des noeuds.....	137
Tab.IX.6 : Réaction des charges.....	138
Tab.IX.7 : Deplacement des noeuds.....	138
Tab.IX.8 : Valeur des effort	139

LISTES DE FIGURES

Présentation de sujet

Fig.I.1 : Vue du face.....	4
Fig.I.2 : Vue d'implantation.....	4
Fig.I.3: Vue suivant pignon file B.....	5
Fig.I.4: Vue suivant pignon file C à J.....	6
Fig.I.5: Façade postérieure	6
Fig.I.6: Vue suivant longpan files 1	6
Fig.I.7 : Vue suivant longpan file 9.....	7
Fig.I.8 : Vue en plan (toiture).....	8

ETUDE CLIMATIQUE

Fig.II.1 : Vue en perspective de la structure.....	7
Fig.II.2 : Graphe d'interpolation et d'extrapolation du coefficient dynamique	9
Fig.II.3 : Distribution de la pression dynamique $Q_{dun}(z_j)$	13
Fig.II.4: Légende pour les parois verticales (Vent sur long pan)	14
Fig.II.5: Représentations des C_{Pe} pour les parois verticales (Vent sur long pan)	15
Fig.II.6: Représentation des C_{pe} pour la toiture multiple (Vent sur long pan)	15
Fig.II.7: Représentations pour la toiture (Vent sur long pan).....	15
Fig.II.8: Représentations des C_{Pe} pour les parois verticales (Vent sur pignon)	16
Fig. II.9 : Représentations des C_{Pe} pour les parois verticales (Vent sur pignon).....	17
Fig.II.10: Représentations pour la toiture (Vent sur pignon).....	17
Fig.II.11 : C_{pi} pour les bâtiments sans cloisons intérieures	18

ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Fig.III.1 : Disposition des pannes et la projection des forces.....	27
Fig.III.2 : Répartition de la charge concentrée sur la portée de la panne.	28
Fig.III.3: disposition de la lisse de bardage	36
Fig.III.4: Dispositions des liernes.....	42
Fig.III.5 : disposition des potelets.	43

ETUDE DES ESCALIERS

Fig.IV.1 : Présentation de l'escalier.	50
Fig.IV.2: Vue en plan de la partie 1.	51
Fig.IV.3: Les dimensions de l'escaliers.....	52
Fig.IV.4: Les éléments de la marche	53
Fig.IV.5 : Distribution des charges sur un limon.	56
Fig.IV.6 : Les éléments de palier de repos	58
Fig.IV.7 : Distribution des charges sur la poutre palier.....	60
Fig.IV.8 : Le profilie composée (HEA200- IPE240).	63

ETUDE DES PLANCHERS

Fig.V.1 : éléments constructifs de plancher.	67
Fig .V.2 : Position de l'axe neutre.	71
Fig.V.3 : Diagramme des contraintes de flexion simple.	73
Fig.V.4 : Diagramme des contraintes finales.	75
Fig.V.5 :Dimensions du connecteur.	76

CHEMIN DE ROULEMENT

Fig.VI.1 : Schéma du pont roulant	79
Fig.VI.2 : Photo de pont roulant bipoutres	80
Fig.VI.3 : Disposition des réactions aux galets sur la PDR.....	82

Fig.VI.4 : Disposition de L'effort tranchantsur la PDR	83
Fig.VI.5: Schema (PDR+rail).....	85
Fig.VI.6 : Renforcement de la PDR.	86

ETUDE SISMIQUE

Fig.VII.1: Forces sismique sur les étages	106
Fig.VII.2 : position du centre de gravité C_g et du centre de torsion C_t (niveau 1).....	107
Fig.VII.3: position du centre de gravité C_g et du centre de torsion C_t (niveau 2 et 3).....	108
Fig.VII.1 : position du centre de gravité C_g et du centre de torsion C_t (niveau 4).....	108

ETUDE DE CONTREVENTEMENT

Fig.VIII.1 : Schématisation des efforts sur la poutre au vent	133
Fig.VIII.2 : Dimensions de la palée de stabilité	138
Fig.VIII.3: Disposition de la sablière	141

ETUDE DES PORTIQUES

Fig.IX-1 : Vue d' implantation de la structure.....	129
Fig.IX-2 : Vue de portique file D.....	130
Fig.IX-3 : Distribution des charges permanentes sur portique file D.....	130
Fig.IX-4 : Distribution des charges d'exploitation sur portique file D.....	131
Fig.IX-5 : Distribution des charges de pont roulant sur portique file D.....	132
Fig.IX-6 : Distribution des charges de pont roulant sur portique file D	132
Fig.IX.7 : Distribution des charges sismique sur le portique file D.....	133
Fig.IX.8: Les barres de portique file D	134

Etude des assemblages

Fig X.1 : Assemblage palée de stabilité.....	147
Fig.X.2. Assemblage panne – traverse.....	149

Fig.X.3 : Attache solive – poutre maitresse	151
Fig.X.4: assemblage poteauHEA400 –travers IPE600	154
Fig.X.5: Assemblage poteau HEA400 – poutre IPE600.....	167
Fig.X.6 : Assemblage traverse IPE600-traverse IPE600	184
Fig.X.7 : Ancrage pied de poteau HEA400	197

NOTATIONS ET SYMBOLES

❖ *Notations utilisées*

Majuscules latines :

A	Section brute d'une pièce.
A_{net}	Section nette d'une pièce.
A_w	Section de l'âme.
A_p	Surface portante.
A_s	Aire de la Section résistante a la traction du boulon.
E	Module d'élasticité longitudinale.
F	Force en générale.
F_p	Force de calcul précontrainte.
F_s	Résistance d'un boulon au glissement.
$F_{t,rd}$	Résistance d'un boulon en traction.
$F_{b,rd}$	Résistance a la pression diamétrale.
G	La charge permanent.
I	Moment d'inertie.
K_c	Coefficient de Rigidité poteaux.
K_{ij}	Coefficients de Rigidités des poutres.
$K_{y, z}$	Coefficient de flambement- flexion.
L	Langueur.
M_{sd}	Moment fléchissant.
M_{rd}	Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.
M_{pl}	Moment plastique.
M_{cr}	Moment critique.
N_{sd}	effort normal.
$N_{t, sd}$	effort normal de traction.
$N_{c, sd}$	effort normal de compression.
N_{pl}	effort normal plastique.
N_u	effort normal ultime.
N_j	Force d'adhérence avec le béton.
Q	charge d'exploitation.
W_{pl}	Module de résistance plastique.
W_{el}	Module de résistance élastique.

Minuscules latines :

b	Largeur de l'âme.
b_{eff}	Largeur efficace.
c_i	Coefficients.
d	entraxe.
d_0	diamètre de perçage des trous de boulon.
f	flèche d'une poutre.
f_y	Limite d'élasticité d'un acier.
f_{yb}	Limite d'élasticité d'un boulon.
f_u	Contrainte de rupture d'une pièce.
f_{ub}	Contrainte de rupture d'un boulon.

NOTATIONS ET SYMBOLES

f_{ck}	résistance caractéristique en compression sur cylindre du béton.
f_j	résistance de contact de la liaison.
f_{cd}	valeur de calcul de la résistance en compression sur cylindre du béton de fondation.
h	hauteur.
i	Rayon de giration.
k_w	Facteur de longueur.
k_s	Coefficient fonction de la dimension des trous de perçage.
k_j	Facteur de concentration.
n	Nombre de boulon.
m	Nombre de plants de cisaillement.
r_c	Rayon de raccordement âme /semelle du poteau.
t_w	Epaisseur de l'âme
t_f	Epaisseur de la semelle.
t_{wc}	Epaisseur âme poteau.
t_{fc}	Epaisseur âme semelle.
t_p	Epaisseur platine.
v_i	Distance de la fibre inférieure à l'axe neutre d'une section.
v_s	Distance de la fibre extrême supérieure à l'axe neutre d'une section.

Minuscules grecques :

χ_{LT}	Coefficient de réduction de déversement.
χ	Coefficient de réduction de flambement.
β_w	Facteur de corrélation.
β_M	Facteur de moment uniforme équivalent.
β_j	Coefficient relatif à la liaison.
γ_C	Coefficient de sécurité sur les propriétés du béton.
$\gamma_{M i}$	Coefficient de sécurité.
γ_{Mb}	Coefficient de sécurité de boulon.
γ_{MS}	Coefficient partiel de sécurité.
$\bar{\lambda}_{LT}$	Élancement de déversement.
$\bar{\lambda}$	Elancement.
ϕ_{LT}	Rotation de déversement.
ϕ	Rotation.
α_{LT}	Facteur d'imperfection pour le déversement.
α	Facteur d'imperfection.
μ	Coefficient de frottement.
σ	Contrainte normale.
τ_e	Contrainte limite de cisaillement en élasticité.
ε	Coefficient de réduction élastique de l'acier $\varepsilon = \left(\frac{235}{f_y} \right)^{0.5}$.
η	Facteurs de distribution.
ψ	Rapport de contraintes.

INTRODUCTION GENERALE

Introduction Générale :

La construction des ouvrages d'une vue générale a subi un développement important, vis à vis des calculs, et de la conception, même les moyens et méthodes de réalisation, ce développement, on peut le constater dans les dimensions et la qualité des ouvrages, ceci grâce aux logiciels de calcul et de dessin.

La construction métallique présente le type le plus récent des constructions, elle donne au concepteur la liberté dans les dimensions, la forme, le temps et obéisse aux conditions de confort et de sécurité .Avec ces avantages, la construction métallique a pris sa place, et on remarque bien que toutes les infrastructures industrielles sont construites avec ce type de construction en raison de ces avantages.

Une telle construction est maintenue par une ossature métallique ,résultante de l'assemblage de différents composants ,cet assemblage doit être conçu globalement de manière à assurer que la structure réalisée reste stable ,c'est-à-dire respecter ultérieurement et tout au long du processus de l'étude, la stabilité de l'ouvrage vis à vis de toutes les actions qui lui sont appliquées, assurer la cohérence des déformations relatives des systèmes structurels.

La conception d'ensemble préalable à tout calcul, consiste donc à établir une organisation générale des éléments de telle sorte que toutes les fonctions structurelles soient remplies, dans des conditions compatibles avec l'exploitation du bâtiment ce qui est le but de notre modeste travail qui consiste à faire une étude et une conception de deux hangars jumelés avec deux ponts roulants de capacité de levage 10 tonne.

Présentation de sujet**I.1. Introduction**

La construction métallique permet une mise en œuvre rapide et efficace, une durée de vie importante et une démolition dans le respect de l'environnement. Considérant sa durée de vie totale, un ouvrage en acier supporte la comparaison avec les autres modes de construction.

Une bonne connaissance des matériaux utilisés en construction métallique est indispensable pour la réalisation d'une structure. Dans notre cas, nous avons choisi l'acier E28 comme matériau de base pour l'étude technique et conception d'un bâtiment métallique pour ses caractéristiques physiques et mécaniques (rigidité, ductilité, ...) qui permettent de répondre aux exigences demandées.

I. 2.Présentation du sujet

Notre projet de fin d'étude a été proposé par l'entreprise GTP (Reghaia, Wilaya d'Alger).
Portant sur l'étude de deux hangars jumelés avec deux ponts roulants de capacité de levage de 10 tonne.

I.2.1 Données concernant le site

- Lieu de réalisation : **Hammadi (Boumerdes)**
- Altitude géographique : **50 m**
- Zone de neige : **B**
- Région de vent : **I**
- Site plat
- Catégorie de terrain **III**

I.2.2 Dimensions de la structure

- Hauteur : **16,44 m (faitage)**
- Longueur : **60 m**
- Largeur : **(2×24m) 48 m**
- Niveau de pont roulant : **9 m (niveau PDR)**
- Toiture double versant de degré $\alpha = 6,84^\circ$ (**la pente 12%**)

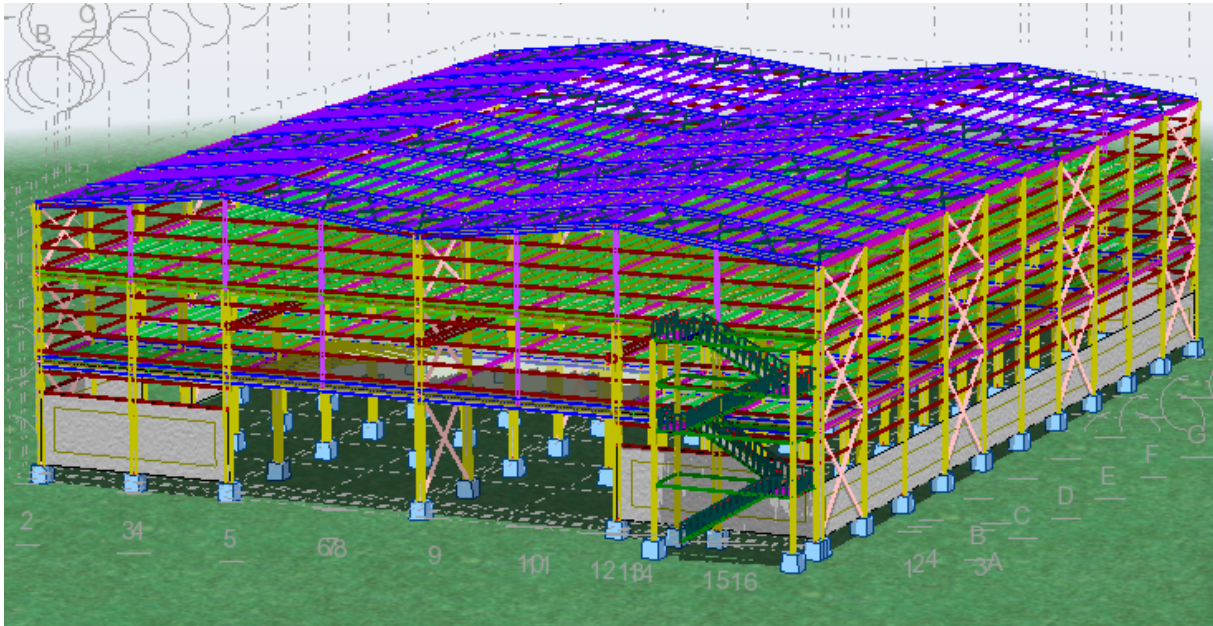


Fig. I.1 : Vue en perspective de l'ossature

I.2.3. Règlements utilisés

- **Règles Neige et vent Algérien DTR** : Pour l'étude des effets climatiques
- **CCM97** : Pour l'étude et la vérification de l'ossature métallique.
- **Eurocode 4** : Pour l'étude et la vérification des planchers mixtes.
- **Recommandations de l'EUROPONT** : Pour l'étude de chemin de roulement.

I.2.4 : Logiciels utilisés

- Robot Millénium 2014 pour l'analyse de la structure.
- AutoCAD 2014 pour les dessins.

I.3 Eléments structuraux

I.3.1 Eléments principaux de la structure

- Poteaux **HEA**
- Stabilités horizontale **cornière (CAE)**
- Stabilités verticale **2UPN**
- Poutre de roulement **HEA**
- Plancher mixte :
 - ✓ Solive **IPE**
 - ✓ Dalle en béton
 - ✓ Bac nervuré **HI-BOND (55.750C)**

I.3.2. Les éléments secondaires

- Pannes **IPE**
- Lisses de bardages **UPN**
- Potelets **IPE**

I.3.3. Eléments de l'ouvrage

- Plancher mixte avec d'épaisseur 11 cm
- Escalier
 - Bardage : **LL35**
 - Toiture : **TL75**

I.4. Caractéristiques des matériaux

Pour notre projet, on a choisi les matériaux de construction suivants :

I.4.1 Aciers de construction pour les éléments de structure

Pour la réalisation de notre structure on a utilisé l'acier **S275** de caractéristiques :

- Résistance limite d'élasticité : $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$.
- Module de cisaillement : $G = 81.10^3 \text{ N/mm}^2$.
- Module de Young $E = 210\,000 \text{ N/mm}^2$.
- Poids volumique : $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$.
- Coefficient de dilatation thermique $\alpha = 12 \times 10^{-6}$.

I.4.2 Béton

Pour les planchers, on utilise un béton **C20/25** dont les caractéristiques suivant :

- Résistance à la compression $F_{c28} = 20 \text{ MPa}$.
- Résistance à la traction : $F_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.
- La masse volumique $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$.
- Le module d'élasticité longitudinale $E_b = 14000 \text{ MPa}$
- Coefficient de retrait $\xi = 2 \times 10^{-4}$
- $E_{cm} = 29 \text{ KN/mm}^2$

I.5. Assemblages

Les assemblages des éléments de notre construction sont assurés par :

- Des boulons de haute résistance HR10.9.

- Des boulons ordinaires 8.8.
- Des soudures.

I.6.Présentation schématique

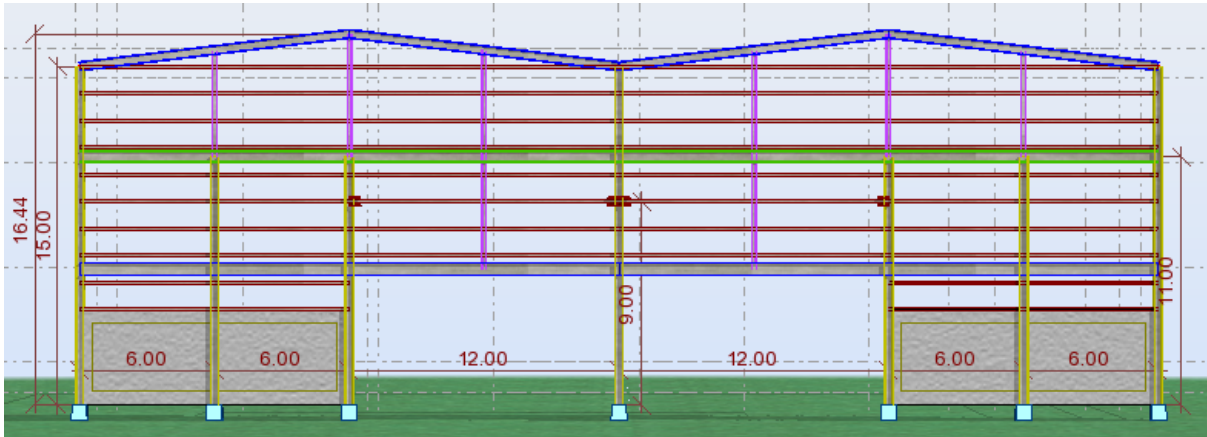


Fig.I.1 : Façade principale

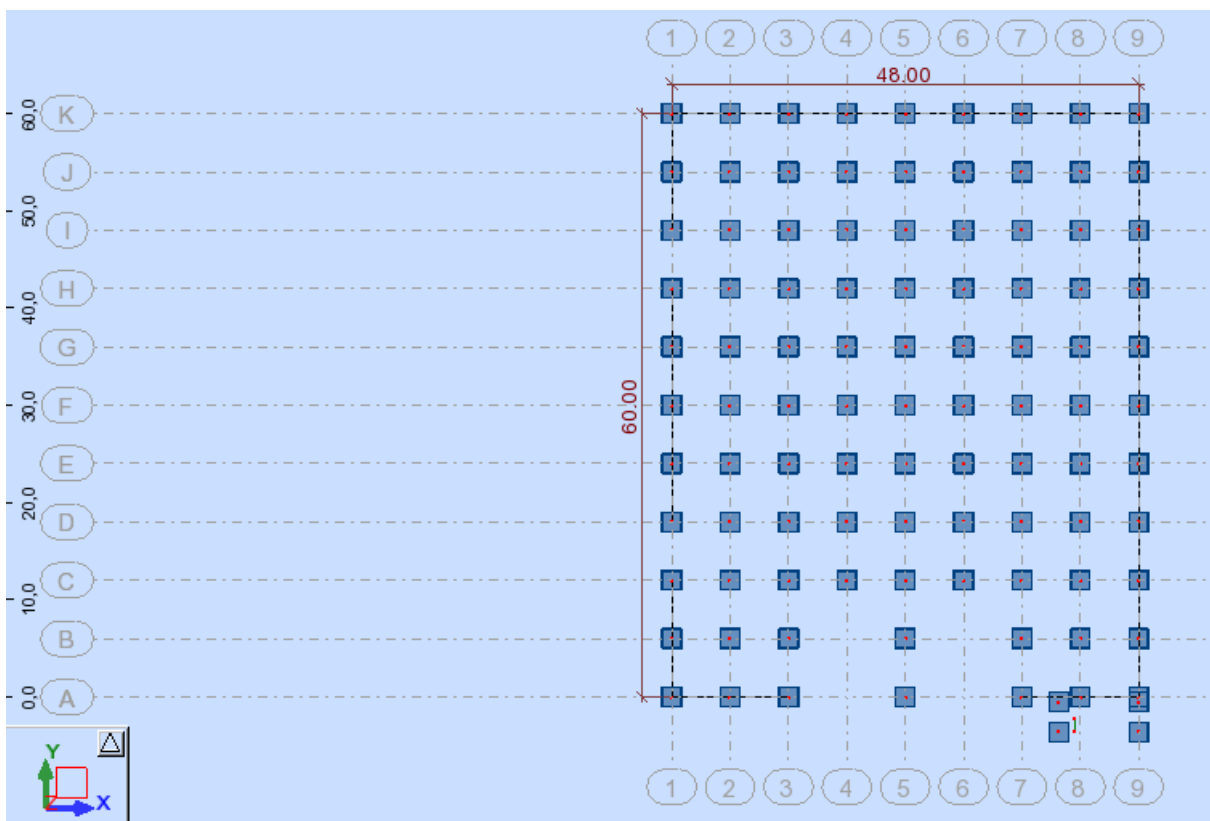


Fig.I.2 : Vue d'implantation

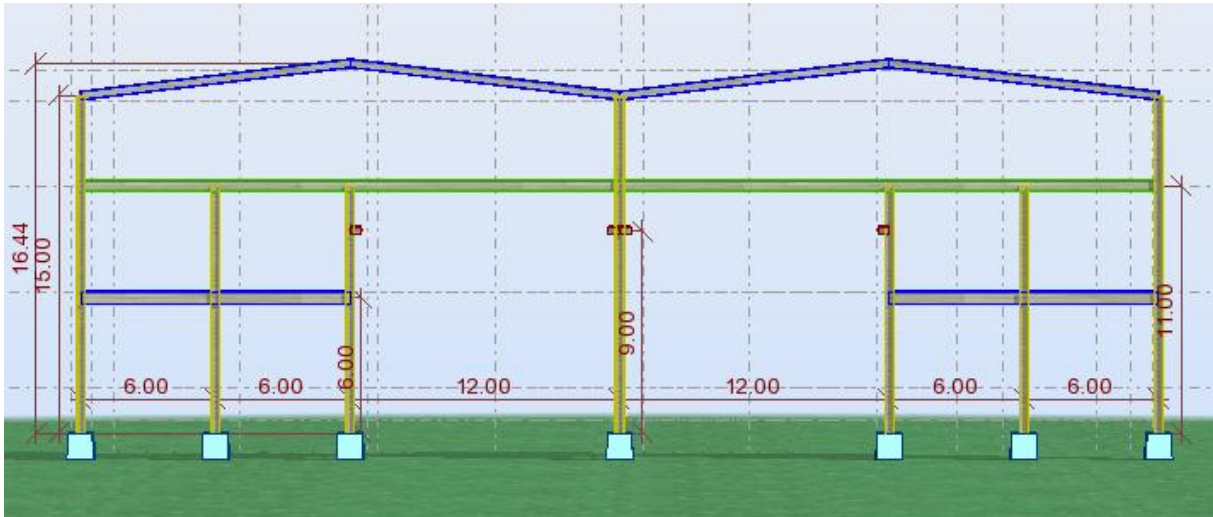


Fig.I.3 : Vue suivant pignon files B

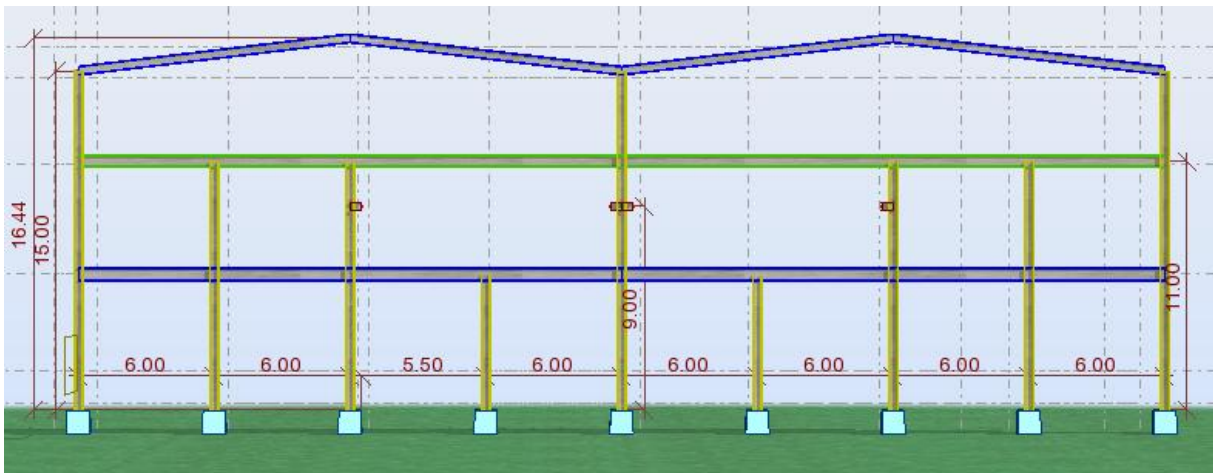


Fig.I.4 : Vue suivant pignon files C à J

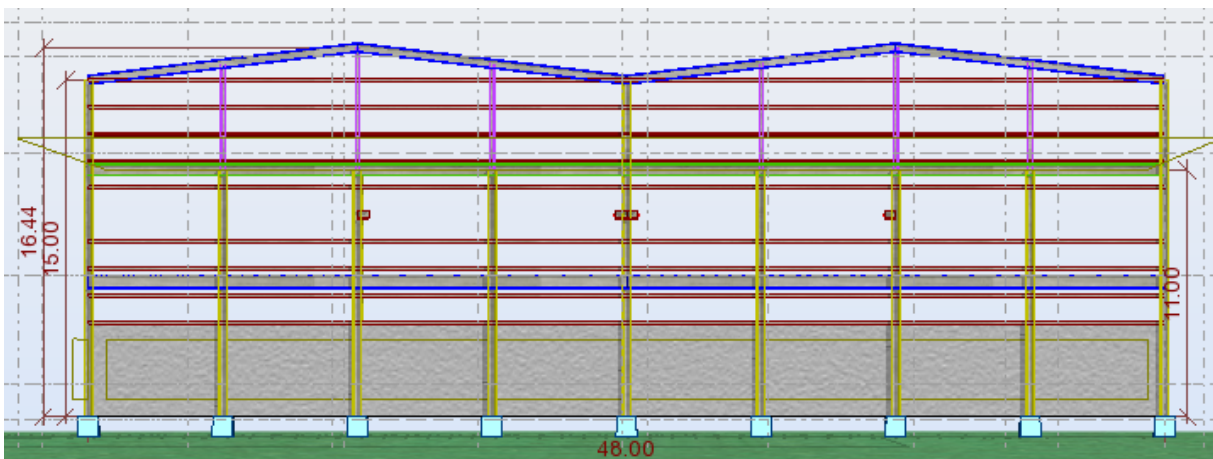


Fig.I.5 : Façade postérieure

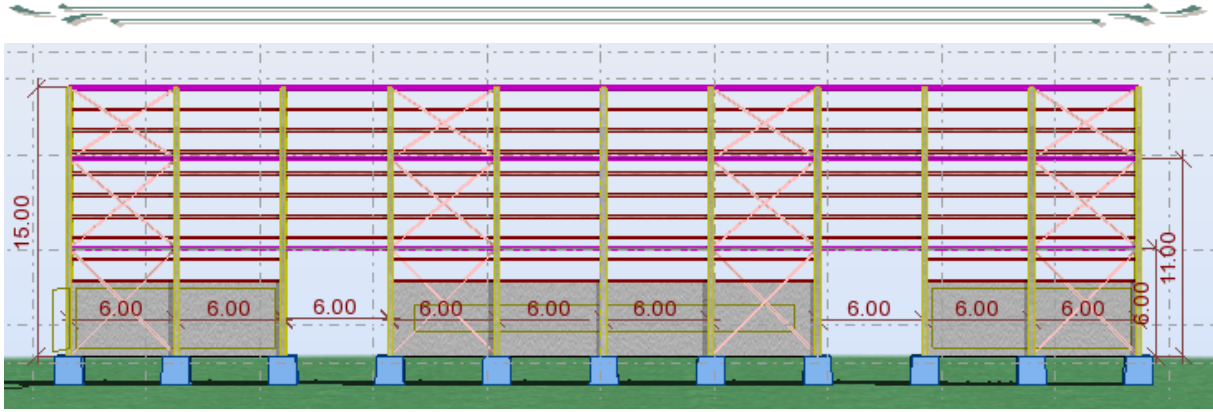


Fig.I.6 : Vue suivant long pan file 1

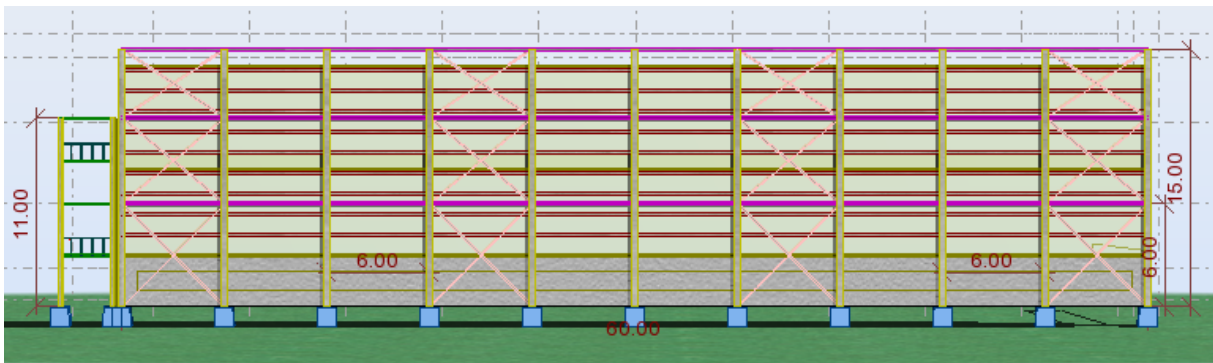


Fig.I.7 : Vue suivant long pan file 9

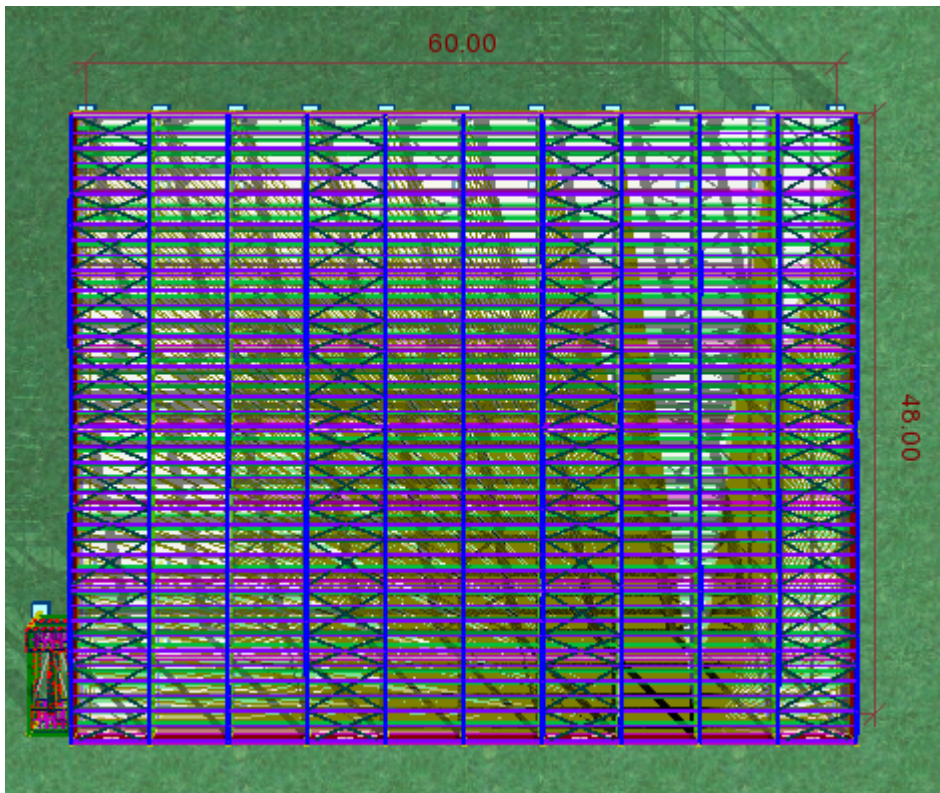


Fig.I.8 : Vue en plan (toiture)

Etude climatique

II. Introduction :

L'étude climatique est un point essentiel pour une structure, qui a pour but la détermination des différentes sollicitations, produites par la charge de la neige d'un côté, et les efforts dynamiques qui sont introduits par le vent de l'autre. L'application du règlement Neige et Vent "R.N.V.1999" nous permettra de déterminer ces sollicitations pour le dimensionnement de notre structure.

II.1. Dimension de l'ouvrage :

- Longueur : $a = 60\text{m}$
- Largeur : $b = (24\text{m} \times 2) = 48\text{m}$
- Hauteur : $H = 16.44\text{m}$ (faitage)
- Hauteur de la paroi verticale : $h = 15\text{m}$
- Toiture double versant de degré $\alpha = 6,84^\circ$

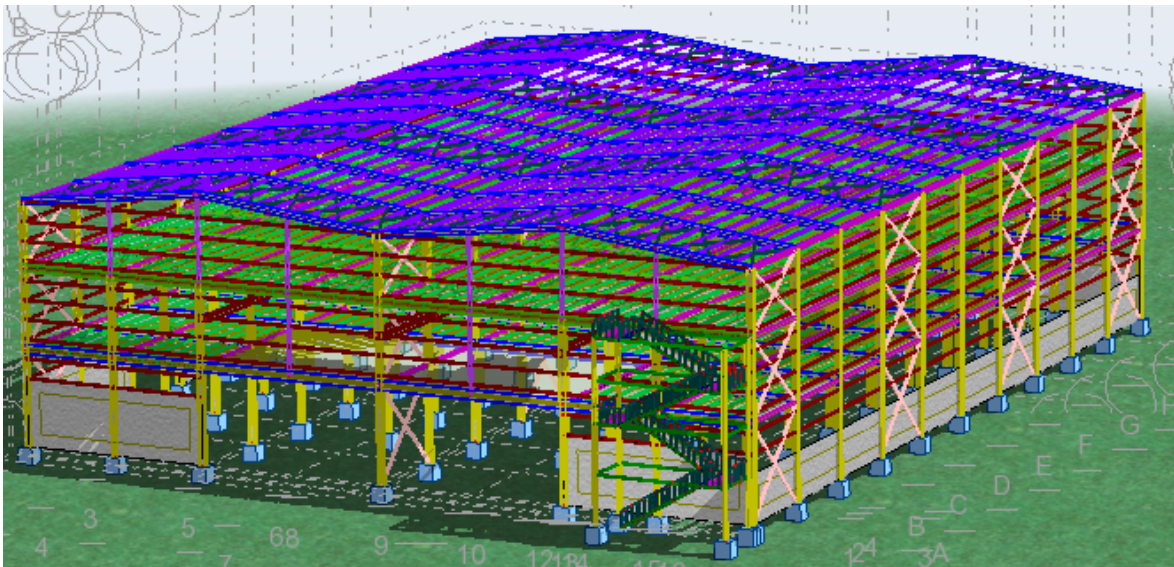


Fig. II-1 : Vue en perspective de la structure

➤ Les données relatives au site :

- Lieu de réalisation : **Hammadi (Boumerdes)**
- Altitude géographique : **$H_G = 50\text{m}$**
- Zone de neige : **B** (R.N.V .99 p25)
- Zone du vent : **I** (R.N.V.99 p85 annexe1)
- Site plat : **$C_t(z)=1$** (R.N.V .99 p48)
- Catégorie du terrain : **III (site meuble)** (R.N.V .99 p47)

II.2. Etude de neige

II.2.1. Calcul de la surcharge de la neige :

➤ Altitude géographique : **H_G=50m**

➤ Zone de neige : **B**

La charge de la neige sur la toiture est donnée par la formule suivante :

$$S = \mu \cdot S_K \quad (\text{R.N.V.99 P13})$$

Toitures à deux versants à angles égaux $\alpha=6,84^\circ$: $0 \leq \alpha=6,84^\circ \leq 30^\circ$

Donc le coefficient de forme : **$\mu_1=0,8$**

Toitures à versants multiples dissymétrique :

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

$$\alpha = \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2} \quad \alpha_1 = \alpha_2 = \alpha = 6,84^\circ$$

$$\mu_3 = 0.8 + 0.8 \left(\frac{\alpha}{30} \right) \rightarrow \mu_3 = 0,98$$

Et la charge de neige sur le sol est donnée par la formule suivante :

$$S_K = \frac{0,04 \times H_g + 10}{100}$$

$$\text{AN: } S_K = \frac{0,04 \times 50 + 10}{100} = 0,12 \text{ KN/m}^2$$

$$\rightarrow S_K = 0,12 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{R.N.V.99 p16})$$

Donc la charge de la neige sur la toiture est :

$$S_1 = \mu_1 \cdot S_K \rightarrow S_1 = 0,8 \times 0,12 = 0,096 \text{ KN/m}^2$$

$$\rightarrow S_1 = 0,096 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ET: } S_3 = \mu_3 \cdot S_K \quad S_3 = 0,98 \times 0,12 = 0,117 \text{ KN}$$

$$\rightarrow S_3 = 0,117 \text{ KN/m}^2$$

II.3. Etude du vent :

Le vent est une action variable qui résulte du mouvement de l'air d'une zone à pression élevée à une zone à faible pression.

Il exerce sur la structure des actions extérieures (compression et traction) et intérieurs (suppressions et dépressions) agissant perpendiculaire aux parois considérées.

$$\text{Notre zone du vent est : zone I} \rightarrow Q_{\text{ref}} = 375 \text{ N/m}^2 \quad (\text{R.N.V.99 p46})$$

Le site plat $\rightarrow C_t(z)=1$

La catégorie du terrain : III

$$\rightarrow K_T = 0,22 \quad Z_0 = 0,3\text{m} \quad Z_{\text{min}} = 8\text{m} \quad \varepsilon = 0,37 \quad (\text{R.N.V.99 P47})$$

Tel que : K_T : facteur du terrain.

Z_0 : paramètre de la rugosité [m].

Z_{min} : hauteur minimale [m].

La pression due au vent est donnée par la formule suivante :

$$Q_j = C_d \cdot W(z_j) \quad (\text{R.N.V.99 P40})$$

Tel que : C_d : Le coefficient dynamique de la construction.
 $W(z_j)$: est la pression nette.

II.3.1. Détermination du coefficient dynamique C_d :

La structure de la halle est une structure métallique, donc on utilise la Fig.1-2[R.N.V.99 p51] afin de déterminer la valeur de coefficient C_d pour chaque direction du Vent :

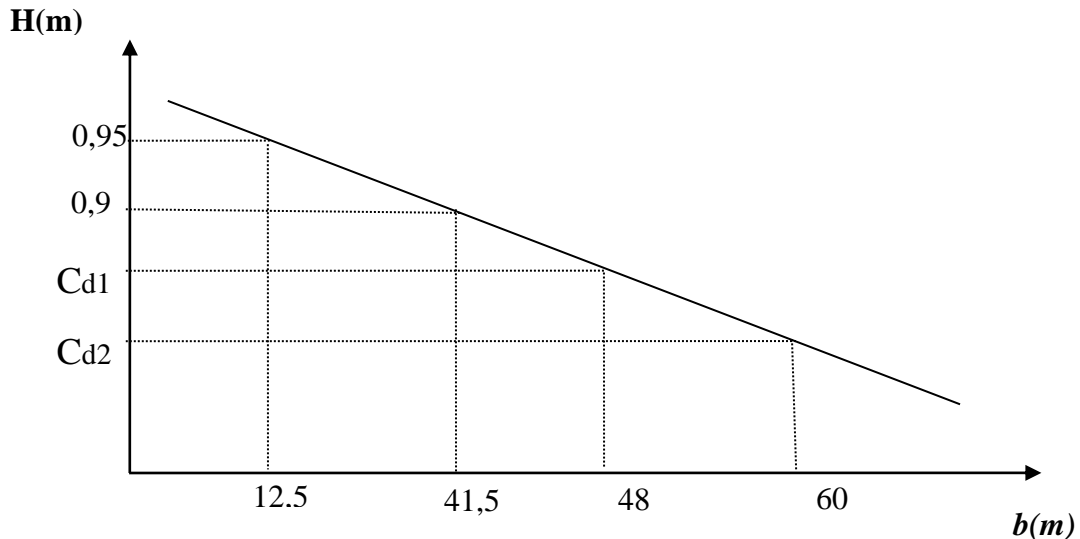


Fig.II-2 : Graphe d'interpolation et d'extrapolation

H : Hauteur totale de la construction.

B : Dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de construction

$$\text{tg}\alpha = \frac{H}{b} = \frac{0,95 - 0,9}{41,5 - 12,5} = 1,72 \cdot 10^{-3}$$

1.1. Vent perpendiculaire au long pan :

$H=16,44\text{m}$ et $b=60\text{m}$ $d=48\text{m}$

$$\text{Donc : } \text{tg}\alpha = \frac{0,9 - c_d}{60 - 41,5} = 1,72 \cdot 10^{-3} \quad \rightarrow \quad C_{d2} = 0,87$$

1.2. Vent perpendiculaire au pignon :

$H=16,44\text{m}$ et $b=48\text{m}$ $d=60\text{m}$

$$\text{Donc : } \text{tg}\alpha = \frac{c_d - 0,9}{48 - 41,5} = 1,72 \cdot 10^{-3} \quad \rightarrow \quad C_{d1} = 0,89$$

II.3.2. Détermination de la pression nette $W(z_j)$:

Dans notre structure on a une face de la paroi qui est intérieure à la construction et l'autre face qui est extérieure, donc on utilise la formule suivante :

$$W(z_j) = Q_{\text{dyn}}(z_j) \cdot (C_{pe} - C_{pi}) \quad (\text{R.N.V.99P52})$$

Tel que : $Q_{\text{dyn}}(z_j)$: la pression dynamique du vent calculée à la hauteur Z_j relative à .
 . L'élément de surface.

C_{pe} : Coefficient de pression extérieure.

C_{pi} : Coefficient de pression intérieure.

II.3.2.1. Détermination de la pression dynamique $Q_{dyn}(z_j)$:

La structure est de hauteur supérieur à 10m, donc il y a eu lieu de subdivision, et aussi elle est permanente (la durée d'utilisation est supérieure à 5 ans). Donc on utilise la formule suivante :

$$Q_{dyn}(z_j) = Q_{ref} \cdot C_e(z_j) \quad \text{(R.N.V.99P57)}$$

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

$C_e(z_j)$: Coefficient d'exposition au vent.

$Z = 16,44 \text{ m}$ dans la toiture.

$Z = 15 \text{ m}$ dans les parois verticales.

D'après : (figure 2.4 page 45 RNV99) on a :

$$n = E \left[\frac{h}{3} \right] = E \left[\frac{16,44}{3} \right] = 5$$

$$h_1 = \frac{h}{n} = \frac{16,44}{5} = 3,29 \text{ m}$$

$$Z_1 = \frac{h_1}{2} = 1,64 \text{ m}$$

$$Z_i = Z_1 + (i - 1)h_1$$

$Z_1 = 1,64 \text{ m}$; $Z_2 = 4,93 \text{ m}$; $Z_3 = 8,22 \text{ m}$; $Z_4 = 11,51 \text{ m}$; $Z_5 = 14,8 \text{ m}$; $Z_6(\text{toiture}) = 16,44 \text{ m}$

II.3.2.2. Détermination du coefficient d'exposition $C_e(z_j)$:

On a une structure peu sensible aux excitations dynamiques, donc on utilise la formule

suivante :
$$C_e(z) = C_t^2(z) C_r^2(z) \times \left(1 + \frac{7 \times K_T}{C_r(z) \times C_T(z)} \right)$$

tel que: $C_t = 1$ et $K_T = 0,22$

C_r : Coefficient de rugosité.

C_t : Coefficient de topographie.

II.3.2.3. Détermination du coefficient de la rugosité C_r :

Pour calculer le coefficient de rugosité on utilise les formules suivantes :

- $C_r(z) = K_T \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right)$ pour $Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$ (R.N.V.99P47)

- $C_r(z) = K_T \ln \left(\frac{Z_{min}}{Z_0} \right)$ pour Pour : $Z < Z_{min}$

tel que : $Z_0 = 0,3 \text{ m}$, $Z_{min} = 8 \text{ m}$

❖ Dans la paroi verticale:

- Pour $Z_1 = 1,64 \text{ m}$ et $Z_2 = 4,93 \text{ m}$

$Z_1 = 1,64 \text{ m}$ et $Z_2 = 4,93 \text{ m} \rightarrow Z(1,2) < Z_{min} = 8 \text{ m}$

$$C_r Z(1,2) = 0,22 \ln \left(\frac{8}{0,3} \right) \quad \rightarrow \quad C_r Z(1,2) = 0,722$$

- Pour **Z3=8,22m**

$$Z_3 = 8,22 \rightarrow Z_{\min} \leq Z_3 \leq 200m$$

$$C_r Z_3 = 0,22 \ln \left(\frac{8,22}{0,3} \right) \quad \rightarrow \quad C_r Z_3 = 0,728$$

- Pour **Z4=11.51m**

$$Z_4 = 11,54m \rightarrow Z_{\min} \leq Z_4 \leq 200m$$

$$C_r Z_4 = 0,22 \ln \left(\frac{11,51}{0,3} \right) \quad \rightarrow \quad C_r Z_4 = 0,802$$

- Pour **Z5=14,8m**

$$Z_5 = 14,8m \rightarrow Z_{\min} \leq Z_5 \leq 200m$$

$$C_r Z_5 = 0,22 \ln \left(\frac{14,8}{0,3} \right) \quad \rightarrow \quad C_r Z_5 = 0,857$$

- ❖ Dans la toiture :

- Pour **Z6=16,44m**

$$Z_6 = 16,44m \rightarrow Z_{\min} \leq Z_6 \leq 200m$$

$$C_r Z_6 = 0,22 \ln \left(\frac{16,44}{0,3} \right) \quad \rightarrow \quad C_r Z_6 = 0,880$$

Alors la pression d'exposition $C_e(z_j)$ peut être déterminée :

- ❖ Dans la paroi verticale :

- Pour **Z1=1,64m et Z2=4,93m**

$$C_e(z_{1,2}) = (1)^2 \times (0,722)^2 \times \left(1 + \frac{7 \times 0,22}{0,722 \times 1} \right) = 1,633 \quad \rightarrow \quad C_e(z_{1,2}) = 1,633$$

- Pour **Z3=8,22m**

$$C_e(z_3) = (1)^2 \times (0,728)^2 \times \left(1 + \frac{7 \times 0,22}{0,728 \times 1} \right) = 1,651 \quad \rightarrow \quad C_e(z_3) = 1,651$$

- Pour **Z4=11.51m**

$$C_e(z_4) = (1)^2 \times (0,802)^2 \times \left(1 + \frac{7 \times 0,22}{0,802 \times 1} \right) = 1,878 \quad \rightarrow \quad C_e(z_4) = 1,878$$

- Pour **Z5=14,8m**

$$C_e(z_5) = (1)^2 \times (0,857)^2 \times \left(1 + \frac{7 \times 0,22}{0,857 \times 1} \right) = 2,027 \quad \rightarrow \quad C_e(z_5) = 2,027$$

- ❖ Dans la toiture :

- Pour **Z6=16,44m**

$$C_e(z_6) = (1)^2 \times (0,880)^2 \times \left(1 + \frac{7 \times 0,22}{0,880 \times 1} \right) = 2,129 \quad \rightarrow \quad C_e(z_6) = 2,129$$

Alors la pression dynamique $Q_{dyn}(z_j)$:

- ❖ Dans la paroi verticale :

- Pour **Z1=1,64m et Z2=4,93m**

$$Q_{dyn}(z_{1,2}) = 375 \times 1,633 = 0,612 \text{ KN} / m^2 \quad \rightarrow \quad Q_{dyn}(z_{1,2}) = 0,612 \text{ KN} / m^2$$

- Pour **Z3=8,22m**

$$Q_{dyn}(z_3) = 375 \times 1,651 = 0,619 \text{ KN} / m^2 \quad \rightarrow \quad Q_{dyn}(z_3) = 0,619 \text{ KN} / m^2$$

- Pour **Z4=11.51m**

$$Q_{dyn}(z_4) = 375 \times 1,878 = 0,704 \text{ KN} / m^2 \quad \rightarrow \quad Q_{dyn}(z_4) = 0,704 \text{ KN} / m^2$$

- Pour **Z5=14,8m**

$$Q_{dyn}(z_5) = 375 \times 2,027 = 0,760 \text{ KN} / m^2 \quad \rightarrow \quad Q_{dyn}(z_5) = 0,760 \text{ KN} / m^2$$

- ❖ Dans la toiture :

- Pour **Z6=16,44m**

$$Q_{dyn}(z_6) = 375 \times 2,129 = 0,798 \text{ KN} / m^2 \quad \rightarrow \quad Q_{dyn}(z_6) = 0,798 \text{ KN} / m^2$$

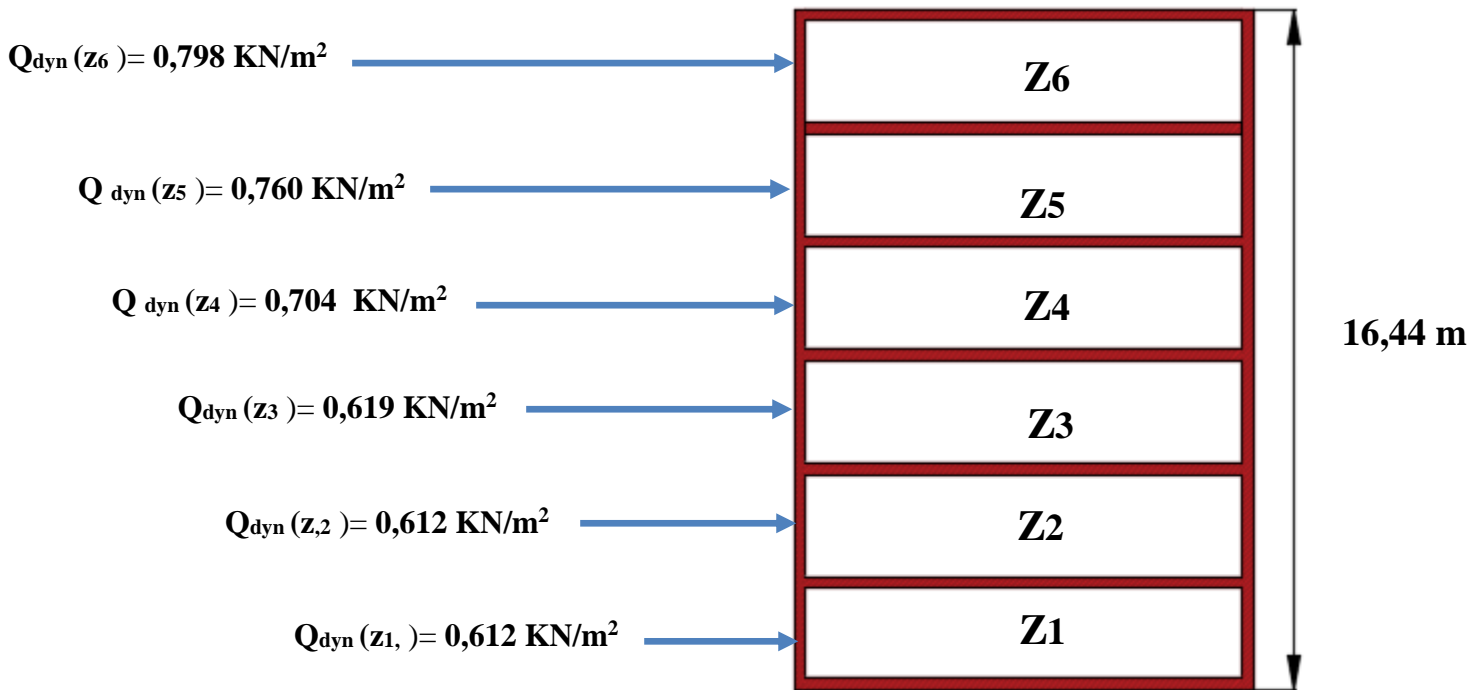


Fig.II-3 : Distribution de la pression dynamique (q_{dyn}) selon la hauteur

TAB. II-1 valeur de la pression dynamique de Q_{dyn}

	Z(m)	Z _{min} (m)	Z(m)	C _T	C _r (m)	C _e	Q _{dy} (KN/m ²)
Z ₁	1,64	8	0,3	1	0,722	1,633	0,612
Z ₂	4,93	8	0,3	1	0,722	1,633	0,612
Z ₃	8,22	8	0,3	1	0,728	1,651	0,619
Z ₄	11,51	8	0,3	1	0,802	1,878	0,704
Z ₅	14,8	8	0,3	1	0,857	2,027	0,760
Z ₆	16,44	8	0,3	1	0,880	2,129	0,798

II.3.2.4. Détermination du coefficient de pression extérieure C_{pe} :

La détermination du coefficient de pression C_{pe} est faite pour chaque direction du vent et dans chaque surface de la paroi considérée pour cela on utilise les formules suivantes :

(R.N.V.99P64)

- C_{pe} = C_{pe1} → S ≤ 1m²
- C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) log₁₀(s) → 1m² < S < 10m²
- C_{pe} = C_{pe10} → S ≥ 10m²

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

a) Vent perpendiculaire au long pan :

➤ **Pour les parois verticales :**

Pour cette direction du vent on a : b=60m, d=48m, h=15m et

$e = \min [b, 2h] = 30m \rightarrow e = 30m.$

Et on a : $d = 48m > e = 30m.$

Donc on utilise la représentation suivante :

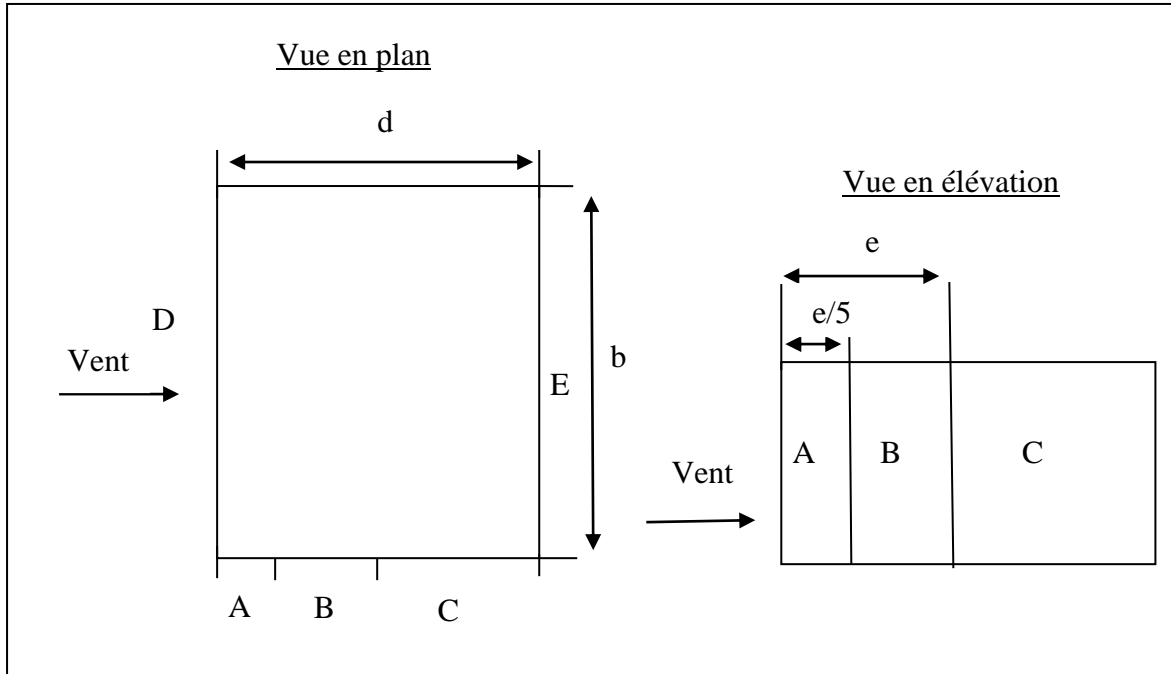


Fig.II-4: Représentation des parois verticales (Vent sur long pan).

Tel que :

- $S_A = e/5 \times h = 30/5 \times 15 = 90m^2 \rightarrow S_A = 90m^2 \geq 10m^2$
- $S_B = (e - e/5) \times h = (30 - 30/5) \times 15 = 360m^2 \rightarrow S_B = 360m^2 \geq 10m^2$
- $S_C = (d - e) \times h = (48 - 30) \times 15 = 270m^2 \rightarrow S_C = 270m^2 \geq 10m^2$
- $S_D = S_E = b \times h = 60 \times 15 = 900m^2 \rightarrow S_D = S_E = 900m^2 \geq 10m^2$

On remarque que toutes les surfaces sont supérieures à $10m^2$ donc la formule correspond est : $C_{pe} = C_{pe10}$

Les coefficients de pression extérieure C_{pe} dans chaque zone sont donnés dans le tableau suivant :

TAB.II-2: C_{pe} pour les parois verticales

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

➤ Déterminations des surfaces :

- $S_F = e/4 \times e/10 = (32,88/4 \times 32,88/10) = 27,03m^2 \rightarrow S_F = 27,03m^2 \geq 10m^2$
- $S_G = (b - 2 \times e/4) \times e/10 = (60 - 2(32,88/4) \times 32,88/10 = 143,23m^2 \rightarrow S_G = 143,23m^2 \geq 10m^2$
 $\rightarrow S_H > 10m^2$

On Remarque que toutes les surfaces sont supérieur à 10m² donc la formule est :

$C_{Pe} = C_{pe10}$

Dans notre cas on a l'angle de versant $\alpha = 6,84^\circ$, donc on doit faire une interpolation.

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Tab. II-3 : C_{Pe} pour la toiture.

Pente α	F	G	H	2 ^{ème} versant	3 ^{ème} versant	4 ^{ème} versant
6,84°	C _{pe10}	C _{pe10}	C _{pe10}	C _{pe10}	C _{pe10}	C _{pe10}
C _{pe}	-1.55	-1.13	-0.54	-1	-1	-0.6

b) Vent perpendiculaire au pignon :

➤ Pour les parois verticales :

Pour cette direction du vent on a : b=48m, d=60m, h=15m et e = min [b, 2h]=30m → e=30m Donc on utilise la légende suivante :

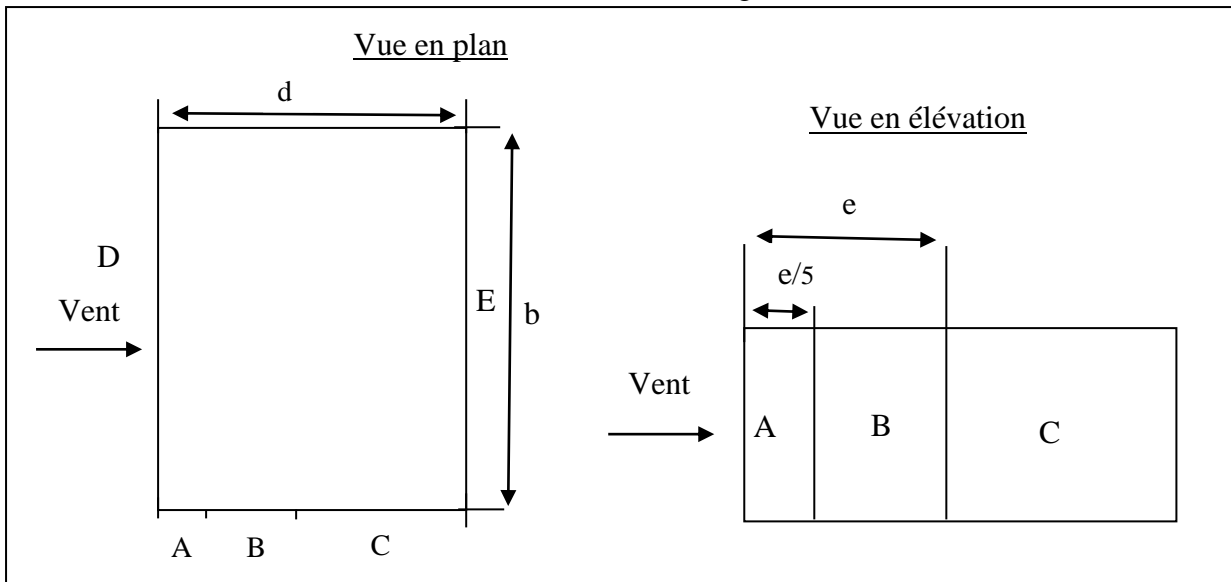


Fig. II-8 : Représentation pour les parois verticales (vent sur pignon)

Détermination des surfaces :

- $S_A = e/5 \times h = 30/5 \times 15 = 90m^2 \rightarrow S_A = 90m^2 > 10m^2$
- $S_B = (e - e/5) \times h = (30 - 30/5) \times 15 = 360m^2 \rightarrow S_B = 360m^2 > 10m^2$
- $S_C = (d - e) \times h = (60 - 30) \times 15 = 450m^2 \rightarrow S_C = 450m^2 > 10m^2$

• $S_D = S_E = 48 \times 15 = 720m^2 \rightarrow S_D = 720m^2 > 10m^2$

On Remarque que toutes les surfaces sont supérieur à $10m^2$ donc la formule est :

$C_{pe} = C_{pe10}$

Et les coefficients de pression extérieure C_{pe} dans chaque zone sont donnés dans le tableau suivant :

Tab. II-4: C_{pe} pour les parois verticales

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

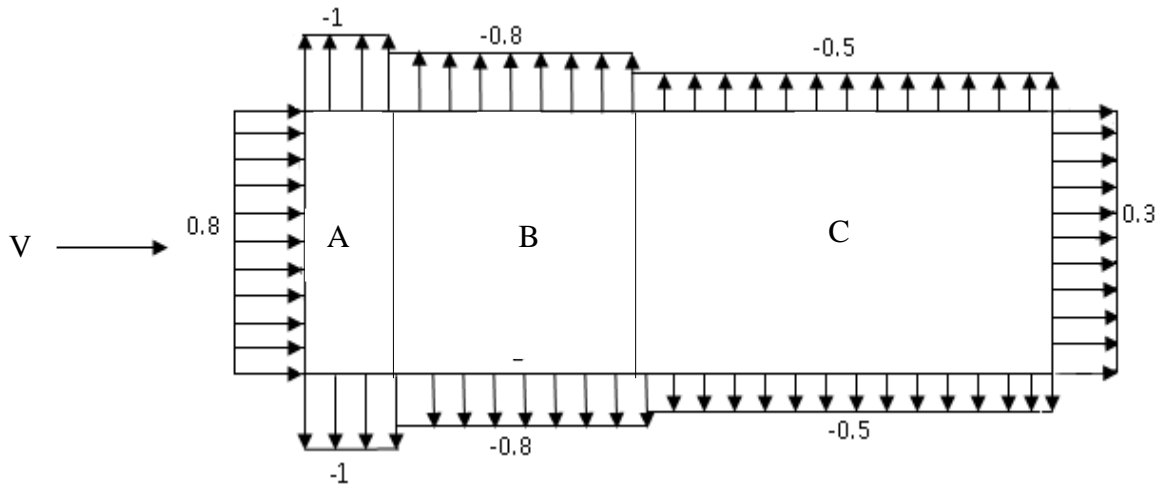


Fig.II-9: Valeurs des C_{pe} pour les parois verticales

➤ **Vent sur la toiture :**

Pour C_{pe} a une toiture a versant multiple, la direction de vent est parallèle au génératrice, les coefficients s'obtiens a partir de toiture a un versant avec $\theta=90$

Pour cette direction du vent on a : $b=48m$, $d=60m$, $h=16,44m$

et $e = [b, 2h] = 32,88 \rightarrow e = 32,88m$

Donc on utilise la représentation suivante :

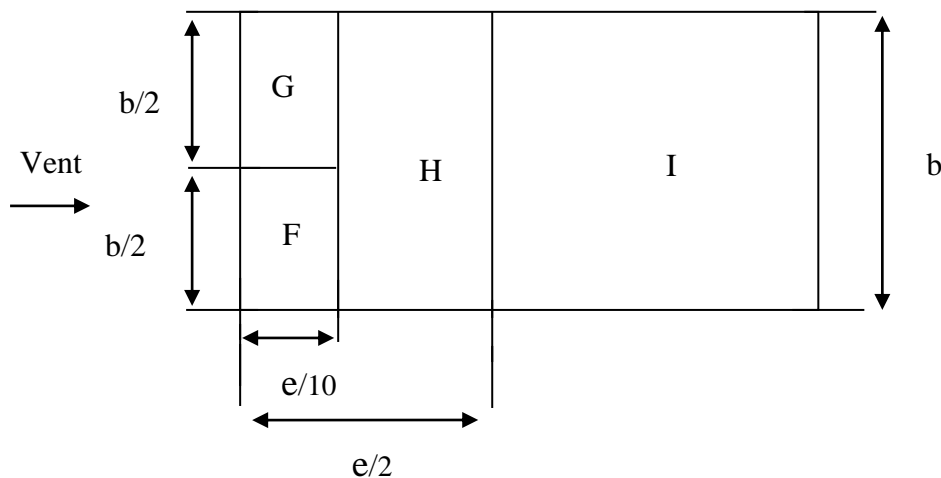


Fig.II-10: Représentation pour la toiture (Vent sur pignon)

➤ **Détermination des surfaces :**

- $S_G = (b/2) \times (e/10) = (48/2) \times (32,88/10) = 78,91 \text{ m}^2 \rightarrow S_G = 78,91 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$
- $S_F = S_G = 78,91 \text{ m}^2 \rightarrow S_G = 78,91 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$
- $S_H = (e/2) - (e/10) \times b = (32,88/2) - (32,88/10) \times 48 = 631,3 \text{ m}^2 \rightarrow S_H = 631,3 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$
- $S_I > 10 \text{ m}^2$

On Remarque que toutes les surfaces sont supérieur à 10m² donc la formule est :

$C_{Pe} = C_{pe10}$

Dans notre cas on a l'angle de versant $\alpha = 6,84^\circ$, donc on doit faire une interpolation.

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Tab.II-5: C_{pe} pour la toiture

Pente α	F	G	H	I	2 ^{ème} versant	3 ^{ème} versant	4 ^{ème} versant
6,84°	C _{pe10}	C _{pe10}	C _{pe10}	C _{pe10}	C _{pe10}	C _{pe10}	C _{pe10}
C _{pe}	-1.54	-1.81	-0.64	-0,54	-1	-1	-0.6

II.3.2.5. Détermination du coefficient de pression intérieure C_{pi} :

Le coefficient de pression C_{pi} est on fonction de l'indice de perméabilité μ_p qu'il est défini comme suit : **(R.N.V.99 P78)**

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

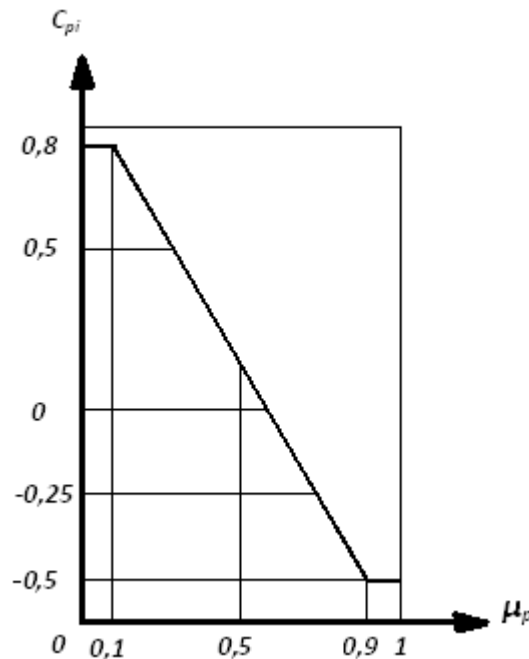


Fig.II-11: C_{pi} pour les bâtiments sans cloisons intérieures

II.3.3. Détermination de la pression du vent Q_j :

$$Q_j = C_d \cdot W(z_j) = C_d \times Q_{dyn}(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

1. Vent perpendiculaire au long pan (entièrement fermé) :

L'indice de perméabilité est : $\mu_p = 0$

Donc on peut déterminer le coefficient de pression intérieur $C_{pi} = 0,8$

2. Vent perpendiculaire au pignon (entièrement fermé):

L'indice de perméabilité est : $\mu_p = 0$

Donc on peut déterminer le coefficient de pression intérieur $C_{pi} = 0,8$

3. Vent perpendiculaire au long pan (entièrement ouvert) :

L'indice de perméabilité est : $\mu_p = 1$

Donc on peut déterminer le coefficient de pression intérieur $C_{pi} = -0,5$

4. Vent perpendiculaire au pignon (entièrement ouvert) :

L'indice de perméabilité est : $\mu_p = 1$

Donc on peut déterminer le coefficient de pression intérieur $C_{pi} = -0,5$

1. Vent perpendiculaire au long pan (entièrement fermé) :

a) Dans la paroi verticale :

➤ Pour $Z_1 = 1,64m$ et $Z_2 = 4,93m$:

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Tab. II-6: Pressions Q_j sur la paroi verticale

Zone	C_d	$Q_{dyn}(z_j)$ [KN/m ²]	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	Q_j [KN/m ²]
A	0,87	0,612	-1	0,8	-1,8	-0,958
B	0,87	0,612	-0,8	0,8	-1,6	-0,851
C	0,87	0,612	-0,5	0,8	-1,3	-0,692
D	0,87	0,612	0,8	0,8	0	0
E	0,87	0,612	-0,3	0,8	-1,1	-0,586

➤ Pour $Z_3 = 8,22m$:

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Tab. II-7: Pressions Q_j sur la paroi verticale

Zone	Cd	Qdyn(zj) [KN/m2]	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	Qj [KN/m2]
A	0,87	0,619	-1	0,8	-1,8	-0,969
B	0,87	0,619	-0,8	0,8	-1,6	-0,862
C	0,87	0,619	-0,5	0,8	-1,3	-0,700
D	0,87	0,619	0,8	0,8	0	0
E	0,87	0,619	-0,3	0,8	-1,1	-0,592

➤ Pour $Z_4=11,51m$:

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Tab. II-8: Pressions Q_j sur la paroi verticale

Zone	Cd	Qdyn(zj) [KN/m2]	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	Qj [KN/m2]
A	0,87	0,704	-1	0,8	-1,8	-1,102
B	0,87	0,704	-0,8	0,8	-1,6	-0,979
C	0,87	0,704	-0,5	0,8	-1,3	-0,796
D	0,87	0,704	0,8	0,8	0	0
E	0,87	0,704	-0,3	0,8	-1,1	-0,674

➤ Pour $Z_5=14,8m$:

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Tab. II-9: Pressions Q_j sur la paroi verticale

Zone	Cd	Qdyn(zj) [KN/m2]	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	Qj [KN/m2]
A	0,87	0,760	-1	0,8	-1,8	-1,190
B	0,87	0,760	-0,8	0,8	-1,6	-1,058
C	0,87	0,760	-0,5	0,8	-1,3	-0,859
D	0,87	0,760	0,8	0,8	0	0
E	0,87	0,760	-0,3	0,8	-1,1	-0,727

b) Dans la toiture :

➤ **Pour $Z_6=16,44\text{m}$:**

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Tab. II-10: Pressions Q_j sur la toiture

Zone	Cd	Qdyn(zj) [KN/m2]	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	Qj [KN/m2]
F	0,87	0,798	-1,55	0,8	-2,35	-1,632
G	0,87	0,798	-1,13	0,8	-1,93	-1,339
H	0,87	0,798	-0,54	0,8	-1,34	-0,930
2^{ème} versant	0,87	0,798	-1	0,8	-1,8	-1,249
3^{ème} versant	0,87	0,798	-1	0,8	-1,8	-1,249
4^{ème} versant	0,87	0,798	-0,6	0,8	-1,4	-0,972

2. Vent perpendiculaire au pignon (entièrement fermé) :

a) Dans la paroi verticale :

➤ **Pour $Z_1=1,64\text{m}$ et $Z_2=4,93\text{m}$:**

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Tab. II-11: Pressions Q_j sur la paroi verticale

Zone	Cd	Qdyn(zj) [KN/m2]	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	Qj [KN/m2]
A	0,89	0,612	-1	0,8	-1,8	-0,980
B	0,89	0,612	-0,8	0,8	-1,6	-0,871
C	0,89	0,612	-0,5	0,8	-1,3	-0,708
D	0,89	0,612	0,8	0,8	0	0
E	0,89	0,612	-0,3	0,8	-1,1	-0,599

Pour $Z_3=8,22\text{m}$:

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Tab. II-12: Pressions Q_j sur la paroi verticale

Zone	Cd	Qdyn(zj) [KN/m2]	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	Qj [KN/m2]
A	0,89	0,619	-1	0,8	-1,8	-0,992
B	0,89	0,619	-0,8	0,8	-1,6	-0,881
C	0,89	0,619	-0,5	0,8	-1,3	-0,716
D	0,89	0,619	0,8	0,8	0	0
E	0,89	0,619	-0,3	0,8	-1,1	-0,606

➤ Pour $Z_4=11,51m$:

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Tab. II-13: Pressions Q_j sur la paroi verticale

Zone	Cd	Qdyn(zj) [KN/m2]	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	Qj [KN/m2]
A	0,89	0,704	-1	0,8	-1,8	-1,128
B	0,89	0,704	-0,8	0,8	-1,6	-1,002
C	0,89	0,704	-0,5	0,8	-1,3	-0,815
D	0,89	0,704	0,8	0,8	0	0
E	0,89	0,704	-0,3	0,8	-1,1	-0,689

➤ Pour $Z_5=14,8m$:

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Tab. II-14: Pressions Q_j sur la paroi verticale

Zone	Cd	Qdyn(zj) [KN/m2]	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	Qj [KN/m2]
A	0,89	0,760	-1	0,8	-1,8	-1,218
B	0,89	0,760	-0,8	0,8	-1,6	-1,082
C	0,89	0,760	-0,5	0,8	-1,3	-0,879
D	0,89	0,760	0,8	0,8	0	0
E	0,89	0,760	-0,3	0,8	-1,1	-0,744

Pour $Z_6=16,44m$:

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Tab. II-15: Pressions Q_j sur la toiture

Zone	Cd	Qdyn(zj) [KN/m2]	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	Qj [KN/m2]
F	0,89	0,798	-1,54	0,8	-2,34	-1,662
G	0,89	0,798	-1,81	0,8	-2,61	-1,854
H	0,89	0,798	-0,64	0,8	-1,44	-1,023
I	0,89	0,798	-0,54	0,8	-1,34	-0,952
2 ^{ème} versant	0,89	0,798	-1	0,8	-1,8	-1,278
3 ^{ème} versant	0,89	0,798	-1	0,8	-1,8	-1,278
4 ^{ème} versant	0,89	0,789	-0,6	0,8	-1,4	-0,994

3. Vent perpendiculaire au long pan (entièrement ouvert) :

a) Dans la paroi verticale

➤ Pour $Z_1=1,64\text{m}$ et $Z_2=4,93\text{m}$:

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Tab. II-16: Pressions Q_j sur la paroi verticale

Zone	Cd	Qdyn(zj) [KN/m2]	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	Qj [KN/m2]
A	0,87	0,612	-1	-0,5	-0,5	-0,266
B	0,87	0,612	-0,8	-0,5	-0,3	-0,159
C	0,87	0,612	-0,5	-0,5	0	0
D	0,87	0,612	0,8	-0,5	1,3	0,692
E	0,87	0,612	-0,3	-0,5	0,2	0,106

➤ Pour $Z_3=8,22\text{m}$:

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Tab. II-17: Pressions Q_j sur la paroi verticale

Zone	Cd	Qdyn(zj) [KN/m2]	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	Qj [KN/m2]
A	0,87	0,619	-1	-0,5	-0,5	0,269
B	0,87	0,619	-0,8	-0,5	-0,3	-0,162
C	0,87	0,619	-0,5	-0,5	0	0
D	0,87	0,619	0,8	-0,5	1,3	0,700
E	0,87	0,619	-0,3	-0,5	0,2	0,108

➤ Pour $Z_4=11,51\text{m}$:

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Tab. II-18: Pressions Q_j sur la paroi verticale

Zone	Cd	Qdyn(zj) [KN/m2]	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	Qj [KN/m2]
A	0,87	0,704	-1	-0,5	-0,5	-0,306
B	0,87	0,704	-0,8	-0,5	-0,3	-0,184
C	0,87	0,704	-0,5	-0,5	0	0
D	0,87	0,704	0,8	-0,5	1,3	0,796
E	0,87	0,704	-0,3	-0,5	0,2	0,122

➤ Pour $Z_5=14,8\text{m}$:

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Tab. II-19: Pressions Q_j sur la paroi verticale

Zone	C_d	$Q_{dyn}(z_j)$ [KN/m ²]	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	Q_j [KN/m ²]
A	0,87	0,760	-1	-0,5	-0,5	-0,331
B	0,87	0,760	-0,8	-0,5	-0,3	-0,198
C	0,87	0,760	-0,5	-0,5	0	0
D	0,87	0,760	0,8	-0,5	1,3	0,859
E	0,87	0,760	-0,3	-0,5	0,2	0,132

b) Dans la toiture :

➤ Pour $Z_6=16,44\text{m}$:

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Tab. II-20: Pressions Q_j sur la toiture

Zone	C_d	$Q_{dyn}(z_j)$ [KN/m ²]	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	Q_j [KN/m ²]
F	0,87	0,798	-1,55	-0,5	-1,05	-0,729
G	0,87	0,798	-1,13	-0,5	-0,63	-0,437
H	0,87	0,798	-0,54	-0,5	-0,04	-0,028
2 ^{ème} versant	0,87	0,798	-1	-0,5	-0,5	-0,347
3 ^{ème} versant	0,87	0,798	-1	-0,5	-0,5	-0,347
4 ^{ème} versant	0,87	0,798	-0,6	-0,5	-0,1	-0,069

4. Vent perpendiculaire au pignon (entièrement ouvert) :

a) Dans la paroi verticale :

➤ Pour $Z_1=1,64\text{m}$ et $Z_2=4,93\text{m}$:

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Tab. II-21: Pressions Q_j sur la paroi verticale

Zone	Cd	Qdyn(zj) [KN/m2]	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	Qj [KN/m2]
A	0,89	0,612	-1	-0,5	-0,5	-0,272
B	0,89	0,612	-0,8	-0,5	-0,3	-0,163
C	0,89	0,612	-0,5	-0,5	0	0
D	0,89	0,612	0,8	-0,5	1,3	0,708
E	0,89	0,612	-0,3	-0,5	0,2	0,109

➤ Pour $Z_3=8,22m$:

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Tab. II-22: Pressions Q_j sur la paroi verticale

Zone	Cd	Qdyn(zj) [KN/m2]	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	Qj [KN/m2]
A	0,89	0,619	-1	-0,5	-0,5	-0,275
B	0,89	0,619	-0,8	-0,5	-0,3	-0,165
C	0,89	0,619	-0,5	-0,5	0	0
D	0,89	0,619	0,8	-0,5	1,3	0,716
E	0,89	0,619	-0,3	-0,5	0,2	0,110

• Pour $Z_4=11,51m$:

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Tab. II-23: Pressions Q_j sur la paroi verticale

Zone	Cd	Qdyn(zj) [KN/m2]	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	Qj [KN/m2]
A	0,89	0,704	-1	-0,5	-0,5	-0,313
B	0,89	0,704	-0,8	-0,5	-0,3	-0,188
C	0,89	0,704	-0,5	-0,5	0	0
D	0,89	0,704	0,8	-0,5	1,3	0,815
E	0,89	0,704	-0,3	-0,5	0,2	0,125

➤ Pour $Z_5=14,8\text{m}$:

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Tab. II-24: Pressions Q_j sur la paroi verticale

Zone	Cd	Qdyn(zj) [KN/m2]	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	Qj [KN/m2]
A	0,89	0,760	-1	-0,5	-0,5	-0,338
B	0,89	0,760	-0,8	-0,5	-0,3	-0,203
C	0,89	0,760	-0,5	-0,5	0	0
D	0,89	0,760	0,8	-0,5	1,3	0,879
E	0,89	0,760	-0,3	-0,5	0,2	0,135

b) Dans la toiture :

➤ Pour $Z_5 = 16,44 \text{ m}$:

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Tab. II-25: Pressions Q_j sur la toiture

Zone	Cd	Qdyn(zj) [KN/m2]	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	Qj [KN/m2]
F	0,89	0,798	-1,54	-0,5	-1,04	-0,739
G	0,89	0,798	-1,81	-0,5	-1,31	-0,930
H	0,89	0,798	-0,64	-0,5	-0,14	-0,099
I	0,89	0,798	-0,54	-0,5	-0,04	-0,028
2 ^{ème} versant	0,89	0,798	-1	-0,5	-0,5	-0,355
3 ^{ème} versant	0,89	0,798	-1	-0,5	-0,5	-0,355
4 ^{ème} versant	0,89	0,798	-0,6	-0,5	-0,1	-0,071

II.4. Conclusion :

Ce chapitre nous a permis d'obtenir des efforts climatiques dus au vent et à la neige, qui nous serviront par la suite dans le dimensionnement des éléments composants l'ouvrage.

On a trouvé que le cas la plus défavorable est le vent perpendiculaire au pignon (les ouvertures entièrement fermée).

Etude des éléments secondaires

III.1. Introduction :

Dans ce chapitre on définit les profilés qui devront résister aux différentes sollicitations auxquelles ils sont soumis, à ce propos on va choisir des profilés, ensuite on vérifie la résistance et la stabilité à l'état limite ultime d'une part, d'autre part on vérifie la condition de la flèche à l'état limite de service, les éléments inclus dans cette étude sont: les pannes, les potelets, les lisses de bardage, la norme utilisée est l'EUROCODE 3.

III.2. Les pannes :

Les pannes sont des éléments de profilé laminée qui ont pour rôle de prendre le poids de la couverture ainsi que les surcharges climatiques, elles sont disposées parallèlement à la ligne du faitage dans le plan du versant, et elles sont posées inclinées sur les membrures supérieures à un angle α et elles sont réalisées soit en profile en I en U ou en H.

Les pannes sont calculées pour pouvoir résister au poids propre de la couverture, leurs poids propres, surcharge d'exploitation ainsi les surcharges climatiques.

✓ Principe de calcul :

- Les charges permanentes et la charge de la neige sont appliquées dans le sens de gravitation.
- Le vent agit perpendiculairement à la face des éléments (axe de grande inertie).
- On prend la combinaison la plus défavorable.

III.2.1. Dimensionnement des pannes :

- Chaque panne repose sur 2 appuis de distance $L=6\text{m}$.
- L'entre axe des pannes $d=1,17\text{m}$ (espace entre 2 pannes).
- On dispose de 11 lignes de pannes sur chaque versant de toiture.
- Le degré de chaque versant est $\alpha=6,84^\circ$. (pente 12%)
- Les pannes sont en acier **S275**.
 - $f_y=27,5 \text{ daN/mm}^2$ (la limite élasticité d'acier)
 - $E=21000 \text{ daN/mm}^2$ (le module d'élasticité longitudinale de l'acier)

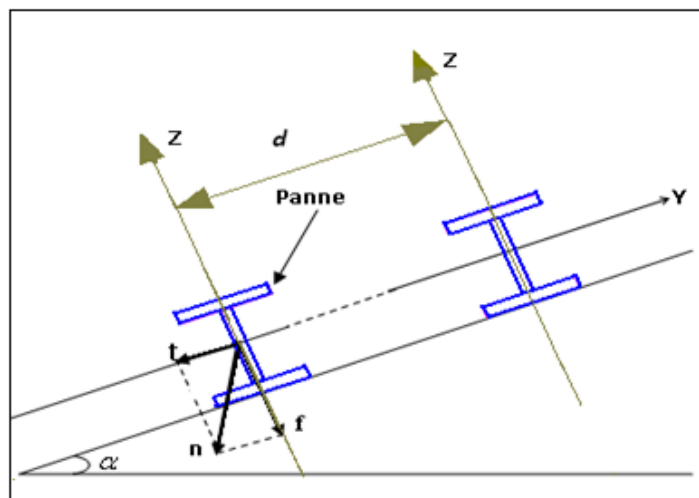


Fig. III-1 : Disposition des pannes sur un versant

III.2.2. Détermination de la section de la panne :

a) Les charges variables :

❖ Le vent :

$$W_s = Q_j \times d = -1,854 \times 1,17 = -2.169 \text{ KN/m.} \quad \rightarrow \quad W_s = -2.169 \text{ KN/m.}$$

❖ La neige :

$$S_n = S \times d = 0,117 \times 1,17 = 0,137 \text{ KN/m.} \quad \rightarrow \quad S_n = 0,148 \text{ KN/m.}$$

❖ La charge d'exploitation :

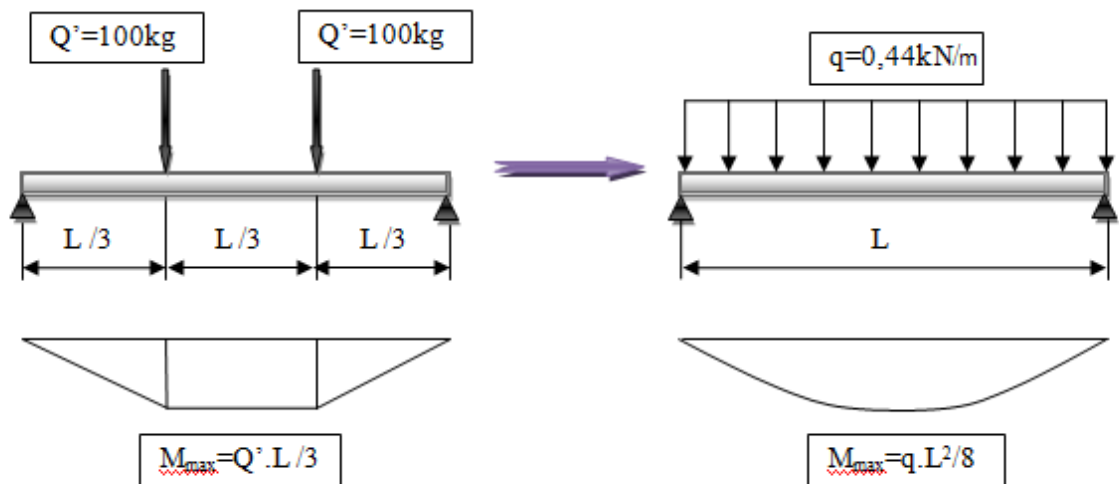


Fig III.2 : Répartition de la charge concentrée sur la portée de la panne.

$$P = \frac{8 \times P'}{3 \times l} = 0,444 \text{ KN/m.}$$

b) Les charges permanentes : (sauf P_{profile})

➤ Poids de T.L 75

$$\rightarrow G_1 = 0.14 \text{ KN/m}^2.$$

➤ Poids de l'accessoire

$$\rightarrow G_2 = 0.03 \text{ KN/m}^2.$$

$$G = (G_1 + G_2) \times d = (0.14 + 0.03) \times 1.33 = 0,199 \text{ KN/m.}$$

$$\rightarrow G = 0,199 \text{ KN/m.}$$

c) Combinaison des charges :(ELS) $Q = \sum G_{ki} + Q_k.$

Tab III.1 : Les combinaisons des charges YY'(ELS).

La combinaison suivant yy'	Résultat (KN/m)
$G_s \sin \alpha + S_n \sin \alpha$	0,040
$G_s \sin \alpha + Q \sin \alpha$	0,076
$G_s \sin \alpha + 0,9 \cdot (S_n + Q) \sin \alpha$	0,086
La plus défavorable	$Q_{sy} = 0,086$

Tab III.2 : Les combinaisons des charges ZZ'(ELS).

La combinaison suivant zz'	Résultat (KN/m)
$G\cos\alpha + W_s$	-1,971
$G\cos\alpha + S_n \cos\alpha$	0,333
$G\cos\alpha + Q \cos\alpha$	0,638
$G\cos\alpha + 0,9[(S_n + Q) \cos\alpha + W_s]$	-1,235
La plus défavorable	$Q_{sz} = -1,971$

Dans notre cas on a une poutre posé sur 2 appuis simples et une charge uniformément répartie donc la flèche admissible est :

$$f = \frac{5ql^4}{384EI}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{200} ; \text{et } f_z = \frac{5Q_{sz}l^4}{384EI_y} \Leftrightarrow I_y \geq \frac{1000Q_z l^3}{384E}$$

$$I_y \geq \frac{1000 \times 1,971 \times 216}{384 \times 21 \times 10^7} = 527,94 \text{ cm}^4 \quad \Rightarrow \quad I_y \geq 527,94 \text{ cm}^4.$$

$$\Rightarrow f_z = \frac{5q_y l^4}{384EI_z}$$

$$I_z \geq \frac{1000 \times 0,086 \times 216}{384 \times 21 \times 10^7} = 23,03 \text{ cm}^4 \quad \Rightarrow \quad I_z \geq 23,03 \text{ cm}^4$$

Donc le profile qui correspond est **IPE160**

Tab III.3 : Caractéristiques et dimension d'IPE160.

h(mm)	b(mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r(mm)	d(mm)	p(Kg/m)
160	82	5.0	7.4	9	127,2	15,8
A(cm ²)	I _y (cm ⁴)	i _y (cm)	W _{pl,y} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	i _z (cm)	W _{pl,z} (cm ³)
20,1	869,3	6,58	123,9	68,28	1,84	26,1

III.2.3. Combinaison des charges :(ELS ; ELU) :

a) Les charges variables :

- Le vent : $\Rightarrow W_s = -2,169 \text{ KN/m.}$
- La neige : $\Rightarrow S_n = 0,137 \text{ KN/m.}$
- La charge d'exploitation : $\Rightarrow P_n = 0,444 \text{ KN/m.}$

b) Les charges permanentes :

➤ poids propre de l'IPE160 → $G_3=0,158 \text{ KN/m}$.

$$G = (G_1+G_2) \times d + G_3 = (0,14+0,03) \times 1,17 + 0,158 = 0,36 \text{ KN/m.} \rightarrow G=0,36 \text{ KN/m.}$$

c) Combinaison des charges :

❖ à l'ELU:

$$\begin{cases} q_u = \Sigma 1,35.G + 1,5.Q \\ q_u = \Sigma 1,35.G + 0,9 \Sigma 1,5.Q \end{cases}$$

Tab III.4 : Les combinaisons des charges YY'(ELU).

La combinaison suivant yy'	Résultat (KN/m)
$1,35.G \sin \alpha + 1,5 \cdot S_n \sin \alpha$	0,082
$1,35.G \sin \alpha + 1,5 \cdot Q \sin \alpha$	0,136
$1,35.G \sin \alpha + 0,9 \cdot 1,5 \cdot (S_n + Q) \sin \alpha$	0,149
La plus défavorable	$Q_{uy} = 0,149$

Tab III.5 : Les combinaisons des charges ZZ'(ELU).

La combinaison suivant zz'	Résultat (KN/m)
$G \cos \alpha + 1,5 \cdot W_s$	-2,896
$1,35.G \cos \alpha + 1,5 \cdot S_n \cos \alpha$	0,686
$1,35.G \cos \alpha + 1,5 \cdot Q \cos \alpha$	1,137
$G \cos \alpha + 0,9 [1,5(S_n + Q) \cos \alpha + 1,5 W_s]$	-1,797
La plus défavorable	$Q_{uz} = -2,896$

❖ à l'ELS:

$$\begin{cases} q_s = \Sigma G + Q \\ q_s = \Sigma G + 0,9 \Sigma Q \end{cases}$$

Tab III.6 : les combinaisons des charges YY'(ELS).

La combinaison suivant yy'	Résultat (KN/m)
$G \sin \alpha + S_n \sin \alpha$	0,059
$G \sin \alpha + Q \sin \alpha$	0,095
$G \sin \alpha + 0,9 \cdot (S_n + Q) \sin \alpha$	0,105
La plus défavorable	$Q_{sy} = 0,105$

Tab III.7 : Les combinaisons des charges ZZ'(ELS).

La combinaison suivant zz'	Résultat (KN/m)
$G\cos\alpha + W_s$	-1,811
$G\cos\alpha + S_n \cos\alpha$	0,493
$G\cos\alpha + Q \cos\alpha$	0,794
$G\cos\alpha + 0,9[(S_n + Q)\cos\alpha + W_s]$	-1,295
La plus défavorable	$Q_{sz} = -1,811$

III.2.4. Vérification de la flexion bi-axiale (ELU) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

Avec : $\alpha = 2$; $\beta = 1$ ➔ pour les profilés en I.

$$M_{sd} = \frac{QL^2}{8}.$$

$$M_{ysd} = \frac{2,896 \times 36}{8} = 13,03 \text{ KN.m}$$

$$M_{zsd} = \frac{0,149 \times 36}{8} = 0,67 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma M_0}$$

Et pour déterminer γ_{M0} on doit déterminer la classe du profile **IPE160**

❖ **Détermination de la classe de profilé :**

$$\text{Ame : } \frac{d}{t_w} = \frac{127,2}{5} = 25,44 \leq 72\varepsilon ; \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92.$$

Donc l'âme est de classe 1.

$$\text{Semelle : } \frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w - 2r)}{2t_f} = \frac{59}{14,8} = 3,98 \leq 10\varepsilon.$$

Donc la semelle est de classe 1.

⇒ Donc la section est de classe 1. ➔ $\gamma_{M0} = 1,1$.

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma M_0} = 30,98 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz,rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma M_0} = 6,53 \text{ KN.m}$$

Et la condition sera :



$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,rd}}\right)^2 + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,rd}}\right)^1 = 0,28 < 1$$

Donc la condition est vérifiée.

➡ **Donc la panne IPE 160 est vérifiée à la flexion bi axiale.**

III.2.5. Vérification au déversement :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : [EC.3 p176].

$$M_{sd,max} \leq M_{b,rd}$$

➤ $M_{sd,max} = M_{y,sd} = 13,03 \text{ KN.m}$

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

Avec : $\beta_w = 1$ ➡ Section de classe 1 ; et : $\gamma_{M1} = 1,1$.

$$\text{Et : } \chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)^{0,5}} \quad , \quad \phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

α_{LT} : Coefficient d'imperfection de déversement.

$\alpha_{LT} = 0,21$; pour les profilés laminés

[EC.3 p423-F.12].

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\beta_w W_{ply} f_y}{M_{cr}} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} [\beta_w]^{0,5}$$

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = 93,9\varepsilon \quad \text{➡} \quad \varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0,5} = 0,92$$

$$\text{Avec : } \lambda_1 = 93,9\varepsilon = 86,38 \quad \text{➡} \quad \lambda_1 = 86,38$$

$$\lambda_{LT} = \frac{0,9L / i_z}{\left[1 + 1/20 \left(\frac{L / i_z}{h / t_f} \right)^2 \right]^{0,25} \cdot \sqrt{C_1}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{0,9 \times 6000 / 18,4}{\left[1 + 1/20 \left(\frac{6000 / 18,4}{160 / 7,4} \right)^2 \right]^{0,25} \cdot \sqrt{1,132}} = 147,07 \quad \text{➡} \quad \lambda_{LT} = 147,07$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} [\beta_w]^{0,5} = \frac{147,07}{86,38} [1]^{0,5} = 1,7 \quad \text{➡} \quad \bar{\lambda}_{LT} = 1,7$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 1,7 > 0,4$ (il y a un risque de déversement).

$$\phi_{LT} = 0,5 \times (1 + 0,21 \times (1,7 - 0,2) + 1,7^2) = 2,10 \quad \text{➡} \quad \phi_{LT} = 2,10$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{2,10 + \sqrt{(2,10)^2 - (1,7)^2}} = 0,30 < 1$$

$$M_{b,rd} = \frac{0,3 \times 1 \times 123,9 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1,1} = 9,29 \text{ KN.m} \quad \rightarrow \quad M_{brd} = 9,29 \text{ KN.m.}$$

$$M_{brd} = 9,29 \text{ KN.m.} < M_{sd} = 13,03 \text{ KN.m.}$$

⇒ Donc la condition n'est pas vérifiée.

➤ On ajoute des liernes :

Pour $l=L/2=3\text{m}$

$$\lambda_{LT} = \frac{0,9 \times 3000 / 18,4}{\left[1 + 1/20 \left(\frac{3000 / 18,4}{160 / 7,4} \right)^2 \right]^{0,25} \cdot \sqrt{1,132}} = 98,50 \quad \rightarrow \quad \lambda_{LT} = 98,50$$

$$\tilde{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} [\beta \omega]^{0,5} = \frac{98,50}{86,38} [1]^{0,5} = 1,14$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times (1 + 0,21 \times (1,14 - 0,2) + 1,14^2) = 1,25$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,25 + \sqrt{(1,25)^2 - (1,14)^2}} = 0,567 < 1$$

$$M_{b,rd} = \frac{0,567 \times 1 \times 123,9 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1,1} = 17,56 \text{ KN.m.}$$

$$M_{sd} = 13,03 \text{ KN.m.} < M_{brd} = 17,56 \text{ KN.m.} \text{ Condition vérifiée}$$

➤ Calcul de la réaction R :

On a la charge non pondérée qui est suivant yy' : $T=0,105 \text{ KN/m}$

$$R = 1,25 \times T \times \frac{l}{2} = 1,25 \times 0,105 \times \frac{6}{2} = 0,393 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad R = 0,393 \text{ KN}$$

➤ Calcul les efforts de traction T_i :

Et pour tous les efforts de traction dans chaque tronçon de lierne L_i sont dans le tableau suivant : $T_{i+1} = T_i + R$

$$\text{Lierne N°1 : } \rightarrow \quad T_1 = \frac{R}{2} = \frac{0,393}{2} = 0,196 \text{ KN}$$

$$\text{Lierne N°2 : } \rightarrow \quad T_2 = T_1 + R = 0,590 \text{ KN}$$

$$\text{Lierne N°3 : } \rightarrow \quad T_3 = T_2 + R = 0,984 \text{ KN}$$

Lierne N°4 : → $T_4 = T_3 + R = 1,378 \text{ KN}$

Lierne N°5 : → $T_5 = T_4 + R = 1,771 \text{ KN}$

Lierne N°6 : → $T_6 = T_5 + R = 2,165 \text{ KN}$

Lierne N°7 : → $T_7 = T_6 + R = 2,559 \text{ KN}$

Lierne N°8 : → $T_8 = T_7 + R = 2,953 \text{ KN}$

Lierne N°9 : → $T_9 = T_8 + R = 3,346 \text{ KN}$

Lierne N°10 : → $T_{10} = T_9 + R = 3,740 \text{ KN}$

Et pour T_{11} : $2T_{11} \sin \theta = T_{10} \rightarrow T_{11} = \frac{T_{10}}{2 \sin \theta} = 5,147 \text{ KN}$

Avec $\tan \alpha = \frac{d}{\left(\frac{l}{2}\right)} = \left(\frac{1,17}{3}\right) = 0,39 \rightarrow \alpha = 21,30^\circ \rightarrow T_{11} = 5,147 \text{ KN}$

Déterminer de diamètre du rond :

Traction simple :

$N_{sd} \leq N_{T.rd}$

$N_{sd} = T_{11} = 5,147 \text{ KN}$ et $N_{T.rd} = N_{pl.rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow A = \frac{T_{11} \cdot \gamma_{m0}}{f_y} = 20,58 \text{ mm}^2$
 $\rightarrow A \geq 20,58 \text{ mm}^2$

$A = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \geq 20,58 \text{ mm}^2 \rightarrow d \geq 5,12 \text{ mm}$

$\rightarrow d \geq 5,12 \text{ mm}$

Donc il faut prendre un rond de diamètre d=12mm

III.2.6. Vérification a l'effort tranchant :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : $V_{sd,max} \leq V_{pl.rd}$

$V_{sd} = \frac{q \times L}{2}$ avec : $\left\{ \begin{array}{l} \Rightarrow V_{sdz} = \frac{q_z \times L}{2} = \frac{2,896 \times 6}{2} = 8,69 \text{ KN.} \\ \Rightarrow V_{sdy} = \frac{q_y \times L}{2} = \frac{0,149 \times 6}{2} = 0,45 \text{ KN.} \end{array} \right.$

$V_{sd,max} = 8,69 \text{ KN}$

$V_{plrd} = A_v \frac{f_y}{\gamma_{M_0}}$ et $A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) \times t_f$.

$A_v = 966,6 \text{ mm}^2$ → $V_{plrd} = 139,51 \text{ KN}$.

$V_{sd,max} = 8,69 \text{ KN} < V_{plrd} = 139,51 \text{ KN}$.

⇒ **Donc l'effort tranchant est vérifié**

Si $V_{sd\ max} < V_{pl\ rd} / 2$ pas de réduction du moment de flexion

$$V_{sd\ max} = 8,69 < (V_{pl\ rd} / 2) = 139,51 / 2 < 69,75 \text{ KN}$$

Donc la condition est vérifiée

III.2.7. Vérification de la flèche : (ELS)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : $f < f_{ad} = \frac{l}{200} = 15 \text{ mm}$.

La flèche est : $f = \frac{2,05ql^4}{384EI}$

$$\Rightarrow f_z = \frac{2,05q_z l^4}{384EI_y}$$

$$f_z = \frac{2,05 \times q_z \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{2,05 \times 1,811 \times 3^4}{384 \times 21 \times 10^7 \times 869,3 \times 10^{-6}} = 0,42 \text{ mm} \Rightarrow f_z = 0,42 \text{ mm} < f_{ad} = 15$$

mm.

$$\Rightarrow f_y = \frac{2,05q_y l^4}{384EI_z}$$

$$f_y = \frac{2,05 \times q_y \times l^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{2,05 \times 0,105 \times 3^4}{384 \times 21 \times 10^7 \times 68,28 \times 10^{-6}} = 0,31 \text{ mm} \Rightarrow f_y = 0,31 \text{ mm} < f_{ad} = 15 \text{ mm}.$$

⇒ Donc la condition est vérifiée.

III.3. Les lisses de bardage :

Les lisses sont des éléments de profilé laminé qui sont constitués de poutrelle en U, elles sont disposées horizontalement, et portent sur les poteaux de portique ou éventuellement sur des potelets intermédiaires, elle sont destinés à reprendre les efforts du vent sur les bardages et elle sont calculées pour pouvoir résister au poids du bardage, leur poids propre et les surcharges climatiques.

III.3.1. Dimensionnement des lisses :

Chaque lisse repose sur 2 appuis de distance :

- ➡ L=6 m sur le long pan, et avec des suspentes à mi portée selon l'axe
- ➡ L=6 m sur le pignon, et avec des potelets à mi portée selon l'axe yy'.

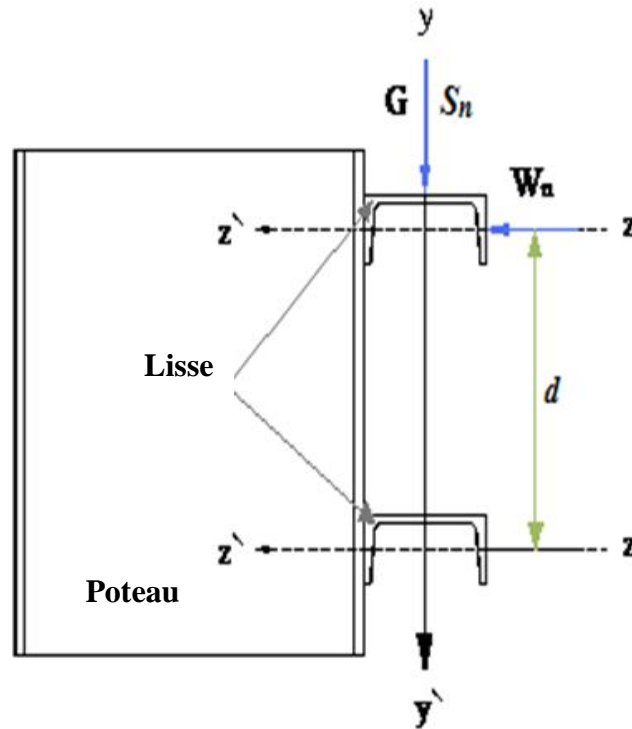


Figure III.3 : disposition de la lisse de bardage

- L'entre axe des lisses $d=1,2$ m (espace entre 2 lisses).
- On dispose de 10 lignes de lisses sur chaque paroi. Les lisses sont en acier S275 .

III.3.2. Détermination de la section de la lisse :

a) Les charges variables :

❖ Le vent :

✓ Sur le long pan :

$$W_L = Q_j \times d = -1,19 \times 1,2 = -1,428 \text{ KN/m.} \quad \Rightarrow \quad W_L = -1,428 \text{ kN/m.}$$

✓ Sur le pignon :

$$W_P = Q_j \times d = -1,218 \times 1,2 = -1,462 \text{ KN/m.} \quad \Rightarrow \quad W_P = -1,462 \text{ kN/m.}$$

b) Les charges permanentes : (sauf P_{profile})

➤ Poids de LL35

$$\Rightarrow G_1 = 0,11 \text{ KN/m}^2.$$

➤ Poids de l'accessoire

$$\Rightarrow G_2 = 0,03 \text{ KN/m}^2.$$

$$G = (G_1 + G_2) \times d = (0,11 + 0,03) \times 1,2 = 0,168 \text{ KN/m} \quad \Rightarrow \quad G = 0,168 \text{ KN/m.1}$$

c) Combinaison des charges :(ELS)

On prend les combinaisons les plus défavorables :

$$yy' : \quad \Rightarrow \quad G = 0,168 \text{ KN/m.}$$

- zz': \longrightarrow Sur le long pan: $W_L = -1,428 \text{ KN/m}$.
 \longrightarrow Sur le pignon : $W_P = -1,462 \text{ KN/m}$.

On a une poutre posé sur 2 appuis simple et une charge uniformément répartie donc la

flèche admissible est : $f = \frac{5ql^4}{384EI}$

$f_{ad} = \frac{l}{200}$; et $f_z = \frac{5q_z l^4}{384EI_y} \Leftrightarrow I_y \geq \frac{1000q_z l^3}{384E}$

Sur le long pan : $f_y = \frac{5q_y l^4}{384EI_z}$

$I_y \geq \frac{1000 \times 1,428 \times 216}{384 \times 21 \times 10^7} = 382,5 \text{ cm}^4$

$\longrightarrow I_y \geq 382,5 \text{ cm}^4. \longrightarrow \text{UPN140.}$

$I_z \geq \frac{1000 \times 0,168 \times 216}{384 \times 21 \times 10^7} = 45 \text{ cm}^4$

$\longrightarrow I_z \geq 45 \text{ cm}^4$

Sur le pignon :

$I_y \geq \frac{1000 \times 1,462 \times 216}{384 \times 21 \times 10^7} = 391,61 \text{ cm}^4$

$\longrightarrow I_y \geq 391,61 \text{ cm}^4 \longrightarrow \text{UPN140.}$

Tab.III.8 : Caractéristiques et dimensions de l'UPN140.

h(mm)	b(mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r(mm)	d(mm)	p(Kg/m)
140	60	7	10	10	98	16
A(cm ²)	I _y (cm ⁴)	i _y (cm)	W _{pl,y} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	i _z (cm)	W _{pl,z} (cm ³)
20,4	605	5,5	103	62,7	1,75	28,3

III.3.3. Combinaison des charges (ELS ; ELU) :

a) Les charges variables :

❖ Le vent :

- \triangleright Sur le long pan: $\longrightarrow W_L = -1,428 \text{ KN/m}$.
- \triangleright Sur le pignon: $\longrightarrow W_P = -1,462 \text{ KN/m}$.

b) Les charges permanentes :

- \triangleright Poids propre de l'UPN140 $\longrightarrow G_3 = 0,16 \text{ KN/m}$.

$G = (G_1 + G_2) \times d + G_3 = (0,11 + 0,03) \times 1,2 + 0,16 = 0,328 \text{ KN/m} \longrightarrow G = 0,328 \text{ KN/m}$.

c) Combinaison des charges:

❖ à l'ELU:

$$\Sigma 1,35.G + 1,5.Q$$

✓ suivant yy':

➤ Sur le long pan : $\longrightarrow 1,35.G = 1,35 \times 0,328 = 0,443 \text{ KN/m.}$

➤ Sur le pignon : $\longrightarrow 1,35.G = 1,35 \times 0,328 = 0,443 \text{ KN/m.}$

✓ suivant zz':

➤ Sur le long pan : $\longrightarrow 1,5.W_L = -2,142 \text{ KN/m.}$

➤ Sur le pignon : $\longrightarrow 1,5.W_p = -2,193 \text{ KN/m.}$

$$\begin{cases} Q_{iy} = 0,443 \text{ KN/m.} \\ Q_{LZ} = -2,142 \text{ KN/m.} \\ Q_{PZ} = -2,193 \text{ KN/m.} \end{cases}$$

❖ à l'ELS:

$$\Sigma G + Q$$

✓ suivant yy':

➤ Sur le long pan : $\longrightarrow G = 0,328 \text{ KN/m.}$

➤ Sur le pignon : $\longrightarrow G = 0,328 \text{ KN/m.}$

✓ suivant zz':

➤ Sur le long pan : $\longrightarrow W_L = -1,428 \text{ N/m.}$

➤ Sur le pignon : $\longrightarrow W_p = -1,462 \text{ KN/m.}$

$$\begin{cases} Q_{iy} = 0,328 \text{ KN/m.} \\ Q_{LZ} = -1,428 \text{ KN/m.} \\ Q_{PZ} = -1,462 \text{ KN/m.} \end{cases}$$

III.3.4. Vérification de la flèche (ELS) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : $f < f_{ad} = \frac{l}{200} = 30 \text{ mm.}$

La flèche est : $f = \frac{5ql^4}{384EI}$

➤ Sur le long pan :

$$\Rightarrow f_z = \frac{5q_z l^4}{384EI_y}$$

$$f_z = \frac{5 \times q_z \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1,428 \times 6^4}{384 \times 21 \times 10^7 \times 6,05 \times 10^{-6}} = 18,9 \text{ mm.} \quad f_z = 18,9 \text{ mm} < f_{ad} = 30 \text{ mm.}$$

$$f_y = \frac{5q_y l^4}{384EI_z}$$

$$f_y = \frac{5 \times q_y \times l^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times 0,328 \times 6^4}{384 \times 21 \times 10^7 \times 6,27 \times 10^{-7}} = 42 \text{ mm.} \quad f_y = 42 \text{ mm} > f_{ad} = 30 \text{ mm.}$$

⇒ Donc la condition n'est pas vérifiée.

On va ajouter les liernes au milieu de la lisse.

$$f_y = \frac{2,05q_y l^4}{384EI_z}$$

$$f_y = \frac{2,05 \times q_y \times \left(\frac{l}{2}\right)^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times 0,328 \times 3^4}{384 \times 21 \times 10^7 \times 6,27 \times 10^{-7}} = 1,1 \text{ mm.}$$

$$\Rightarrow f_y = 1,1 \text{ mm} < f_{ad} = 30 \text{ mm.}$$

⇒ Donc la condition est vérifiée.

Sur le pignon :

✓ $L = 6 \text{ m} :$

$$\Rightarrow f_z = \frac{5q_z l^4}{384EI_y}$$

$$f_z = \frac{5 \times q_z \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1,462 \times 6^4}{384 \times 21 \times 10^7 \times 6,05 \times 10^{-6}} = 19,4 \text{ mm} \Rightarrow f_z = 19,4 \text{ mm} < f_{ad} = 30 \text{ mm.}$$

$$\Rightarrow f_y = \frac{5q_y l^4}{384EI_z}$$

$$f_y = \frac{2,05 \times q_y \times l^2}{384 \times E \times I_z} = \frac{2,05 \times 0,328 \times 3^4}{384 \times 21 \times 10^7 \times 6,27 \times 10^{-7}} = 1,1 \text{ mm.} \Rightarrow f_y = 1,1 \text{ mm} < f_{ad} = 30 \text{ mm.}$$

Donc la condition est vérifiée.

III.3.5. Vérification de la flexion bi-axiale (ELU) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

Avec : $\alpha = 2$, $\beta = 1$ → pour les profilés en I.

$$M_{sd} = \frac{PL^2}{8} ; L_y = 6 \text{ m} ; L_z = 3 \text{ m}$$

➤ Sur le long pan :

$$M_{y, sd} = \frac{2,142 \times 36}{8} = 9,64 \text{ KN.m}$$

$$M_{z, sd} = \frac{0,443 \times 9}{8} = 0,498 \text{ KN.m}$$

➤ Sur le pignon :

✓ $L = 6 \text{ m.}$

$$M_{y, sd} = \frac{2,193 \times 36}{8} = 9,87 \text{ KN.m}$$

$$M_{z, sd} = 0,498 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} ; \text{ pour déterminer } \gamma_{M_0} \text{ on doit déterminer la classe du profilé.}$$

❖ Détermination de la classe de profilé:

$$\text{Ame : } \frac{d}{t_w} = \frac{98}{7} = 14 \leq 72\varepsilon ; \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92.$$

Donc l'âme est de classe 1.

$$\text{Semelle : } \frac{c}{t_f} = \frac{(b-t_w-2r)}{2t_f} = \frac{33}{20} = 1,65 \leq 10\varepsilon.$$

Donc la semelle est de classe 1.

⇒ Donc la section est de classe 1 → $\gamma_{M_0} = 1,1.$

$$M_{ply, rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = 25,75 \text{ KN.m.}$$

$$M_{plz, rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = 7,075 \text{ KN.m.}$$

$$\left(\frac{M_{y, sd}}{M_{ply, rd}}\right)^2 + \left(\frac{M_{z, sd}}{M_{plz, rd}}\right)^1 < 1$$

$$\left(\frac{9,87}{25,75}\right)^2 + \left(\frac{0,498}{7,075}\right)^1 = 0,217 < 1$$

⇒ Don la condition est vérifiée.

III.3.6. Vérification à l'effort tranchant :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : $V_{sd, \max} \leq V_{pl, rd}$

$$V_{sd} = \frac{q \times L}{2} \quad \text{avec :}$$

$$\left. \begin{array}{l} \Rightarrow V_{sdy} = \frac{q_y \times L}{2} = \frac{0,443 \times 3}{2} = 0,665 \text{ KN.} \\ \Rightarrow V_{sdz} = \frac{q_z \times L}{2} = \frac{2,142 \times 6}{2} = 6,43 \text{ KN.} \end{array} \right\}$$

$$V_{sd \max} = 6,43 \text{ KN.}$$

➤ Sur le pignon :

$$\begin{cases} \Rightarrow V_{sdy} = \frac{q_y \times L}{2} = \frac{0,443 \times 3}{2} = 0,665 \text{ KN.} \\ \Rightarrow V_{sdz} = \frac{q_z \times L}{2} = \frac{2,193 \times 6}{2} = 6,58 \text{ KN.} \end{cases}$$

$V_{sd \max} = 6,58 \text{ KN.}$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \cdot f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{m0}} \text{ et } A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) \times t_f.$$

$A_v = 1110 \text{ mm}^2.$ ➡ $V_{plrd} = 160,21 \text{ KN.}$

➤ Sur le long pan:

$V_{sd \max} = 6,43 \text{ KN} < V_{plrd} = 160,21 \text{ KN.}$

Donc la condition est vérifiée.

➤ Sur le pignon

$V_{sd \max} = 6,58 \text{ KN} < V_{plrd} = 160,21 \text{ KN.}$

⇒ Donc la condition est vérifiée.

III.3.7. Calcul des efforts de traction dans les tronçons des liernes :

$R = 1,25 \times \frac{Q_y \times L}{2} = 1,25 \times 0,328 \times \frac{6}{2} = 1,23 \text{ KN}$

Lierne 1 : $T_1 = \frac{R}{2} = 0,615 \text{ KN}$

Lierne 2 : $T_2 = T_1 + R = 1,845 \text{ KN}$

Lierne 3 : $T_3 = T_2 + R = 3,075 \text{ KN}$

Lierne 4 : $T_4 = T_3 + R = 4,305 \text{ KN}$

Lierne 5 : $T_5 = T_4 + R = 5,535 \text{ KN}$

Lierne 6 : $T_6 = T_5 + R = 6,765 \text{ KN}$

Lierne 7 : $T_7 = T_6 + R = 7,995 \text{ KN}$

Lierne 8 : $T_8 = T_7 + R = 9,225KN$

Lierne 9: $2T_{10} \sin\alpha = T_8.$

$tg\alpha = \frac{1,20}{3} \Rightarrow \alpha = 21,80^\circ$

$T_9 = \frac{T_8}{2\sin\alpha} = 12,42 KN.$

Le tronçon le plus sollicité est T_9 donc il faut vérifier que :

$A \geq \frac{T_{max}}{f_y} \Rightarrow A \geq 45,16mm^2 \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} \geq 7,58 mm .$

Soit un rond $\phi = 10mm$ à adopter pour les liernes des lisses.

Dispositions des liernes pignon

Dispositions des liernes long pan

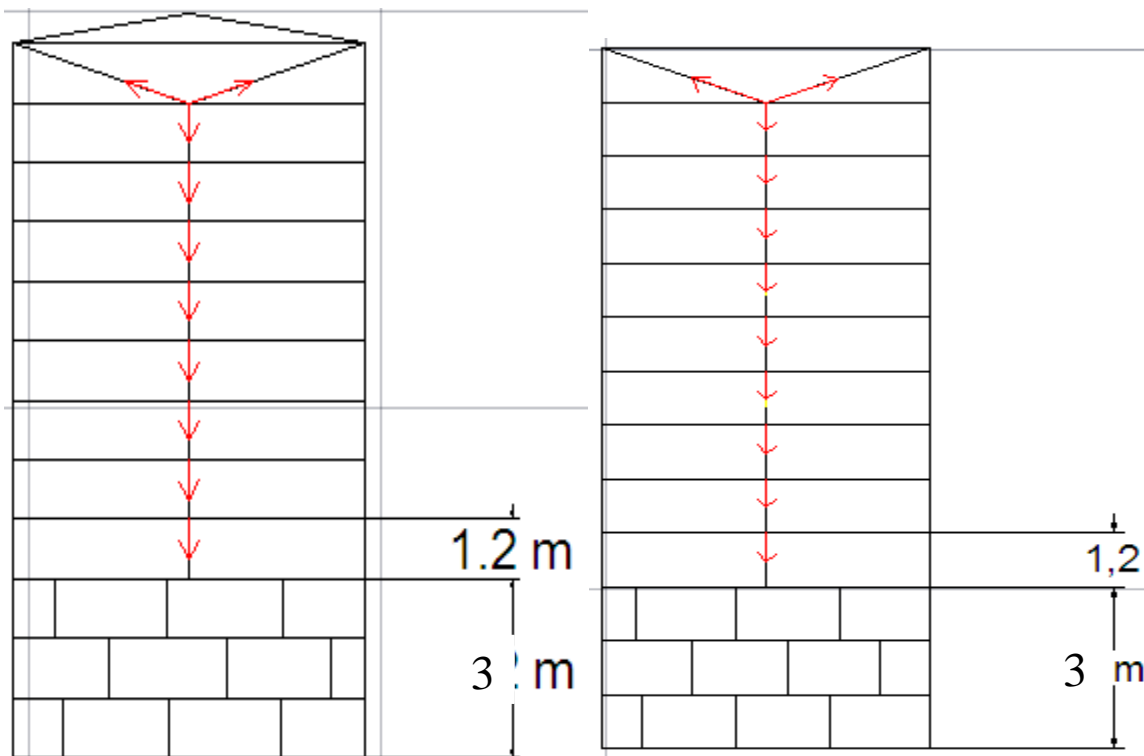


Fig.III.4 : Dispositions des liernes

III.4. Les potelets :

Les potelets sont des éléments de profilé laminé, qui ont pour rôle de transmettre les différents efforts horizontaux à la poutre au vent et les efforts verticaux vers le sol.

III.4.1. Dimensionnement des potelets :

- Le pignon possède 8 potelets de longueur max $L=5,44m$, avec soubassement de 3m en maçonnerie
- Espace entre poteau et potelet $d=6m$.
- Espace entre 2 potelets $d=6m$.
- Les potelets sont en acier S275.

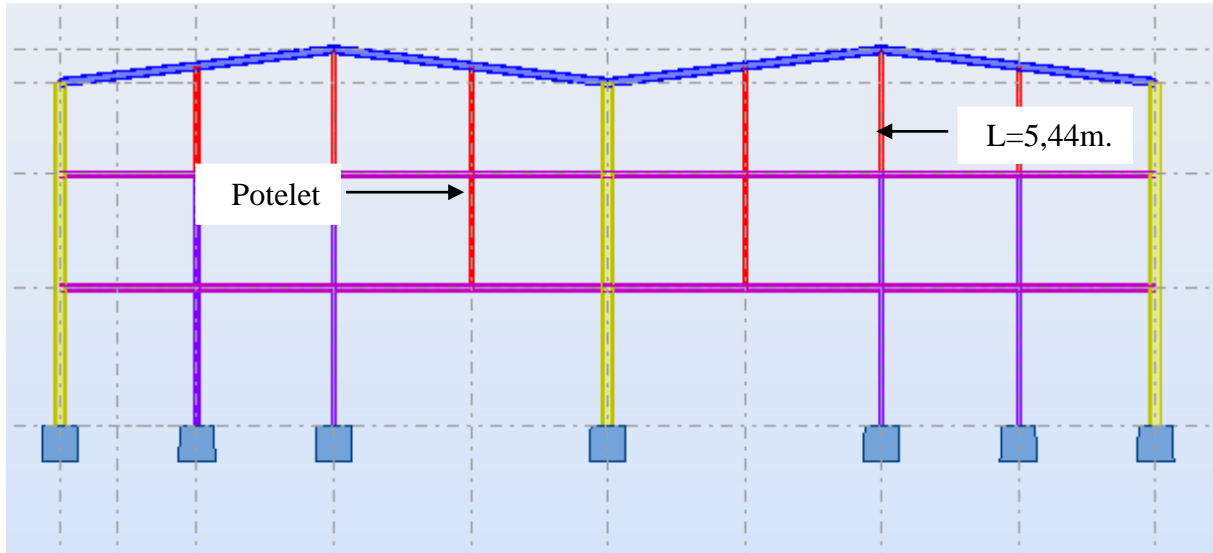


Fig. II.5 : Disposition des potelets.

III.4.2. Détermination de la section de potelet :

a) Les charges variables :

❖ Le vent : $d = 6 m$.

$$W_s = Q_j \times d$$

- pression : $W1 = 0,879 \times 6 = 5,274 \text{ KN/m}$
- Depression : $W2 = -1,218 \times 6 = -7,308 \text{ KN/m}$

$$\Rightarrow W_s = -7,308 \text{ KN/m.}$$

b) Les charges permanentes : (sauf P_{profile})

➤ Poids de LL35

$$G_1 = G \times d \times L = 0,11 \times 6 \times 5,44 = 3,59 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow G_1 = 3,59 \text{ KN}$$

➤ Poids de l'accessoire

$$G_2 = G \times d \times L = 0,03 \times 6 \times 5,44 = 0,979 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow G_2 = 0,979 \text{ KN}$$

Poids des lisses :

$$G_3 = 0,16 \times 6 \times 10 = 9,6 \text{ KN} \Rightarrow G_3 = 9,6 \text{ KN/m}^2.$$

$$G_4 = G_1 + G_2 + G_3 = 14,169 \text{ KN.} \Rightarrow G_4 = 14,169 \text{ KN.}$$

c) Combinaison des charges :(ELS)

$$zz' : q_j = W_s = -7,308 \text{ KN/m.}$$

Les potelets étant articulés en tête et en pied, la flèche max est : $f = \frac{5ql^4}{384EI}$

et la flèche admissible :

$$f_{ad} = \frac{l}{200}; \text{ et } f_z = \frac{5q_z l^4}{384EI_y}; I_y \geq \frac{1000q_z l^3}{384E} \Rightarrow I_y \geq \frac{1000 \times 7,308 \times (5,44)^3}{384 \times 21 \times 10^7} = 1458,96 \text{ cm}^4$$

$$I_y \geq 1458,96 \text{ cm}^4.$$

Donc le profilé qui correspond est **IPE200** de caractéristiques suivantes :

Tab II.9 : Les caractéristiques de l'IPE200

h(mm)	b(mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r(mm)	d(mm)	p(Kg/m)
200	100	5,6	8,5	12	159	22,4
A(cm ²)	I _y (cm ⁴)	i _y (cm)	W _{pl,y} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	i _z (cm)	W _{pl,z} (cm ³)
28,5	1943,2	8,26	220,6	142,31	2,24	44,6

III.4.3. Combinaison des charges :(ELS ; ELU) :

a) Les charges variables :

❖ Le vent : $\rightarrow W_S = -7,308 \text{ KN/m.}$

b) Les charges permanentes :

➤ poids propre de IPE200 $\rightarrow G_5 = 0,224 \text{ KN/m.}$

$G_T = G_4 + (G_5 \times H) = 15,41 \text{ KN/m.} \rightarrow G_T = 15,41 \text{ KN/m.}$

c) Combinaison des charges:

❖ à l'ELU:

$$\Sigma 1,35.G + 1,5.Q$$

✓ suivant yy': $1,35.G = 1,35 \times 15,41 = 20,81 \text{ KN/m.} \rightarrow Q_{uy} = 20,81 \text{ KN/m}$

✓ suivant zz': $1,5.W_L = 1,5 \times -7,308 = -10,96 \text{ KN/m.} \rightarrow Q_{uz} = -10,96 \text{ KN/m}$

❖ à l'ELS:

$$\Sigma G + Q$$

✓ suivant yy': $G = 15,41 \text{ KN.} \rightarrow Q_{sy} = 15,41 \text{ KN/m}$

✓ suivant zz': $W_S = -7,308 \text{ KN/m.} \rightarrow Q_{sz} = -7,308 \text{ KN/m}$

III.4.4. Vérification a l'effort tranchant :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : $V_{sd,max} \leq V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = \frac{q \times L}{2} \quad \text{avec : } \Rightarrow V_{sdz} = \frac{q_z \times L}{2} = \frac{10,96 \times 5,44}{2} = 29,82 \text{ KN}$$

$$V_{sd \text{ max}} = 29,82 \text{ KN.}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \cdot f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{m0}} et \quad et A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) \times t_f.$$

$$A_v = (28,5 \times 10^2) - 2(100 \times 8,5) + (5,6 + 2 \times 12) \times 8,5$$

$$A_v = 1401,59 \text{ mm}^2.$$

❖ Détermination de la classe de profilé:

$$Ame : \frac{d}{t\omega} = \frac{159}{5,6} = 28,39 \leq 72\varepsilon ; \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92.$$

Donc l'âme est de classe 1.

$$\text{Semelle : } \frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w - 2r)}{2t_f} = 4,14 \leq 10\varepsilon.$$

Donc la semelle est de classe 1.

⇒ Donc la section est de classe 1 $\Rightarrow \gamma_{M0} = 1,1.$

$$V_{plrd} = \frac{1401,59 \cdot 275 / \sqrt{3}}{1,1} = 202,302 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad V_{plrd} = 202,302 \text{ KN}.$$

$$V_{sd \max} = 29,82 \text{ KN} < V_{plrd} = 202,302 \text{ KN}.$$

⇒ Donc la condition est vérifiée.

III.4.5. Vérification de moment fléchissant $M_{y,sd}$:

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd}$$

$$M_{pl,y,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{220,6 \times 275}{1,1} = 55,15 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd,y} = \frac{ql^2}{8} = \frac{10,96 \times (5,44)^2}{8} = 40,54 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,sd} = 40,54 \text{ KN.m} < M_{yc,rd} = 55,15 \text{ KN.m}.$$

⇒ Donc la condition est vérifiée.

III.4.6. Vérification de la résistance au moment fléchissant et l'effort axial :

La vérification de sécurité est donnée par :

$$\left(\frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} \right) + \left(\frac{M_{y,sd}}{M_{pl,y,rd}} \right) + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z,rd}} \right) \leq 1 \quad (\text{EC03 Page 163}).$$

$$q_{sd,y} = 0 \rightarrow M_{sd,z} = 0$$

$$N_{sd} = \gamma_G \cdot G = 1,35 \times 15,41 = 20,81 \text{ KN}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2850 \times 27,5}{1,1} = 715,5 \text{ KN}$$

$$M_{sd,y} = \frac{ql^2}{8} = \frac{10,96 \times (5,44)^2}{8} = 40,54 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,y,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{220,6 \times 275}{1,1} = 55,15 \text{ KN.m}$$

Et la condition sera :

$$\left[\frac{20,81}{712,5} \right] + \left[\frac{40,54}{55,15} \right] = 0,76 \leq 1$$

Donc la résistance au moment fléchissant et l'effort axial est vérifiée

III.4.7. Vérification au flambement :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot \left(\frac{A \cdot f_y}{\gamma_{MI}} \right)} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot \left(\frac{f_y}{\gamma_{MI}} \right)} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot \left(\frac{f_y}{\gamma_{MI}} \right)} \leq 1 ;$$

$$N_{sd} = Q_{uy} = 20,81 \text{ KN} ; M_{y,sd} = 40,54 \text{ KN.m}$$

➤ **Choix de la courbe de flambement correspondant à la section**

Section en I laminée IPE 200 : $h = 200 \text{ mm}$, $b = 100 \text{ mm}$, $t_f = 8,5 \text{ mm}$.

$$\text{Donc : } \frac{h}{b} = \frac{200}{100} = 2 \geq 1,2 \text{ et } t_f = 8,5 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm}$$

Tab III.10 : Coefficients de flambement correspondant à la section IPE 200

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur de d'imperfection α
y-y'	a	$\alpha = 0,21$
z-z'	b	$\alpha = 0,34$

(Ec3 page 171-175).

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z)$$

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}} \text{ et } \varphi_y = 0,5 \times \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] ; \alpha_y = 0,21$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times \sqrt{\beta_w} \quad \beta_w = 1 \text{ (pour les profile de section 1 ou 2).}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{l_f}{i_y}$$

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon \text{ et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92 ; \lambda_1 = 86,38$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{544}{8,26} = 65,85$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times \beta_A^{0,5} = \left(\frac{65,85}{86,38} \right) \times 1^{0,5} = 0,76$$

$$\varphi_y = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,21(0,76 - 0,2) + 0,76^2 \right] = 0,85$$

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + (\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2)^{0,5}} = \frac{1}{0,85 + (0,85^2 - 0,76^2)^{0,5}} = 0,81 < 1$$

✓ $\lambda_y = 65,85$

✓ $\bar{\lambda}_y = 0,76$

✓ $\varphi_y = 0,85$

✓ $\chi_y = 0,81$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}} \quad \text{et } \varphi_z = 0,5 \times \left[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] ; \alpha_z = 0,34$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) \times \sqrt{\beta_w} \quad ; \quad \beta_w = 1$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} ; \quad \lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{120}{2,24} = 53,57$$

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon \quad \text{et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92 ; \lambda_1 = 86,38$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times \beta_A^{0,5} = \left(\frac{53,57}{86,38} \right) \times 1^{0,5} = 0,62$$

$$\varphi_z = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,34(0,62 - 0,2) + 0,62^2 \right] = 0,75$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + (\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2)^{0,5}} = \frac{1}{0,75 + (0,75^2 - 0,62^2)^{0,5}} = 0,85 < 1$$

✓ $\lambda_z = 53,57$

✓ $\bar{\lambda}_z = 0,62$

✓ $\varphi_z = 0,75$

✓ $\chi_z = 0,85$

⇒ Donc $\chi_{min} = 0,81 ; \lambda_{max} = 0,76$

$\lambda_{max} > 0,4$ il y a un risque de flambement.

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \cdot f_y} \quad \text{avec } k_y \leq 1,5$$

$$\mu_y = \lambda_y(2 \times \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}; \quad \beta_{My} = 1,3 \quad (\text{p 186})$$

B_{My} : Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion.

$$\mu_y = 0,76((2 \times 1,3) - 4) + \frac{220,6 - 194,3}{194,3} = -0,929 \leq 0,9$$

$$\mu_y = -0,929 \dots \rightarrow k_y = 1 - \frac{-0,929 \times 20,81}{0,81 \times 2850 \times 27,5} = 1,00 \leq 1,5$$

✓ $\mu_y = -0,929 < 0,9$.

✓ $K_y = 1,00 < 1,5$.

Et la condition sera :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot \left(\frac{A \cdot f_y}{\gamma_{MI}} \right)} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot \left(\frac{f_y}{\gamma_{MI}} \right)} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot \left(\frac{f_y}{\gamma_{MI}} \right)} \leq 1$$

$$\frac{20,81}{0,81 \times 2850 \times 27,5 / 1,1} + \frac{1 \times 40,54}{220,6 \times 27,5 / 1,1} = 0,76 \leq 1$$

0,036 + 0,73 + 0 = 0,76 < 1

➡ Donc la condition est vérifiée.

III.5. Conclusion :

Après le dimensionnement et la vérification selon l'eurocode3 (à l'ELU et ELS) de chaque élément secondaire avec les sollicitations dus aux effets climatiques, les profilés suivant sont considérés satisfaisant :

- ✓ Les pannes : ➡ **IPE160**
- ✓ les lisses : ➡ **UPN140**
- ✓ Les potelets : ➡ **IPE 200.**

Etude des Escaliers

IV.1. Introduction :

Un escalier est une succession des marches et contre marches permettant de passer d'un niveau à un autre dont la longueur s'appelle l'embranchement, largeur des marches s'appellent giron (g) et la hauteur contre marche (h), et il est constitué généralement de :

➤ **Palier :**

Est un espace plat et spatial qui marque un étage après une série de marche, dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.

➤ **Volée :**

Est une partie droite ou courbée d'escalier comprise entre deux paliers successifs.

➤ **Limon :**

Est un élément incliné supportant les marches, pour les limons on emploie des profilés ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un fer à U sur l'âme verticale.

➤ **Garde-corps :**

Il est utilisé pour assurer la sécurité.

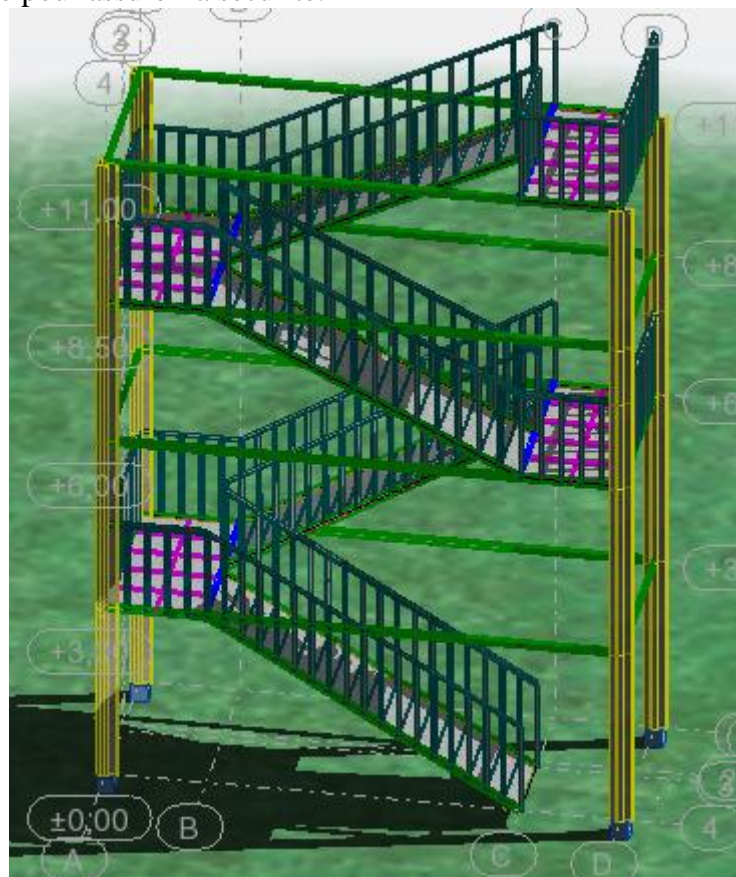


Fig.IV.1 : Présentation de l'escalier.

IV.2. Dimensionnement de l'escalier :

L'escalier donne l'accès à deux niveaux dont la hauteur inter étage n'est pas la même alors l'étude sera faite en deux parties

Partie 1 :

Le choix de dimension ce fait selon formule de RONDELET :

- $h = 16,7$ cm : hauteur de marche.
- $g = 30$ cm : largeur de marche
- $a = 1,3$ m : longueur de marche.
- $H_1 = 6$ m : hauteur inter étage.

$$N = \frac{H}{h} = \frac{6}{0,167} = 36 \text{ contre marche}$$

$$\text{tg}\alpha = \frac{h}{g} \text{ alors } \alpha = 31^{\circ}$$

Selon RONDELET : Il faut vérifier que : $600 \leq g + 2 \times h \leq 660$.

$$600 < 300 + 2 \times 167 = 634 < 660.$$

Donc la condition est vérifiée.

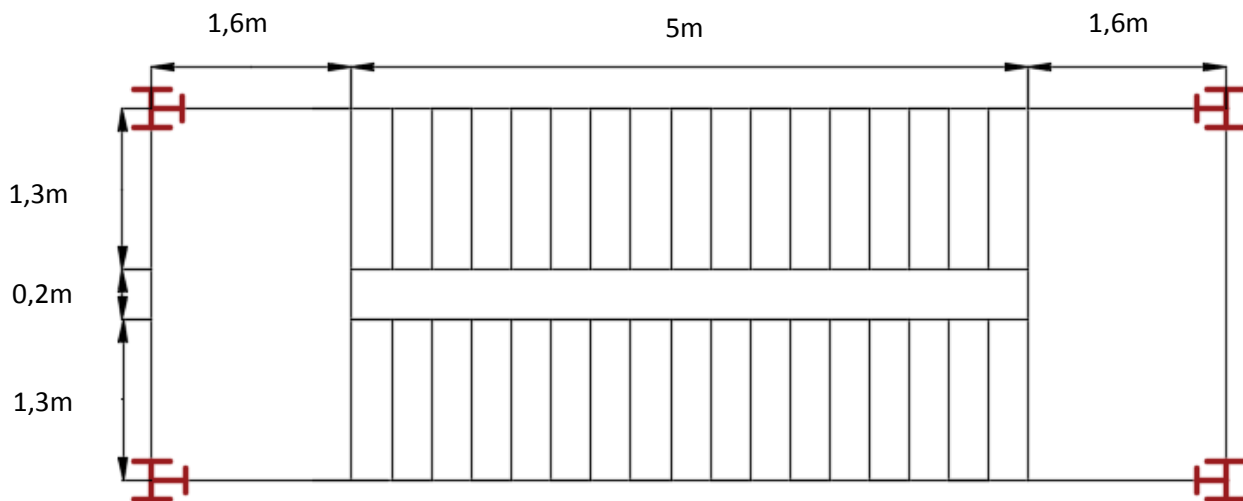


Fig.IV.2 : vue en plan de la partie 1

Partie 2 :

Le choix de dimension ce fait selon formule de RONDELET :

- $h = 16,7$ cm : hauteur de marche.
- $g = 30$ cm : largeur de marche
- $a = 1,3$ m : longueur de marche.
- $H_1 = 5$ m : hauteur inter étage.

$$N = \frac{H}{h} = \frac{5}{0,167} = 30 \text{ contre marche}$$

$$\text{tg}\alpha = \frac{h}{g} \text{ alors } \alpha = 26,5^{\circ}$$

La vérification selon RONDELET : Il faut vérifier que : $600 \leq g + 2 \times h \leq 660$.
 $600 < 300 + 2 \times 167 = 634 < 660$

Donc la condition est vérifiée.

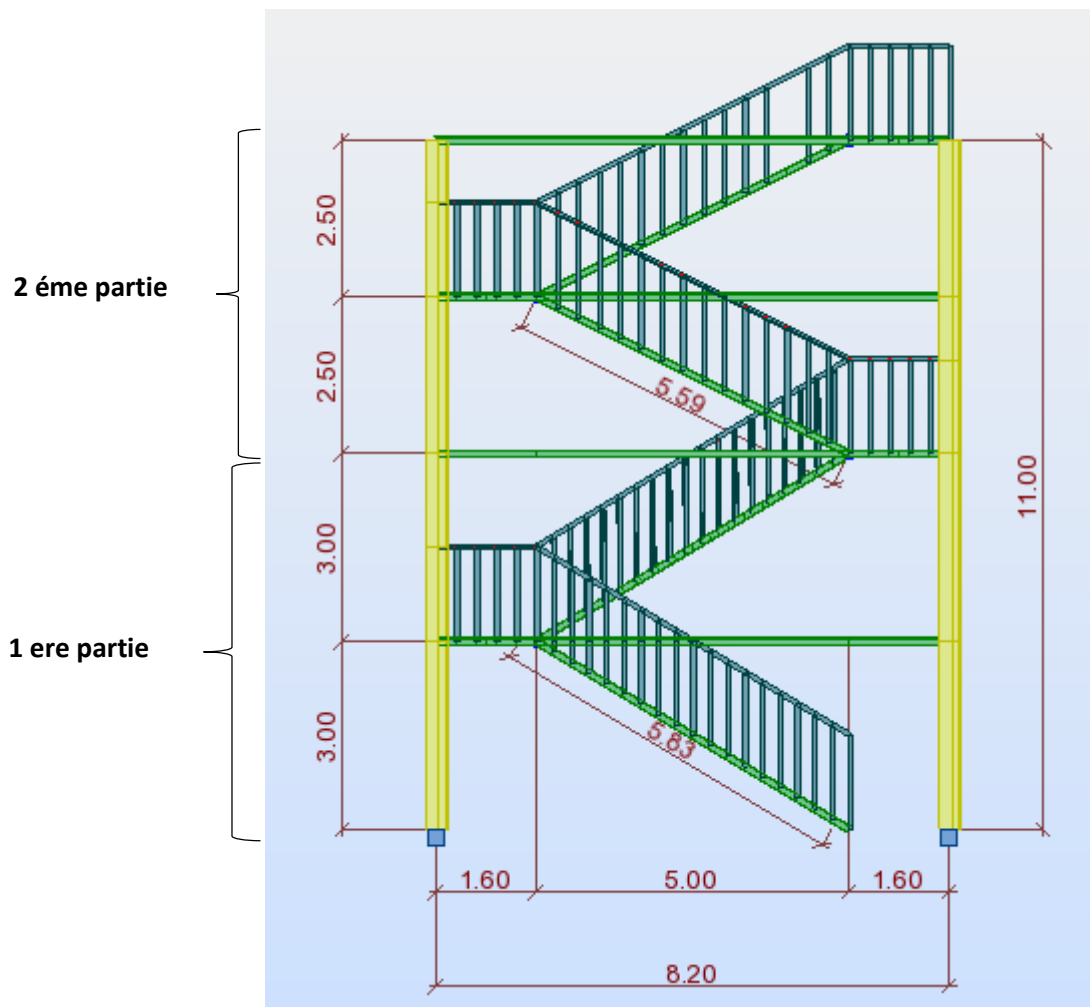


Fig.IV.3 : Vue long pan de l'escalier

IV.3. Calcul des marches :

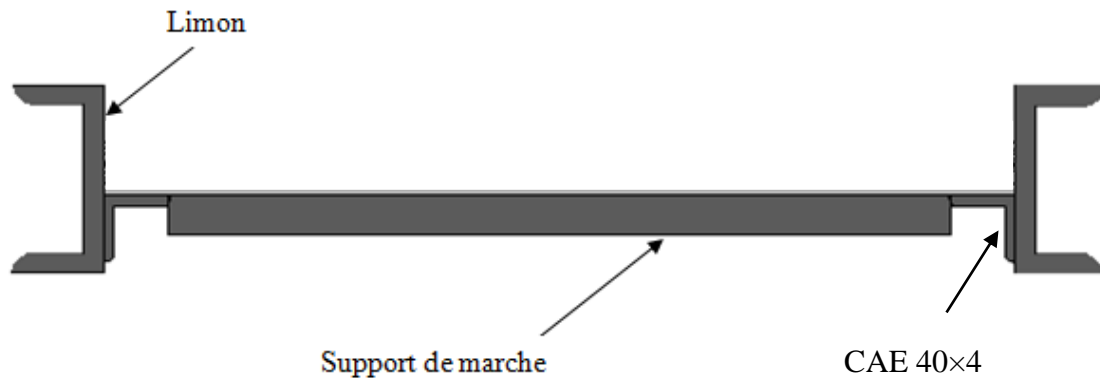


Fig.IV.4 : Les éléments de la marche.

IV.3.1. Evaluation des charges :

➤ Charges permanentes

- Tôle larmée d'épaisseur $e=5,6$ mm $G_1=0,47$ kN/m²
- support de marche..... $G_2=0,08$ kN/m²

$$G = (G_1 + G_2) \times g = (0,47 + 0,08) \times 0,30 = 0,165 \text{ kN/m}$$

$$G = 0,165 \text{ kN/m}$$

➤ La surcharge d'exploitation :

$$Q = 2,5 \times 0,3 = 0,75 \text{ KN/ m.}$$

$$Q = 0,75 \text{ KN/m.}$$

IV.3.2 Combinaison des charges :

a) à ELS :

$$q_j = G + Q = 0,165 + 0,75 = 0,915 \text{ KN/ m.}$$

$$Q_s = 0,891 \text{ KN/m.}$$

b) à ELU :

$$q_j = 1,35G + 1,5 Q = 1,35 \times 0,165 + 1,5 \times 0,75 = 1,35 \text{ KN/ m.}$$

$$Q_u = 1,35 \text{ KN/m.}$$

Dans notre cas on a une cornière posée sur deux appuis simple soumise à une charge

uniformément répartie donc La flèche est : $f = \frac{5ql^4}{384EI} < f_{ad} = \frac{l}{250}$

$$I_y \geq \frac{1250 \times q_z \times l^3}{384 \times E} = \frac{1250 \times 0,915 \times 1,3^3}{384 \times 21 \times 10^7} = 3,11 \text{ cm}^4$$

$I_y \geq 3,11\text{cm}^4$

La cornière qui correspond est : CAE 40×4

Les caractéristiques sont :

Tab.IV.1 : Caractéristiques et dimensions du CAE 40×4 :

a (mm)	t (mm)	r (mm)	r1 (mm)	d (mm)
40	4	6	3	1,12
A (cm²)	P (daN/m)	I_y=I_z (cm⁴)	W_{el,y}=W_{el,z} (cm³)	i_y=i_z (cm)
3,08	2,42	4,47	1,55	1,21

IV.3.3.Evaluation des charges :

➤ **Charges permanentes**

- Tôle larmé d'épaisseur e=5,6 mmG₁=0,47 kN/m²
- support de marche..... G₂=0,08 kN/m²
- poids de de la cornière CAE 40×4..... G₃=0,0242 kN/m²

$G = (G_1 + G_2) \times g = (0,47 + 0,08) \times 0,30 + 0,0242 = 0,189 \text{ kN/m}$

G=0,189kN/m

➤ **La surcharge d'exploitation :**

$Q = 2,5 \times 0,3 = 0,75 \text{ KN/ m.}$

Q = 0,75 KN/m.

IV.3.4.Combinaison des charges :

a) à ELS :

$q_j = G + Q = 0,189 + 0,75 = 0,939 \text{ KN/ m.}$

Q_s = 0,939KN/m.

b) à ELU :

$q_j = 1,35G + 1,5 Q = 1,35 \times 0,189 + 1,5 \times 0,75 = 1,38 \text{ KN/ m.}$ **Qu = 1,38 KN/m.**

IV.3.5.Condition de la résistance à L'ELU :

$Qu = 1,38 \text{ KN/m}$

$M_{sd} \leq M_{el,y,rd}$

$$M_{y,sd} = \frac{q_z \times l^2}{8} = \frac{1,38 \times 1,3^2}{8} = 0,291 \text{ KN.m.}$$

$$M_{el.Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{Avec : } \gamma_{M0}=1,1$$

$$M_{el.y.Rd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1,55 \times 10^{-6} \times 2,75 \times 10^5}{1,1} = 0,426 \text{ kN.m} \quad \text{Avec } \gamma_{M0} = 1,1$$

$$M_{y,sd} = 0,291 \text{ kN.m} < M_{el.y.Rd} = 0,426 \text{ kN.m}$$

Donc la condition est vérifiée.

IV.3.6. Vérification à l'effort tranchant :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : $V_{sd,max} \leq V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{1,38 \times 1,3}{2} = 0,897 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = A_v \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{et } A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) \times t_f.$$

$$V_{PL,Rd} = \frac{3,08 \times 27,5}{1,1 \times \sqrt{3}} = 44,46 \text{ kN}$$

$$V_{sd \max} = 0,897 \text{ KN} < V_{plrd} = 44,46 \text{ KN.}$$

Donc la condition est vérifiée.

La cornière CAE40×4. est adopté comme support de marches.

IV.4. Dimensionnement du limon :

- La longueur de limon : $L = 5,83 \text{ m.}$
- L'espacement entre deux limons : $d = 1,3 \text{ m.}$
- Les limons sont en acier S275 :
 - ✓ $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ (la limite élasticité d'acier).
 - ✓ $E = 21000 \text{ daN/mm}^2$ (le module d'élasticité longitudinale de l'acier).

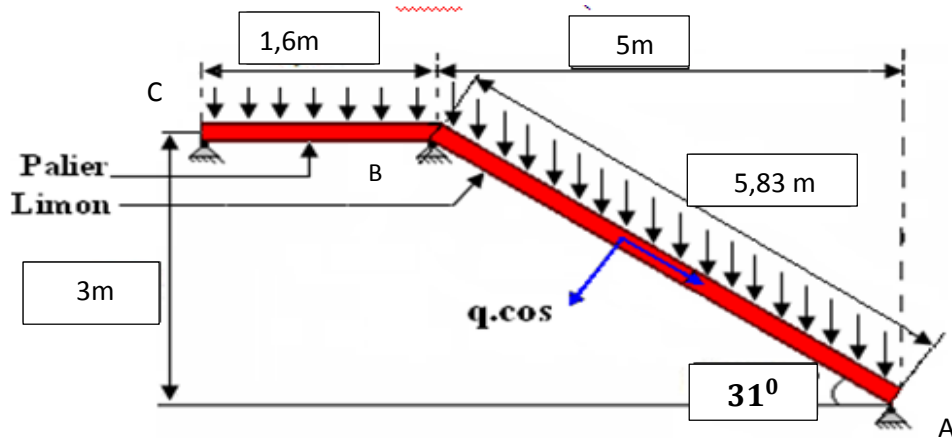


Fig.IV. : Distribution des charges sur un limon.

IV.4.1. Détermination de la section de limon :

Il faut calculer la hauteur minimale qui répond à la Condition de pente et de la largeur de marche pour avoir le profilé UPN minimum a adopté :

Donc le triangle ABC :

$$\cos\alpha_1 = \frac{x}{AC} = \frac{x}{h} \Rightarrow x = h \cdot \cos\alpha = 16,67 \cdot \cos 31 = 142,8 \text{ mm}$$

$$\cos\alpha_2 = \frac{x}{AC} = \frac{x}{h} \Rightarrow x = h \cdot \cos\alpha = 16,67 \cdot \cos 26,5 = 149,1 \text{ mm}$$

Donc on adopte au minimum un **UPN160** de h= 160 mm

IV.4.2. Evaluation des charges :

❖ **Volée**

➤ **Charges permanentes**

- Poids de limon(UPN160)G₁=2×0,189=0,378 kN/m.
- Poids de la cornière CAE 40×4G₂= 0,0242kN/m
- Tôle larmée d'épaisseur e=5,6 mmG₃=0,47 kN/m²
- Garde corpsG₄=0,15 kN/m²

Charges Totales:

$$G_t = (G_3 + G_4) \cdot d + G_1 + G_2 = 1,21 \text{ KN} / m$$

$$G_t = 1,21 \text{ kN/m}$$

Charge totale pour un limon : $G_{vl} = \frac{G_t}{2} = \frac{1,21}{2} = 0,61 \text{ kN} / m$

$$G_{vl} = 0,61 \text{ kN/m}$$

• Charge d'exploitation

$$P=2,5 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_v=P \cdot g=2,5 \times 1,3=3,25 \text{ kN/m}$$

$$Q_v=3,25 \text{ kN/m}$$

$$\text{Charge totale pour un limon : } Q_{v1}=\frac{Q_v}{2}=\frac{3,25}{2}=1,62 \text{ kN/m}$$

$$Q_{v1}=1,62 \text{ kN/m}$$

IV.4.3. Combinaison des charges :

a) à ELS :

$$q_j = G + Q = 0,61 + 1,62 = 2,23 \text{ KN/ m.}$$

$$Q_s = 2,23 \text{ KN/m.}$$

b) à ELU :

$$q_j = 1,35G + 1,5 Q = 1,35 \times 0,61 + 1,5 \times 1,62 = 3,25 \text{ KN/m.}$$

$$Q_u = 3,25 \text{ KN/m.}$$

IV.4.4. Vérification de la flèche :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : $f < f_{ad} = \frac{l}{250} = 2,33 \text{ cm}$

$$\text{La flèche est : } f = \frac{5ql^4}{384EI} \Rightarrow f_y = \frac{5q \cos \alpha L^4}{384EI_y} \leq \frac{L}{250}$$

$$f = \frac{5 \times q \cos \alpha \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1,98 \times 5,83^4}{384 \times 21 \times 10^7 \times 925 \times 10^{-8}} = 1,53 \text{ cm}$$

$$f_y = 1,53 \text{ cm} < f_{ad} = 2,33 \text{ cm.}$$

Donc la condition est vérifiée

IV.4.5 Vérification de moment fléchissant $M_{z,sd}$:

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd}$$

$$M_{plz,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = 34,5 \text{ KN.m Avec : } \gamma_{M0}=1,1.$$

$$M_{z,sd} = \frac{q_{uz} \cos \alpha \times L^2}{8} = 8,5 \text{ KN.m}$$

$$M_{z,sd} = 8,5 \text{ KN.m} < M_{z,rd} = 34,5 \text{ KN.m}$$

Donc la condition est vérifiée.

B.IV.4.6 Vérification à l'effort tranchant :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : $V_{sd,max} \leq V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = \frac{Q_{uz} \cos\alpha \times L}{2} = 12,15 \text{ KN.}$$

$$V_{pl,rd} = A_v \frac{f_y}{\gamma_{M_0 \sqrt{3}}} \quad \text{et} \quad A_v = A - 2bt_f + (t_w + r) \times t_f.$$

$$A_v = 12,24 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \quad ; \quad V_{pl,rd} = 176,66 \text{ KN.}$$

$$V_{sd,max} = 12,15 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 176,66 \text{ KN.}$$

Donc la condition est vérifiée.

IV.4.7. Vérification à la compression :

Pour que le limon résiste à la compression, il faut que: $N_{sd} \leq N_{rd}$

$$N_{sd} = Q_{uz} \times \sin\alpha \times l = 9,66 \text{ KN.}$$

$$N_{rd} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M_0}} = 600 \text{ KN} \quad \text{Avec} : \gamma_{M_0} = 1,1.$$

$$N_{sd} = 9,66 \text{ KN} \leq N_{rd} = 600 \text{ KN.}$$

Donc la condition est vérifiée

IV.5. Calcul du palier de repos :

Nous avons prévu pour le palier de repos, une tôle qui est soudé sur ces quatre coté avec les poutres porteuses du palier de dimension (3×1 ,6) m et on va la vérifiée.

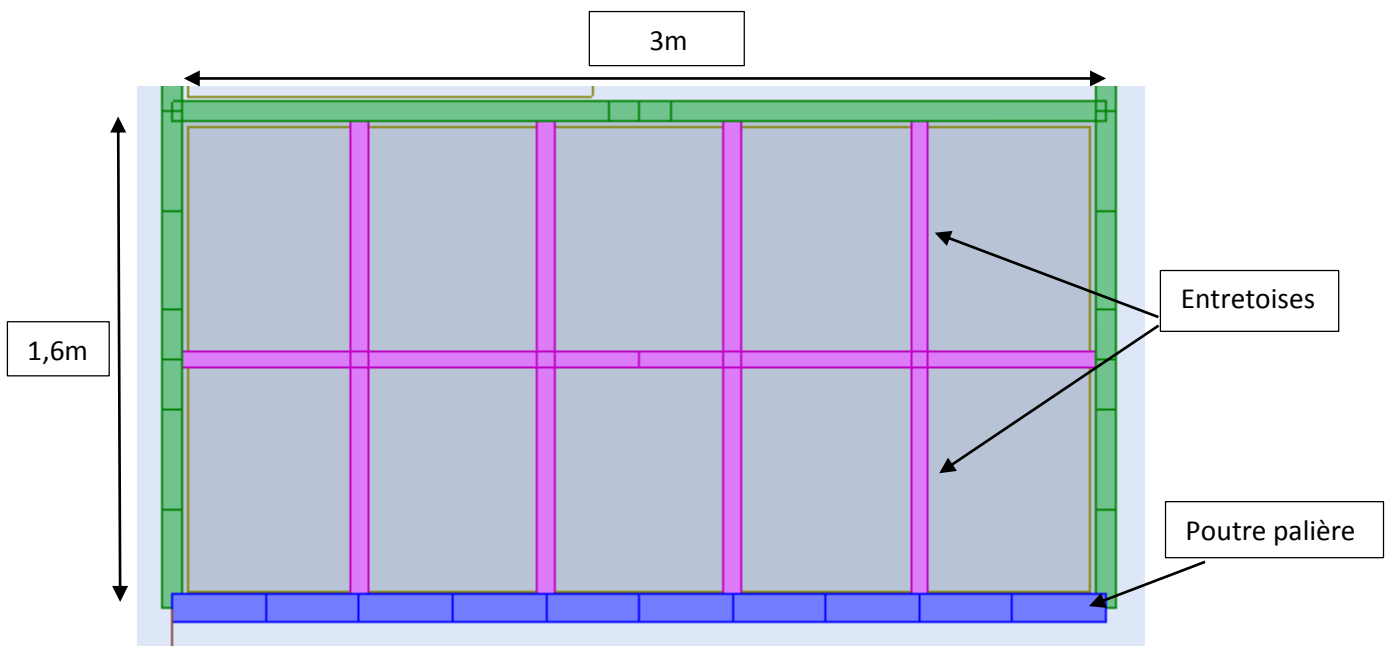


Fig.IV.7 : les éléments du palier de repos.

IV.5.1.Vérification des entretoises :

a) Evaluation des charges :

❖ **La charge permanente :**

- Tôle larme d'épaisseur $e=5,6$ mm $G_1 = 0,47$ KN/ m^2 .
- Poids de l'entretoise UPN 80 $G_2 = 0,087$ KN/ m^2 .

$$G = G_1 \times 0,8 + G_2 = 0,47 \times 0,8 + 0,087 = 0,46 \text{ KN/ } m^2.$$

$$G = 0,46 \text{ KN/ } m^2$$

- ❖ **La charge d'exploitation :** $Q = 2,5$ KN/ m^2 .
- $Q = 2,5$ KN/ m^2 .

b) Combinaison des charges :

- **à ELS :**

$$q_j = G + Q = 0,46 + 2,5 = 2,96 \text{ KN/ m.}$$

$$Q_s = 2,96 \text{ KN/m.}$$

- **à ELU :**

$$q_j = 1,35G + 1,5 Q = 1,35 \times 0,46 + 1,5 \times 2,5 = 4,37 \text{ KN/m.}$$

$$Q_u = 4,37 \text{ KN/m.}$$

c) Vérification de la flèche :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : $f < f_{ad} = \frac{l}{250} = \frac{0,8}{250} = 0,32 \text{ cm}$

La flèche est : $f = \frac{5ql^4}{384EI} \Rightarrow f_y = \frac{5q_s L^4}{384EI_y} \leq \frac{L}{250}$

$$f = \frac{5 \times 2,96 \times 0,8^4}{384 \times 21 \times 10^7 \times 106 \times 10^{-8}} = 0,007 \text{ cm}$$

$$f_y = 0,007 \text{ cm} < f_{ad} = 0,32 \text{ cm.}$$

Donc la condition est vérifiée

d) Vérification de moment fléchissant $M_{z,sd}$:

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd}$$

$$M_{plz,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = 7,95 \text{ KN.m Avec : } \gamma_{M0} = 1,1.$$

$$M_{z, sd} = \frac{q_{uz} \times L^2}{8} = 0,35 \text{ KN.m}$$

$$M_{z, sd} = 0,35 \text{ KN.m} < M_{z, rd} = 7,95 \text{ KN.m}$$

Donc la condition est vérifiée

IV.6. Calcul des poutres d'appuis des limons : en estimer IPE 200

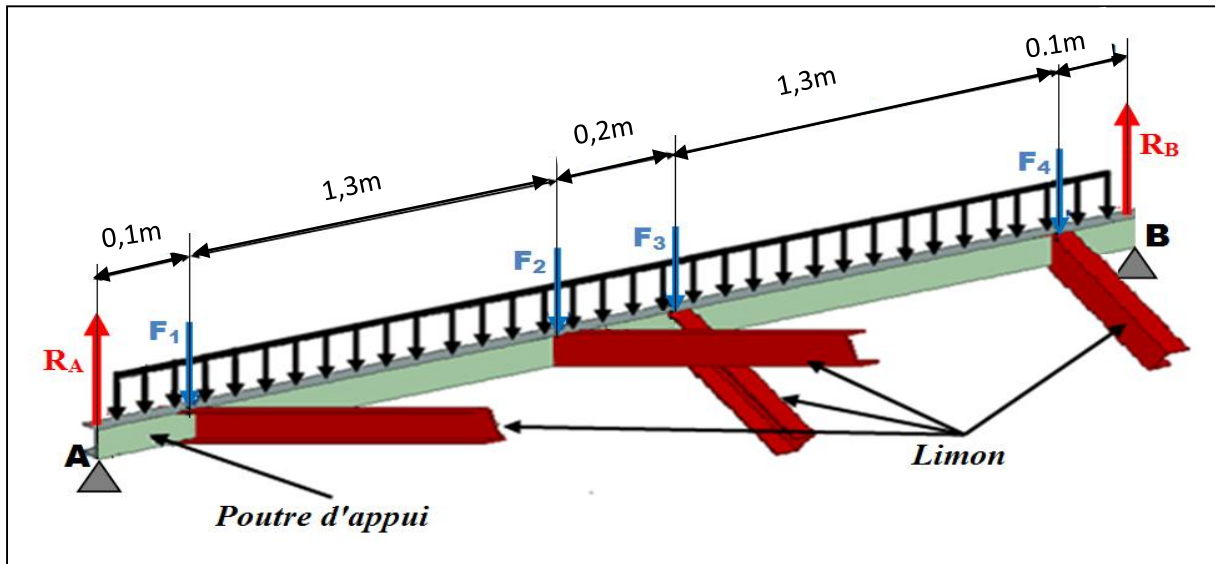


FIG.IV.8 : Distribution des charges sur la poutre palier.

- La longueur de la poutre : L= 3 m

IV.6.1. Vérification de la poutre palier IPE200 :

- On considère que les quatre limons ont la même charge et même longueur, et on va estimer que la poutre d'appui est : **IPE200**
- Les caractéristiques sont :

Tab.IV.2 : Caractéristiques et dimensions de l'IPE200 :

h (mm)	b (mm)	tw(mm)	tf (mm)	r (mm)	d (mm)	A (cm ²)	P(daN/m)
200	100	5.6	8.5	12	159	28,5	22,4
I _y (cm ⁴)	W _{el,y} (cm ³)	i _y (cm)	W _{pl,y} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	W _{el,z} (cm ³)	i _z (cm)	W _{pl,z} (cm ³)
1943,2	194,3	8,26	220,6	142,31	28,46	2,24	44,6

a) Les charges réparties :

- Tôle larme d'épaisseur e=5,6 mmG₁ = 0,47 KN/ m².
 - Poids de l'entretoise UPN 80G₂ = 0,087 KN/ m².
 - Poids de l'IPE 200 G₃ = 0,224 KN/ m².
- $$G = (G_1 + 5G_2) \times 0,8 + G_3 = (0,47 + 0,435) \times 0,8 + 0,224 = 0,94 \text{ KN/m}$$

$$G = 0,94 \text{ KN/m}$$

✓ Par construction on prend l'IPE220 comme poutre d'appuis.

b) Les charges ponctuelles :

Les 4 limons sont assembles avec IPE200 dans 4 points distincts, cette poutre supporte dans chaque point d'assemblage une charge ponctuelle F :

$$F_1 = G \times L = 0,94 \times 5,83 = 5,53 \text{ KN.} \quad F_1 = 5,53 \text{ KN.}$$

IV.6.2. Charges d'exploitation :

a) Les charges réparties :

$$Q = 2,5 \times 0,8 = 2 \text{ KN/m.}$$

$$Q = 2 \text{ KN/m.}$$

b) Les charges ponctuelles :

$$F_2 = 2,5 \times 0,8 \times 5,83 = 11,66 \text{ KN.}$$

$$F_2 = 11,66 \text{ KN.}$$

IV.6.3 Combinaison des charges :

a) L'ELS :

❖ Charges réparties :

$$Q_1 = G + Q = 0,94 + 2 = 2,94 \text{ KN/m.}$$

$$Q_1 = 2,94 \text{ KN/m.}$$

❖ Charges Ponctuelles :

$$F = F_1 + F_2 = 5,53 + 11,66 = 17,19 \text{ KN.}$$

$$F = 17,19 \text{ KN}$$

b) L'ELU :

❖ Charges réparties :

$$Q_2 = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 4,27 \text{ KN/m.}$$

$$Q_2 = 4,27 \text{ KN/m.}$$

❖ Charges Ponctuelles :

$$F' = 1,35 F_1 + 1,5 F_2 = 24,95 \text{ KN.}$$

$$F' = 24,95 \text{ KN.}$$

IV.6.4. Vérification de la flèche :

On a quatre charges ponctuelles et des charges réparties sur la poutre UPN160, pour calculer la flèche on utilise le théorème de superposition qui annonce que la flèche totale est la somme des flèches dues à chacune de ces charges. La flèche au milieu de la poutre, due à une charge ponctuelle F appliquée à une distance (a) de l'extrémité de la poutre ; égale à :

$$f = \frac{F \times a}{48EI_y} (3L^2 - 4a^2)$$

Donc la flèche au milieu de la poutre porteuse est la somme de :

$$f_1 = \frac{F \times a_1}{48EI_y} (3L^2 - 4a_1^2) ; f_2 = \frac{F \times a_2}{48EI_y} (3L^2 - 4a_2^2)$$

$$f_3 = \frac{F \times a_3}{48EI_y} (3L^2 - 4a_3^2) ; f_4 = \frac{F \times a_4}{48EI_y} (3L^2 - 4a_4^2) \text{ Avec:}$$

$$a_1 = 0,1\text{m} ; a_2 = 0,1+1,3=1,4\text{m} ; a_3 = 0,1+1,3+0,2=1,6\text{m} ; a_4 = 0,1+1,3+0,2+1,3=2,9\text{m.}$$

$$f_4 = f_1 = \frac{17,19 \times 0,1}{48 \times 2,1 \times 0,1 \times 1943} (3 \times 3^2 - 4 \times 0,1^2) = 2,3 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 0,23 \text{ cm}$$

$$f_3 = f_2 = \frac{17,19 \times 1,4}{48 \times 2,1 \times 0,1 \times 1943} (3 \times 3^2 - 4 \times 1,4^2) = 2,3 \cdot 10^{-2} \text{ m} = 2,3 \text{ cm}$$

➤ La flèche due aux charges réparties :

$$f_5 = \frac{5QL^4}{384EI_y} = \frac{5 \times 2,94 \times 3^4}{384 \times 2,1 \times 1943 \times 0,1} = 7,59 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 0,759 \text{ cm}$$

➤ La flèche totale :

$$f = 2f_1 + 2f_2 + f_5 = 5,81 \text{ cm}$$

$$f_z = 5,81 \text{ cm} < f_{ad} = 12 \text{ cm}$$

Donc la condition est vérifiée

IV.6.5. Vérification du moment fléchissant $M_{z,sd}$:

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd}$$

Calcul du moment max :

$$R_a = R_b = (Q_2 \cdot L + 4F) / 2 = \frac{4,27 \times 3 + 4 \times 24,95}{2} = 56,30 \text{ KN}$$

$$M_{\max} = R_B \frac{L}{2} - Q_2 (L^2 / 8) - F \cdot (L - a_1 - a_2)$$

$$M_{sd} = M_{\max} = (56,30 \times 1,5) - (4,27 \times 3^2 / 8) - (24,95 \times (3 - 0,1 - 1,4)) = 42,22 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 42,22 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y W_{ply}}{\gamma_{M0}} = \frac{275 \times 10^{-3} \times 220,6}{1,1} = 55,15 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 42,22 \text{ KN.m} \leq M_{Rd} = 55,15 \text{ KN.m.}$$

Donc la condition est vérifiée

IV.7 Vérification de poteau d'appuis (HEA200 – 1/2 IPE240) :

IV.7.1 Evaluation des charges :

- a) La charge permanente $G_t = 2,75 \text{ KN.}$
- b) La charge d'exploitation : $Q_t = 8,5 \text{ KN.}$

IV.7.2. Combinaison des charges :

❖ L'ELU :

$$q_j = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1,35 \times 2,75 + 1,5 \times 8,5 = 16,46 \text{ KN.}$$

$$q_j = 16,46 \text{ KN.}$$

IV.7.3. Vérification de flambement :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : $N_{sd} \leq N_{pl.rd}$

On a $N_{sd} = 16,46 \text{ KN.}$

$$N_{pl.rd} = \frac{x \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{On a: } \beta_A = 1: \text{ pour les profilés de classe 1,2 et 3.}$$

Pour vérifier le flambement il faut d'abord calculer l'inerte du profile composée

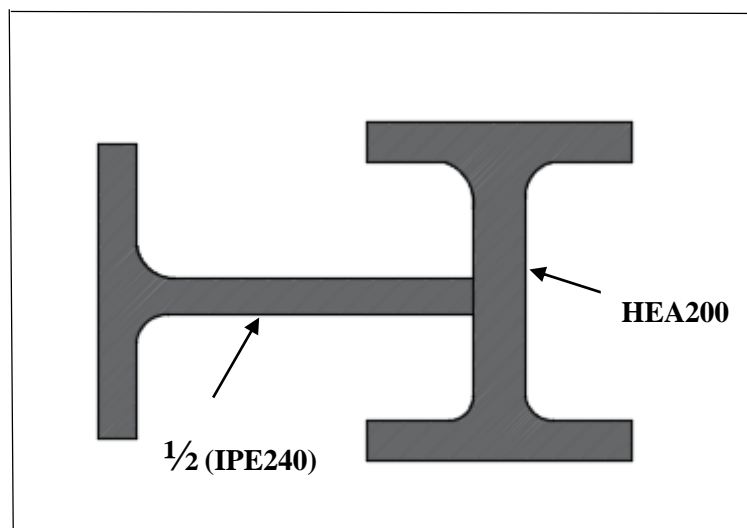


FIG.IV.9 : Le Profilé composée (HEA200 IPE240)

➤ Calcul de l'inertie :

Notre poteau est composée de deux profilées (HEA200 et IPE240) donc :

Tab.IV.3 : Caractéristiques et dimensions d'HEA200 :

h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _r (mm)	r (mm)	d (mm)	A (cm ²)	P(daN/m)
190	200	6,5	10	18	134	53,8	42,3
I _y (cm ⁴)	W _{el,y} (cm ³)	i _y (cm)	W _{pl,y} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	W _{el,z} (cm ³)	i _z (cm)	W _{pl,z} (cm ³)
3692,2	388,6	8,28	429,5	1335,6	133,6	4,98	203,8

Tab.IV.4 : Caractéristiques et dimensions d'IPE240 :

h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _r (mm)	r (mm)	d (mm)	A (cm ²)	P(daN/m)
240	120	6,2	9,8	15	190,4	39,1	30,7
I _y (cm ⁴)	W _{el,y} (cm ³)	i _y (cm)	W _{pl,y} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	W _{el,z} (cm ³)	i _z (cm)	W _{pl,z} (cm ³)
3891,6	324,3	9,97	366,3	283,58	47,26	2,69	73,9

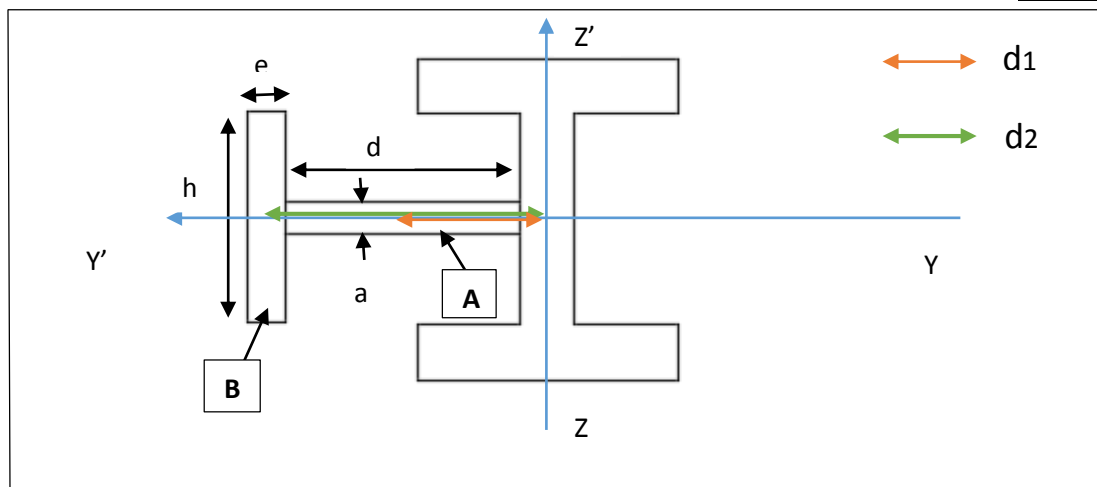


Fig.IV.10 : Le Profilé composée (HEA200 - 1/2 IPE240)

$$I_{y\text{composée}} = I_{y\text{HEA200}} + I_{yA} + I_{yB}$$

$$I_{y\text{composée}} = I_{y\text{HEA200}} + \frac{d \cdot a^3}{12} + \frac{e \cdot h^3}{12} = 3692,2 + \frac{110 \times 6,2^3}{12} + \frac{9,8 \times 120^3}{12} = 3833,53 \text{ cm}^4$$

$$I_{y\text{composée}} = 3833,53 \text{ cm}^4$$

$$I_{z\text{composée}} = I_{z\text{HEA200}} + I_{zA} + I_{zB}$$

✓ On applique le théorème de ouignez

$$I_{Z\text{composée}} = I_{Z\text{HEA200}} + \frac{a \cdot d^3}{12} + S_A \cdot d_1^2 + \frac{h \cdot e^3}{12} + S_B \cdot d_2^2$$

➤ **Calcul des surfaces :**

$$S_A = 110 \times 6,2 = 6,82 \text{ cm}^2 \quad S_B = 120 \times 9,8 = 11,76 \text{ cm}^2$$

$$I_{Z\text{composée}} = 1335,6 + \frac{6,2 \times 110^3}{12} + 6,82 \times 55^2 + \frac{120 \times 9,8^3}{12} + 11,76 \times 118,15^2 = 4253,84 \text{ cm}^4$$

$$I_{Z\text{composée}} = 4253,84 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} \quad ; \quad \lambda_z = \frac{l_f}{i_z} \quad \longrightarrow \quad i_z = \sqrt{\frac{I_z}{S}} \quad ; \quad i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}} \quad ; \quad l_f = 0,7l = 7,7 \text{ m}$$

$$S = S_A + S_B + S_{\text{HEA200}} = 6,82 + 11,76 + 53,8 = 72,38 \text{ cm}^2$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}} = \sqrt{\frac{3833,53}{78,27}} = 6,99 \text{ cm} \quad ; \quad i_z = \sqrt{\frac{I_z}{S}} = \sqrt{\frac{4253,84}{78,27}} = 7,37 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{770}{6,99} = 110,15 \quad ; \quad \lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{770}{7,37} = 104,47$$

$$\lambda_y > \lambda_z \quad \longrightarrow \quad \lambda_y = 110,15$$

$$\tilde{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}\right) \times \sqrt{\beta_\omega}$$

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon \quad \text{et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92 \quad ; \quad \lambda_1 = 86,38$$

$$\tilde{\lambda}_y = \left(\frac{110,15}{86,38}\right) = 1,27$$

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \tilde{\lambda}_y^2]^{0,5}} \quad \text{et} \quad \varphi_y = 0,5 \times [1 + \alpha(\tilde{\lambda}_y - 0,2) + \tilde{\lambda}_y^2] \quad ; \quad \alpha_z = 0,49$$

⇒ la section est de classe I $\gamma_{MI} = 1,1$.

$z-z'$: courbe c $\alpha = 0,49$ pour les sections soudées (Ec3 page 171-175).

$$\varphi_y = 0,5 \times [1 + \alpha(\lambda_z - 0,2) + \lambda^2] = 0,5 \times [1 + 0,49(1,27 - 0,2) + 1,27^2]$$

$$\varphi_y = 0,83$$

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \lambda_y^2]^{0,5}} = \frac{1}{0,83 + [0,83^2 - 1,27^2]^{0,5}} = 0,75$$

$$\varphi_y = 0,83 \quad ; \quad \chi_y = 0,75$$

$$N_{pl.rd} = 1467,56 \text{ KN.}$$

$$N_{sd} = 16,46 \text{ KN} \leq N_{pl.rd} = 1467,56 \text{ KN.}$$

Donc la condition est vérifiée

IV.8.Conclusion :

Dans notre étude des escaliers, on a justifié les choix des dimensions qu'on a prévue en fonction des dimensions de la cage d'escalier ; ainsi on a établi les calculs des marches, les calculs de limon et du palier de repos, pour le limon on a utilisé des poutres en UPN.

Et en ce qui concerne les marches on a adopté la conception la plus utilisée, constituée d'une tôle larme rigidifiée par des cornières .

Etude des plancher

V.1. Introduction :

Le plancher mixte est un système porteur formé par les poutres, la tôle profilée et la dalle en béton armé coulé dessus. Le béton remplit la fonction de membrure supérieure comprimée, la tôle profilée sert d'armature et aide par sa forme l'adhérence au béton. Un léger treillis soudés dans la dalle est destiné à limiter la fissuration du béton. Lorsque la dalle est liée à la poutre principale par des connecteurs, l'ensemble constitue un plancher mixte acier-béton. Ce système est très économique.

N.B : dans notre ouvrage on a deux niveau de plancher le premier est à 6 m de hauteur et le deuxième est à 11 m de hauteur. On prend une trame de premier plancher qu'est le plus chargé (charge d'exploitation $Q= 8 \text{ KN/m}^2$) pour la vérification.

V.2. Disposition des solives :

Pour tout le plancher de notre ouvrage, les solives sont disposées dans chaque trame comme suit :

- La distance entre les solives est $d = 1 \text{ m}$.
- La longueur de solives est $l = 6 \text{ m}$.

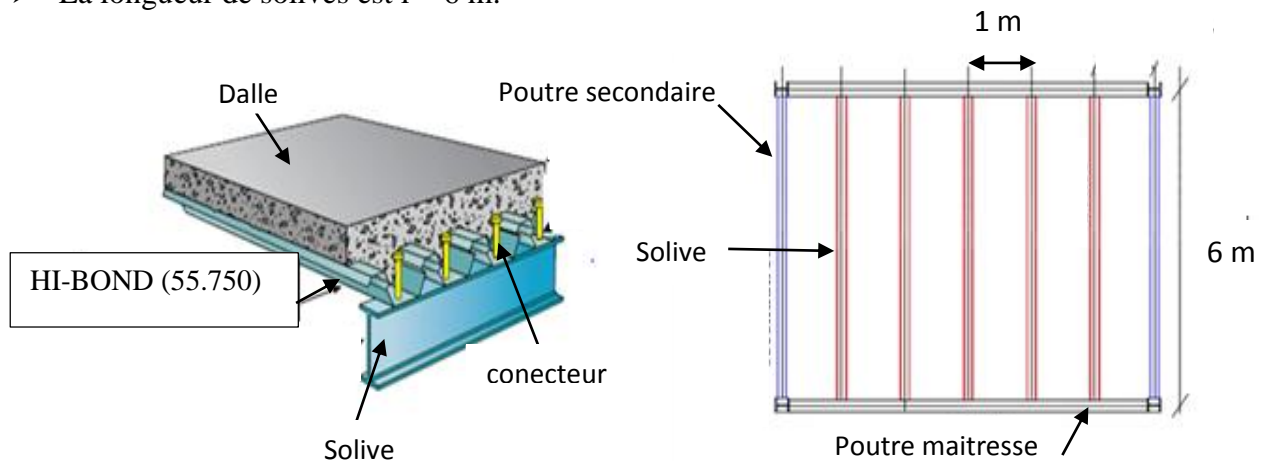


Fig.V.1 : éléments constructifs du plancher

V.3. Caractéristiques des éléments constructifs :

a) L'acier :

On utilise des poutres en IPE, comme solives qui ont les caractéristiques suivantes :

- Module de YOUNG (module d'élasticité longitudinal) $E_a=21.10^4 \text{ N/mm}^2$.
- La limite élastique de traction $f_y=275 \text{ N/mm}^2$.
- La limite élastique de cisaillement $\tau_e = 0,58 ; f_y = 159,5 \text{ N/mm}^2$.

b) Le béton :

Pour les planchers, on utilise un béton C 20/25 de épaisseur $e=10\text{cm}$ qui ont les caractéristiques suivantes :

- La résistance caractéristique à la compression $f_{c28} = 20 \text{ N/mm}^2$.
- La masse volumique $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$.

- Le module d'élasticité longitudinal $E_b = 14000 \text{ N/mm}^2$.
- Le coefficient de retrait du béton $\varepsilon = 2.10^{-4}$.
- Le coefficient d'équivalence acier/béton : $n = \frac{E_a}{E_b} = \frac{210000}{14000} = 15$
- $n=15$.

V.4. Vérification au stade de montage :

- **Vérification au stade de montage**
- ✓ On va choisir l'IPE240 comme solives.
- ✓ Les caractéristiques sont :

Tab.V.1 : Caractéristiques et dimensions de l'IPE 240

h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _r (mm)	r (mm)	d (mm)	A (cm ²)	P(kg/m)
240	120	6,2	9,8	15	190,4	39,1	30,7
I _y (cm ⁴)	W _{el,y} (cm ³)	i _y (cm)	W _{pl,y} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	W _{el,z} (cm ³)	i _z (cm)	W _{pl,z} (cm ³)
3892	324	9,97	366,6	284	47,3	2,89	73,9

V.4.1 Evaluation des charges :

❖ **Les charges permanentes G :**

- Poids de la dalle en béton (e=11 cm) : $G_1 = \rho \cdot e = 2500 \times 0,11 \dots \dots \dots G_1 = 2,75 \text{ kN/m}^2$
- Poids de la tôle HI-BOND (55.750C) (e=1cm)..... $G_2 = 0,128 \text{ kN/m}^2$
- Poids de solive IPE240 $P = 0,307 \text{ kN/m}$

$G = (G_1 + G_2) \times d + P = (2,75 + 0,128) \times 1 + 0,307 = 3,185 \text{ kN/m}$

G = 3,185 KN/m

❖ **Les charges variables Q :**

- Charge d'exploitation : $P=8 \text{ KN/m}^2$. (stockage)

$Q = P \cdot d = 8 \times 1 = 8 \text{ KN/m}$

Q = 8 KN/m.

❖ **Combinaison des charges :(ELS)**

a) à l'ELS :

$q_s = \sum G_{ki} + Q_{ki}$

$q_s = G_T + Q = 3,185 + 8 = 11,185 \text{ KN/m.} \quad q_s = 11,185 \text{ KN/m}$

b) à l'ELU :

$$\Sigma \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q = (1,35 \times 3,185) + (1,5 \times 8) = 16,29 \text{ KN/m} \quad ; q_u = 16,29 \text{ KN/m}$$

V.4.2. Vérification de la flèche:

$$f_{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 11,185 \times 6^4}{384 \times 2,1 \times 10^8 \times 3892 \times 10^{-8}} = 2,3 \text{ cm} \leq f_{ad} = \frac{6}{250} = 2,4 \text{ cm}$$

Donc la flèche est vérifiée.

V.4.3. Vérification à l'effort tranchant :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : $V_{sd,max} \leq V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} \quad \text{avec :} \quad \Rightarrow V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{16,29 \times 6}{2} = 48,87 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 48,87 \text{ KN.}$$

$$V_{pl,rd} = A_v \frac{f_y}{\gamma M_0} \quad \text{et } A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) \times t_f.$$

❖ Détermination de la classe du profilé :

$$\text{Ame : } \frac{d}{t\omega} = \frac{190,4}{6,2} = 30,7 \leq 72\varepsilon ; \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

Donc l'âme est de classe 1.

$$\text{Semelle : } \frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w - 2r)}{2t_f} = \frac{83,8}{19,6} = 4,27 \leq 10\varepsilon.$$

Donc la semelle est de classe 1.

Donc la section est de classe 1 : $\gamma M_0 = 1,1$.

$$A_v = 1912,76 \text{ mm}^2.$$

$$V_{pl,rd} = 276,08 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 48,87 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 276,08 \text{ KN}$$

Donc la condition est vérifiée.

V.4.4. Vérification au moment fléchissant :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : $M_{sd} \leq M_{pl,rd}$.

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{16,29 \times 6^2}{8} = 73,31 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{366,6 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^5}{1,1} = 91,65 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 73,31 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 91,65 \text{ KN.m}$$

Donc la condition est vérifiée.

V.4.5. Vérification à l'interaction moment fléchissant –effort tranchant :

$$V_{sd} \leq \frac{1}{2} V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{16,29 \times 6}{2} = 48,87 \text{ KN}$$

$$\frac{1}{2} V_{pl,rd} = \frac{276,08}{2} = 138,04 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 48,87 < 0,5 V_{pl,rd} = 138,04 \text{ KN}$$

Donc la condition est vérifiée.

V.5. Vérification au stade final :(Après durcissement du béton) :

V.5.1. Evaluation des charges :

❖ Les charges permanentes G :

❖ Poids de la dalle en béton ($\rho = 25 \text{ KN/m}^3$; $e = 0,11 \text{ m}$) :

$$G_1 = \rho \times e = 25 \times 0,11 \dots \dots \dots G_1 = 2,75 \text{ KN/m}^2.$$

❖ Poids de la tôle HI-BOND (55.750)..... $G_2 = 0,128 \text{ kN/m}^2$

❖ Poids de solive IPE240..... $G_3 = 0,307 \text{ kN/m}$

❖ Poids de revêtement de carrelage (monocouche $e = 25 \text{ mm}$) + Sable + mortier

$$.G_4 = 1,2 \text{ kN/m}^2$$

❖ Poids de faux plafond : placco-plâtre ($e = 25 \text{ mm}$)..... $G_5 = 0,45 \text{ kN/m}^2$

$$G = (G_1 + G_2 + G_4 + G_5) \times d + G_3$$

$$G = (2,75 + 0,128 + 1,2 + 0,45) \times 1 + 0,307 = 4,835 \text{ kN/m}$$

$$G_t = 4,835 \text{ KN/m}$$

❖ Les charges variables :

Charge d'exploitation : $P = 8 \text{ KN/m}^2$

$$Q = 8 \times 1 = 8 \text{ KN/m.}$$

V.5.2. Combinaison des charges :

a) à l'ELS :

$$q_s = \sum G_{ki} + Q_{ki}$$

$$Q_s = G_T + Q = 4,835 + 8 = 12,835 \text{ KN/m.}$$

$$Q_s = 12,835 \text{ KN/m.}$$

a) à l'ELU :

$$Q_u = \sum \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q = (1,35 \times 4,835) + (1,5 \times 8) = 18,53 \text{ KN/m}$$

$$Q_u = 18,53 \text{ KN/m}$$

Après le durcissement du béton, l'inertie de la dalle I_B participe avec l'inertie des solives I_A , ce qui donne une inertie équivalente I_Δ .

V.5.3. Calcul de la largeur efficace du béton :

La largeur efficace du béton qui participe à l'inertie équivalente I , de la section mixte notée par **Beff** est donnée par: $Beff = \min(2\frac{l_0}{8}; b)$; $l_0 = 6 \text{ m}$; $b = 1 \text{ m}$

Donc : **Beff**= $\min(1,5 ; 1) = 1\text{m}$.

V.5.4. La position de l'axe neutre :

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

$$d = \frac{beff \times t}{n} \times \frac{t+h}{2 \times s} ; \text{ Avec } n = 15 ; t = e = 11\text{cm} ; beff = 1 \text{ m}.$$

$$S = A + \frac{B}{n} ; \text{ Avec } B = b \times t.$$

$$B = 100 \times 11 = 1100 \text{ cm}^2.$$

$$S = 39,1 + \frac{1100}{15} = 112,43 \text{ cm}^2.$$

$$d = \frac{100 \times 11}{15} \times \frac{11+24}{2 \times 112,43} = 11,41 \text{ cm} \qquad d = 11,41 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{24}{2} = 12 \text{ cm}.$$

Donc l'axe neutre est dans la poutre en acier à 11,41 cm de centre de gravité de la poutre.

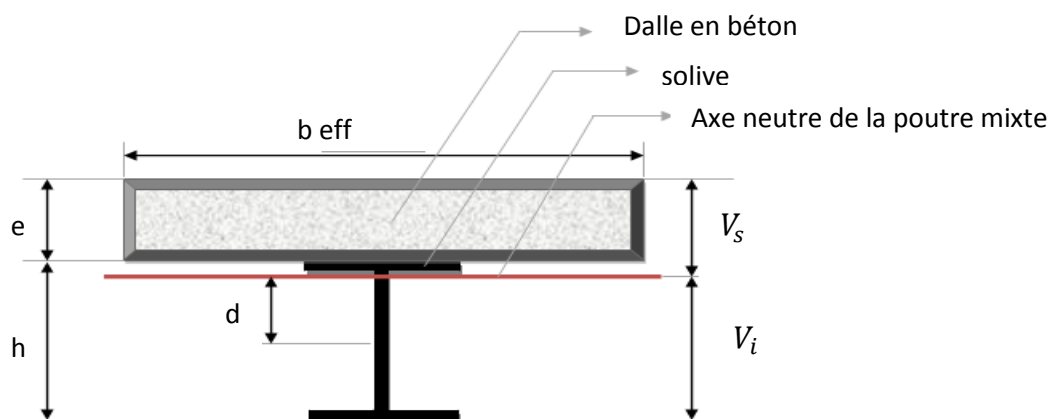


Fig.V.2 : Position de l'axe neutre.

V.5.5 .L'inertie de l'ensemble poutre-dalle :

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

$$I_{\Delta} = I_A + A \times d^2 + \frac{I_B}{n} + \frac{b_{eff}}{n} \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

$$I_b = \frac{b_{eff} \times t^3}{12 \times n} = \frac{100 \times 11^3}{12 \times 15} = 739,44 \text{ cm}^4.$$

$$I_{\Delta} = 3892 + 39,1 \times 11,41^2 + \frac{739,44}{15} + \frac{100}{15} \left(\frac{11+24}{2} - 11,41 \right)^2 = 9278,90 \text{ cm}^4$$

Donc : $I_A = 9278,90 \text{ cm}^4$.

V.5.6 .Contrainte de flexion simple :

a) **Contrainte dans la poutre d'acier :**

❖ **Semelle inférieure :(Traction)**

$$\sigma_{ai} = \frac{M_{max}}{I_{\Delta}} \cdot v_i, \quad \text{avec : } v_i = \frac{h}{2} + d = \frac{24}{2} + 11,41 = 23,41 \text{ cm}$$

❖ **Moment fléchissant max :**

$$M_{max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{18,53 \times 6^2}{8} = 83,38 \text{ KN.m.}$$

$$\sigma_{ai} = \frac{83,38 \times 10^3 \times 234,1}{9278,90 \times 10^4} = -0,21 \text{ KN/mm}^2.$$

Donc : $\sigma_{ai} = -0,21 \text{ KN/mm}^2$.

❖ **Semelle supérieure : (Compression)**

$$\sigma_{as} = \frac{M_{max}}{I_{\Delta}} \times (V_s - t) ; \quad \text{avec : } V_s = \frac{h}{2} + t - d = \frac{24}{2} + 11 - 11,41 = 11,59 \text{ cm}$$

$$\sigma_{as} = \frac{83,38 \times 10^3}{9278,90 \times 10^4} \times (115,9 - 110) = 5,30 \times 10^{-3} \text{ kN/mm}^2.$$

Donc : $\sigma_{as} = 5,30 \times 10^{-3} \text{ kN/mm}^2$

b) **Contrainte dans la dalle en béton :**

❖ **Fibre inférieure : (Compression)**

$$\sigma_{bi} = \frac{M_{max}}{n \times I_{\Delta}} \times (V_s - t)$$

$$\sigma_{bi} = \frac{83,38 \times 10^3}{15 \times 9278,9 \times 10^4} \times (115,9 - 110) = 3,53 \cdot 10^{-4} \text{KN/mm}^2.$$

Donc : $\sigma_{bi} = 3,53 \cdot 10^{-4} \text{KN/mm}^2$.

❖ **Fibre supérieure : (Compression)**

$$\sigma_{bs} = \frac{M_{max}}{n \times I_{\Delta}} \times V_s$$

$$\sigma_{bs} = \frac{83,38 \times 10^3}{15 \times 9278,9 \times 10^4} \times 115,9 = 6,94 \cdot 10^{-3} \text{KN/mm}^2.$$

Donc : $\sigma_{bs} = 6,94 \cdot 10^{-3} \text{KN/mm}^2$

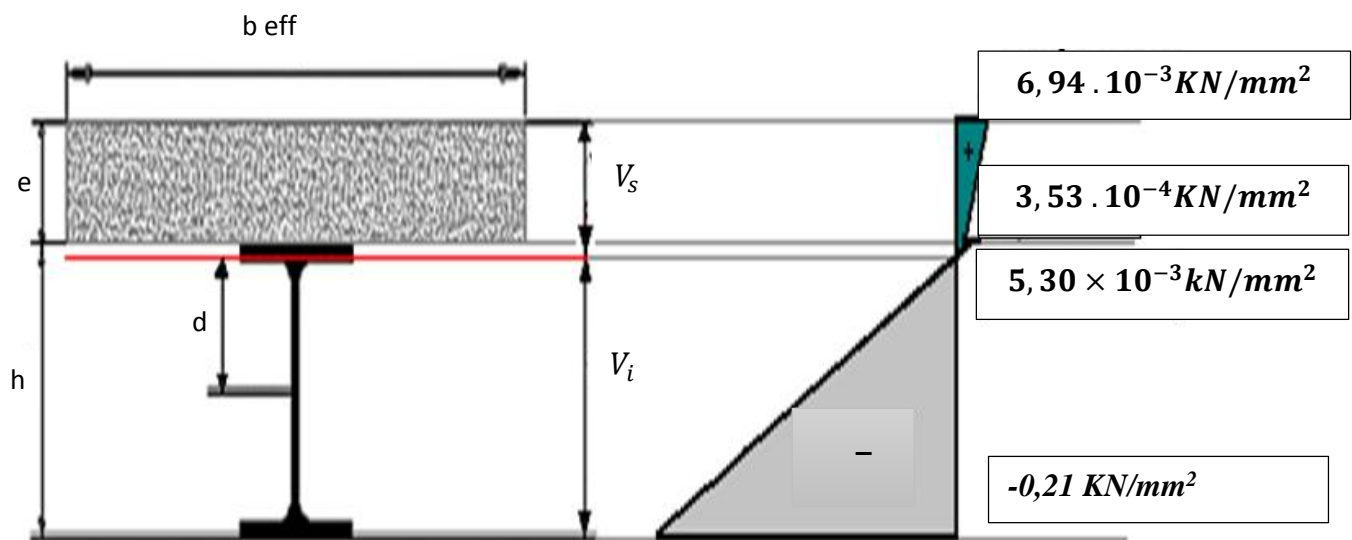


Fig.V.3 : Diagramme des contraintes de flexion simple.

V.5.7 Vérification à l'effort tranchant :(cisaillement)

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{18,53 \times 6}{2} = 55,59 \text{KN}$$

$$\tau = \frac{V}{h \times t_w} = \frac{55,59}{240 \times 6,2} = 0,037 \text{KN/mm}^2$$

$$\tau = 0,037 \text{KN/mm}^2 < \tau_e = 0,58 f_y = 0,159 \text{KN/mm}^2.$$

⇒ Donc la condition est vérifiée.

V.5.8 Vérification de la flèche :

$$f_{max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_{\Delta}} = \frac{5 \times 12,835 \times 6^4}{384 \times 21 \times 10^7 \times 927,890 \times 10^{-7}} = 0,011 \text{ m}$$

$$f_{\max} = 0,011 \text{ m} \leq f_{ad} = \frac{6}{250} = 0,024 \text{ m}$$

Donc la flèche est vérifiée.

V.5.9 Contraintes additionnelles de retrait :

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

L'effet du retrait peut, en outre, se cumuler avec l'effet d'un abaissement de température (gradient thermique).

Ces effets provoquent :

- Un raccourcissement ε_a de la poutre acier.
 - Un allongement ε_b de la dalle béton (par rapport à sa position d'équilibre, car ne pouvant librement se rétracter, le béton se tend, en fait, ce qui équivaut à un allongement).
- Et on calcule :

$$\beta = \frac{h+t}{2} = \frac{24+11}{2} = 17,5 \text{ cm} ; \quad \beta = 175 \text{ mm.}$$

$$\alpha = \frac{I_a}{A_a \times \beta} = \frac{3892}{39,1 \times 17,5} = 5,68 \text{ cm} ; \quad \alpha = 56,8 \text{ mm.}$$

$$K = \frac{A_c \times E_a \times \varepsilon \times \beta \times A_a}{n \cdot I_a \cdot A_a + A_c \cdot I_a + A_c \cdot A_a \cdot \beta^2} = 0,16 \cdot 10^{-3} \text{ KN/mm}^2$$

$$K = 0,16 \cdot 10^{-3} \text{ KN/mm}^2$$

$$z_1 = \frac{h}{2} + \alpha = 17,68 \text{ cm} ; \rightarrow z_1 = 176,8 \text{ mm.}$$

$$z_2 = z_1 + t = 28,68 \text{ cm} ; \rightarrow z_2 = 286,8 \text{ mm.}$$

$$E_a \cdot \varepsilon = 210000 \cdot 2 \cdot 10^{-4} = 0,042 \text{ KN/mm}^2.$$

D'où les valeurs des contraintes :

a) Dans l'acier :

❖ Semelle inférieure :(Traction)

$$\sigma_{ai} = K \times (h - z_1) = 0,16 \cdot 10^{-3} \times (240 - 176,8) = -10,11 \cdot 10^{-3} \text{ KN/mm}^2$$

$$\sigma_{ai} = -10,11 \cdot 10^{-3} \text{ KN/mm}^2.$$

❖ Semelle supérieure :(Compression)

$$\sigma_{as} = K \times z_1 = 0,16 \cdot 10^{-3} \times 176,8 = 28,28 \cdot 10^{-3} \text{ KN/mm}^2$$

$$\sigma_{as} = 28,28 \cdot 10^{-3} \text{ KN/mm}^2$$

a) Dans le béton :

❖ Fibre inférieure : Traction

$$\sigma_{bi} = \frac{1}{n}(E_a \varepsilon - K z_1) = \frac{1}{15} \left(0,042 - \left((0,16 \times 10^{-3}) \times 176,8 \right) \right) = 0,9 \cdot 10^{-3} \text{ KN/mm}^2$$

$$\sigma_{bi} = 0,9 \cdot 10^{-3} \text{ KN/mm}^2$$

❖ Fibre supérieure : Compression

$$\sigma_{bs} = \frac{1}{n}(E_a \varepsilon - K z_2) = \frac{1}{15} \left(0,042 - \left((0,16 \times 10^{-3}) \times 286,8 \right) \right) = 0,25 \cdot 10^{-3} \text{ KN/mm}^2$$

$$\sigma_{bs} = -0,25 \cdot 10^{-3} \text{ KN/mm}^2.$$

B.V.5.10 Contraintes finales :

a) Dans l'acier :

❖ Semelle inférieure :(Traction)

$$\sigma_{ai} = -0,21 - 10,11 \cdot 10^{-3} = -0,220 \text{ KN/mm}^2 < 0,275 \text{ KN/mm}^2$$

❖ Semelle supérieure :(Compression)

$$\sigma_{as} = 5,30 \times 10^{-3} + 28,28 \cdot 10^{-3} = 0,0335 \text{ KN/mm}^2 < 0,275 \text{ KN/mm}^2$$

b) Dans le béton :

❖ Fibre inférieure :(Compression)

$$\sigma_{bi} = 3,53 \cdot 10^{-4} + 0,9 \cdot 10^{-3} = 1,2 \cdot 10^{-3} \text{ KN/mm}^2 < 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 20 = 12 \cdot 10^{-3} \text{ KN/mm}^2$$

❖ Fibre supérieure :(Compression)

$$\sigma_{bs} = 6,94 \cdot 10^{-3} - 0,25 \cdot 10^{-3} = 6,69 \cdot 10^{-3} \text{ KN/mm}^2 < 0,6 f_{c28} = 12 \cdot 10^{-3} \text{ KN/mm}^2$$

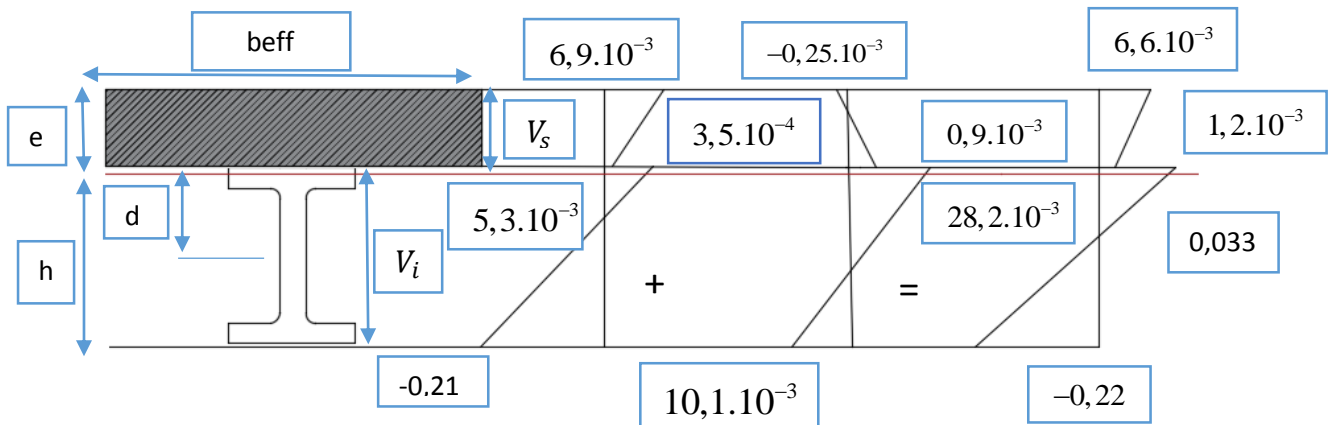


Fig.V.4 : Diagramme des contraintes finales.

V.6. Dimensionnement des connecteurs :

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

❖ **Le Connecteur est formé par :**

- Un goujon cylindrique de diamètre "d"
- Une tête de hauteur "t" et diamètre "D",
- Hauteur totale "h".

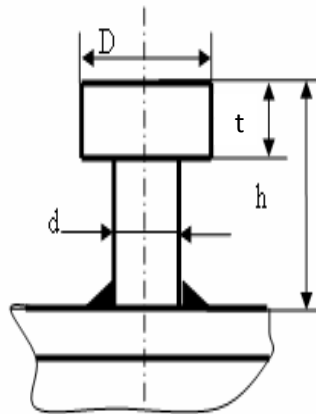


Fig.V.5 : Dimensions du connecteur.

V.6.1 Nombre de connecteurs :

Doit être égal au moins à l'effort de cisaillement de calcul déterminé (section 6.2E.C.4), divisé par la résistance de calcul d'un connecteur P_{Rd} section (6.3 ou 6.5 E.C 4) :

$$N \geq \frac{N_{\text{cisaillement}}}{P_{Rd}}$$

V.6.2 Effort de cisaillement longitudinal :

Connections complète :

$$V_l = F_{cf}$$

$$F_{cf} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_a} = f_{cf} \quad \dots(1) \\ \frac{0,85 \cdot A_c \cdot f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_{se} \cdot f_{sk}}{\gamma_s} \quad \dots(2) \end{array} \right.$$

Avec :

A_a : Aire de l'élément structural.

A_c : Section efficace de béton.

A_{se} : Aire de toute armature longitudinale comprimée.

γ_c : Coefficient partiel de sécurité de compression béton section mixte transversale.

f_{ck} : La résistance caractéristique sur cylindre du béton, à l'âge considérée.

f_{sk} : Limite d'élasticité caractéristique à la traction des armatures.

γ_a : Coefficient de sécurité pour l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité pour ferrailage.

❖ **Calcul V_l : $V_l = V_{cf}$.**

$$A_a = 39,1 \text{ cm}^2 (\text{IPE 240}), f_y = 0,275 \text{ KN/mm}^2; f_{ck} = 0,02 \text{ KN/mm}^2; \gamma_c = 1,5;$$

$$\gamma_s = 1,15; \gamma_a = 1,1; A_c = b_{eff} \times t = 100 \times 10 = 1000 \text{ cm}^2$$

$$A_{se} = 0 \rightarrow \text{pas de ferrailage.}$$

$$F_{cf}^{(1)} = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} = \frac{3910 \times 0,275}{1,1} = 977,50 \text{ KN}; \rightarrow F_{cf}^{(1)} = 977,50 \text{ kN}$$

$$F_{cf}^{(2)} = \frac{0,85 A_c \times f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_{se} \times f_{sk}}{\gamma_s} = 1133,33 \text{ kN};$$

$$\rightarrow F_{cf}^{(2)} = 1133,33 \text{ KN.}$$

$$V_l = F_{cf} = \min[F_{cf}^{(1)}; F_{cf}^{(2)}]; \rightarrow V_l = 977,50 \text{ KN}$$

V.6.3 Calcul de la résistance d'un connecteur PRd :

- Goujons à tête utilisé avec des tôles profilées en acier.
- Tôles dont les nervures sont perpendiculaires aux poutres porteuses

$$\text{Avec : } P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 f_u \frac{\pi d^2}{4} \cdot \frac{1}{\gamma_v} \\ 0,029 \cdot a \cdot d^2 \cdot \sqrt{F_{ck} - E_{cm}} \cdot \frac{1}{\gamma_v} \end{array} \right.$$

- **d** : Diamètre du fût du goujon.
d = 19 mm.
- **f_u** : Résistance en traction spécifique du matériau du goujon, sans dépasser 50 daN/m².
f_u = 0,43 kN/mm².
- **f_{ck}** : La résistance caractéristique sur cylindre du béton, à l'âge considérée.
F_{ck} = 0,20 kN/mm².
- **E_{cm}** : La valeur moyenne du module sécant du béton.
E_{cm} = 29,00 kN/mm².

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1 \quad \text{pour } \frac{h}{d} > 4 \\ \alpha = 0,2 \cdot \left[\frac{h}{d} + 1 \right] \quad \text{pour } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \end{array} \right. ,$$

➤ **h**: La hauteur hors tout du goujon.

h = 80 mm.

➤ **d** : Diamètre du goujon.

$$\frac{h}{d} = \frac{80}{19} = 4,21 > 4 \rightarrow \alpha = 1$$

$\gamma_v = 1,25$ à l'ELU.

$$P_{Rd}^{(1)} = 0,8 \times f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4} \times \frac{1}{\gamma_v} = 0,8 \times 43 \times \frac{3,14 \times (19)^2}{4} \times \frac{1}{1,25} = 77,9875 \text{ KN}$$

$$P_{Rd}^{(1)} = 77,9875 \text{ KN.}$$

$$P_{Rd}^{(2)} = 0,29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} \times \frac{1}{\gamma_v} = 0,29 \times 1 \times (19)^2 \times \sqrt{2 \times 2900} \times \frac{1}{1,25}$$

$$P_{Rd}^{(2)} = 63783,6 \text{ N} = 63,7836 \text{ KN.}$$

$$P_{Rd} = \min[7798,75 ; 6378,36]$$

$$P_{Rd} = 63,7836 \text{ KN.}$$

$$N \geq \frac{V_l}{P_{Rd}} = \frac{97750}{6378,36} = 15,32$$

Le nombre de connecteur est :

N = 16 goujons / demi solive

soit : 32 goujons/solive

V.6.4 L'espacement des connecteurs (6.1.3 EC4) :

Le nombre de connecteur N est uniformément réparti sur une longueur critique L_{cr}. Cette dernière est la longueur entre deux sections transversales critiques.

Selon l'EC4.4.1.2, une section transversale critique comprend :

- Une section de moment fléchissant maximum.
- Une section sur appuis.

Le moment fléchissant max se trouve au milieu des solives, donc : $L_{cr} = \frac{L}{2}$

Alors l'espacement des connecteurs S est :

$$S = \frac{L_{cr}}{N} = \frac{L}{2N} = \frac{600}{2 \times 16} = 19 \text{ cm.}$$

S = 19 cm.

Donc chaque 19 cm on a un goujon.

V.7 .Conclusion :

A travers cette étude nous avons démontrés que le plancher collaborant, réalisé avec une dalle en béton d'épaisseur 11 cm posé sur des solives IPE 240, supporte les charges verticales (permanente, exploitation), appliqué au niveau de étage de la structure.

La liaison entre la dalle et les solives est assurée par des connecteurs de diamètre 19 mm, espacées de 19 cm.

Chemin du roulement

VI.1. Introduction

Ce chapitre représente le calcul de la voie de roulement de la double halle de **12 m** de portée abritant un pont roulant de **10 T** (capacité nominale de levage). Le catalogue utilisé est **EUROPONT**

- **Le pont roulant** : est un engin de levage mobile circulant sur une voie de roulement. Il est constitué d'une ou plusieurs poutres sur lesquelles se déplace, transversalement à la voie principale, un chariot de transfert équipé d'un treuil pour le levage de la charge.
- **La voie 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, les poutres de roulement sont des poutres simples ou continues.

VI.2. Caractéristiques du pont roulant :

Tab.VI.1 : Caractéristiques du pont roulant

Puissance	Portée	Vitesse			Poids			Dimensions				
		Levage	Direct	Trans	B	K	B+K	a _{min}	b	c	d	e
t	m	m/min	m/min	m/min	t	t	t	m	m	m	m	m
10	12	6	30	90	8	4	12	0,90	0,30	0,30	1,0	3

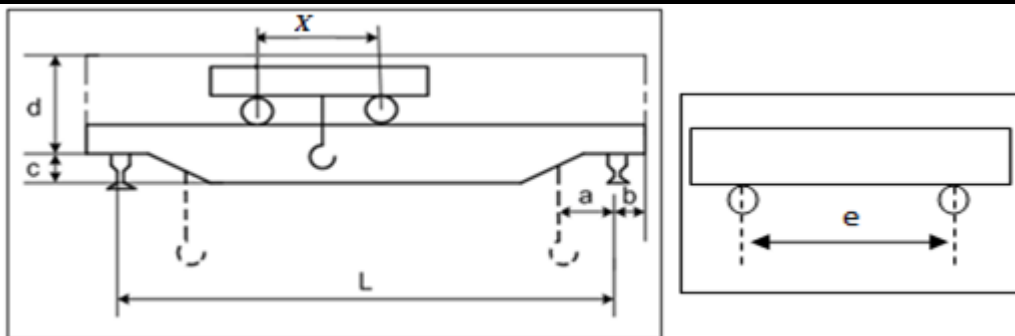


Fig.VI.1 : Schéma du pont roulant

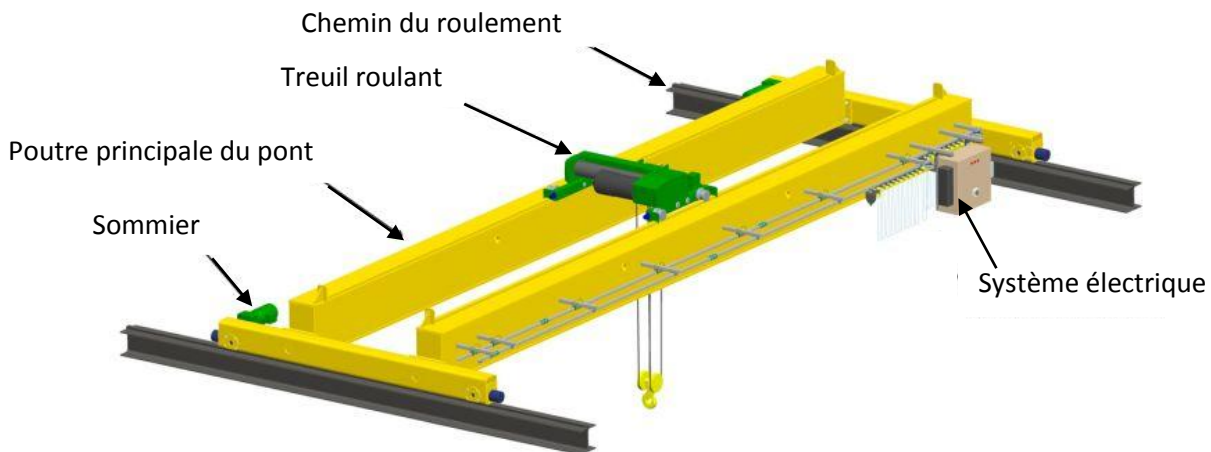


Fig.VI.2 : photo du pont roulant bipoutre

VI.3. Le classement du pont roulant :

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 groupe en fonction de ces caractéristiques :

Tab.VI.2 : Classements des ponts roulants

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

Coefficients

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

φ : Coefficient de majoration dynamique des réactions verticales

Tab .VI.3 : Coefficients de majoration dynamique

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

VI.4. Calcul de la poutre de roulement PDR :

VI.4.1. Réactions des galets d'un pont roulant :

a) Réactions statiques :

R max : réaction verticale maximale par galet statique. (Donné par EUROPONT)

R min : réaction verticale minimale par galet statique. (Donné par EUROPONT)

$$R_{\max} = 84 \text{ KN}$$

$$R_{\min} = 26 \text{ KN}$$

b) Réactions dynamiques :

❖ **Réactions dynamiques verticales :**

R1 max : Charge maximale dynamique.

R1 min : Charge minimale dynamique.

$$R_{1\max} = \varphi_1 \times R_{\max} = 1,15 \times 84 = 126 \text{ KN.}$$

$$R_{1\min} = \varphi_1 \times R_{\min} = 1,15 \times 26 = 39 \text{ KN.}$$

❖ **Réactions dynamiques horizontales :**

✓ **Réactions horizontales longitudinales :**

R2 max : Charge maximale.

R2 min : Charge minimale.

Avec : **C=0.2**

$$R_{\max 2} = 0,2 \times 84 = 16,8 \text{ KN.}$$

$$R_{\min 2} = 0,2 \times 26 = 5,2 \text{ KN.}$$

✓ **Réactions horizontales transversales :**

a) Les deux Chariots au mi portée de pont :

R3 max : Charge maximale.

R3min : Charge minimale.

$$R_{3\max} = \pm \left\{ 0,024(N + K + B) \frac{L}{e} + 0,021(N + K) \right\}.$$

$$R_{3\max} = \pm \left\{ 0,024(100 + 40 + 80) \frac{12}{3} + 0,021(100 + 40) \right\}$$

$$R_{3\max} = \pm \mathbf{24,06 \text{ KN.}}$$

$$R_{3\min} = \pm \left\{ 0,024(N + K + B) \frac{L}{e} - 0,021(N + K) \right\}.$$

$$R_{3\min} = \pm \left\{ 0,024(100 + 40 + 80) \frac{12}{3} - 0,021(100 + 40) \right\}$$

$$R_{3\min} = \pm 18,18 \text{ KN.}$$

b) Chariot à distance minimale du chemin de roulement :

$$R_{3\max} = \pm \left\{ 0,0052(N + K + 5B) \frac{L}{e} + 0,021(N + K) \right\}.$$

$$R_{3\max} = \pm \left\{ 0,0052(100 + 40 + (5 \times 80)) \frac{12}{3} + 0,021(100 + 40) \right\}$$

$$R_{3\max} = \pm 14,17 \text{ KN.}$$

$$R_{3\min} = \pm \left\{ 0,0052(N + K + 5B) \frac{L}{e} - 0,021(N + K) \right\}.$$

$$R_{3\min} = \pm \left\{ 0,0052(100 + 40 + (5 \times 80)) \frac{12}{3} - 0,021(100 + 40) \right\}.$$

$$R_{3\min} = \pm 8,29 \text{ KN.}$$

Donc les réactions d'un galet du pont roulant sont résumées dans le tableau suivant :

Tab .VI.4 : Réactions aux galets

Réaction	R (KN)	R1(KN)	R2(KN)	R3(KN)
Max	84	126	16,8	24,06
Min	26	39	5,2	8,29

VI.4.2. Pré dimensionnement de la poutre de roulement

La flèche admissible est obtenue quand les deux charges sont en position symétrie par rapport au milieu de la PDR.

- ✓ Travée de **l = 6m** (sur deux appuis simple)
- ✓ Distance entre galets **e=3 m**

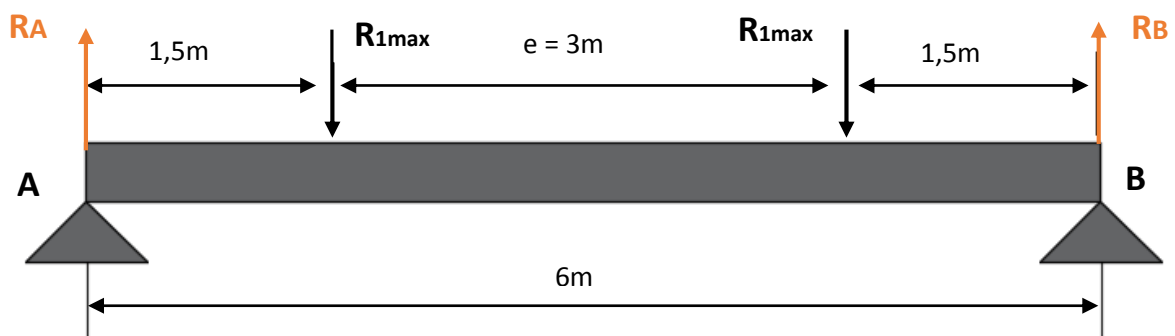


Fig .VI.3 : Disposition des réactions aux galets sur la PDR

VI.4.2.1 Moment fléchissant max :

$$M_{1\max} = \frac{R_{1\max} \times (2L - e)^2}{8L} \text{ si } e < 0,586 L$$

$$M_{1\max} = \frac{R_{1\max} \times L}{4} \text{ si } e > 0,586 L$$

$$\text{On a : } \frac{e}{L} = \frac{3}{6} = 0,5 < 0,586$$

$e = 3 < 0,586 \times 6 = 3,51$; donc le théorème de Barré est applicable.

Donc :

$$M_{1\max} = \frac{R_{1\max} \times (2L - e)^2}{8L} = \frac{126 \times (2 \times 6 - 3)^2}{8 \times 6} = 212,62 \text{ KN.m}$$

VI.4.2.2 Effort tranchant max :

L'effort tranchant est max lorsque l'une des réactions est sur l'appui.

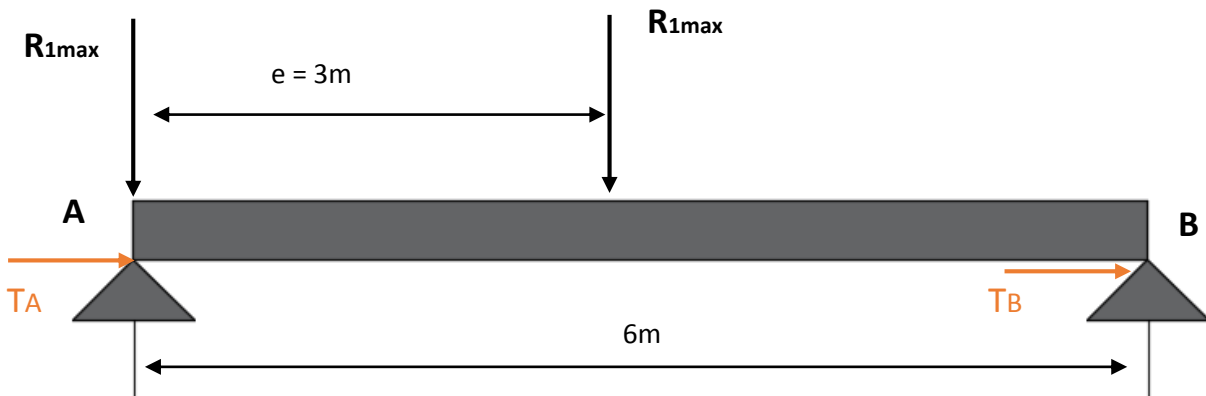


Fig.VI.4 : Disposition de L'effort tranchant sur la PDR

$$2R_{\max} = R_A + R_B$$

Le moment par rapport à B : $M_B = R_A \cdot L - R_{\max} \cdot L - R_{\max} (L - e) = 0$.

$$T_{\max} = R_A = \frac{2R_{\max} \times L - R_{\max} \times e}{L} = \frac{2 \times 126 \times 6 - 126 \times 3}{6} = 189 \text{ KN}$$

VI.4.2.3 Condition de la flèche

La flèche admissible à : $L / 750$.

La flèche admissible : $f_{ad} = \frac{6}{750} = 8mm$

$$f_{max} = \frac{R_{1max} L^3}{48 \times E \times I_y} \leq f_{ad}$$

$P = R_{1max} = 126 KN$; $L = 6 m$; $e = 3 m$

$$I_y = \frac{R_{1max} L^3}{48 \times E \times f_{adm}} = \frac{126 \times 6^3}{48 \times 21 \times 10^7 \times 0,008} = 33750 cm^4$$

$I_y \geq 33750 cm^4$.

On optera pour un profilé en **HEA400**

Tab.VI.5 : Caractéristiques du profile on HEA400

h(mm)	b(mm)	tw(mm)	tr(mm)	r(mm)	d(mm)	p(Kg/m)
390	300	11	19	27	298	124,8
A(cm ²)	I _y (cm ⁴)	i _y (cm)	W _{el,y} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	i _z (cm)	W _{el,z} (cm ³)
159	45069,4	16,84	2311,3	8563,1	7,34	570,9

IV.4.3. Choix du rail

Pour notre cas, on à un pont roulant de 10t , on va utiliser des rails à semelle large, du type BURBACH maintenues avec des crapauds.

$R_{max} = 126 KN \rightarrow D = 400mm$ (Le diamètre de galet) $\rightarrow H = 75mm \rightarrow$ donc on choisit le rail **A65**

Dimensions du rail de pont roulant :

Tab.VI.6 : Caractéristiques du rail

Désignation	Surf cm ²	poids kg/m	I _y cm ⁴	W _y cm ³	I _z cm ⁴	W _z cm ³	H mm	K mm
A65	55,4	43,5	327	73,7	609	69,6	75	65

➤ Dimensions du crapaud :

Tab.VI.7 : Caractéristiques du crapaud

Désignation	2trous		B	A	B	C	D	G	h	J	K
	Larg mm	Poids G	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
A65	120	820	97.5	60	22	38	17	7	24	22	29

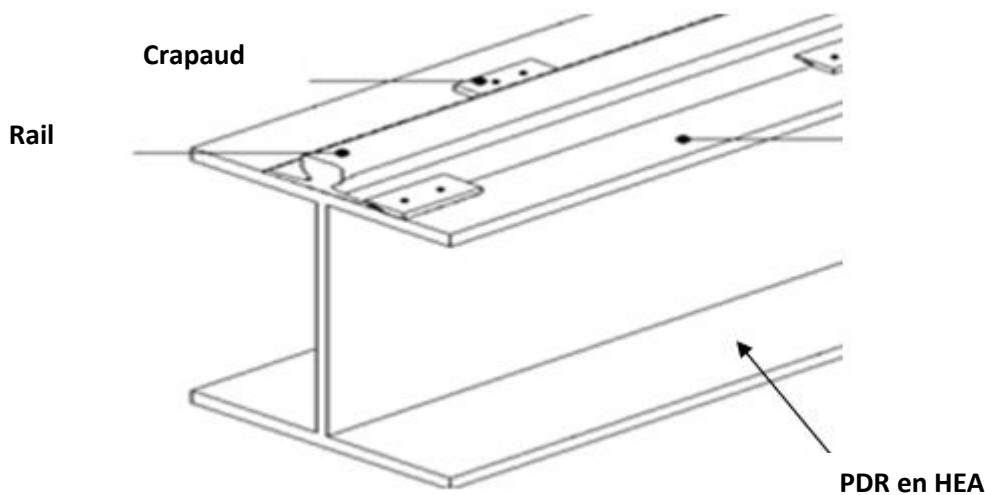


Fig.VI.5: schema (PDR + rail)

VI.4.4. Vérification de la flèche pour HEA400

a) Flèche verticale :

La flèche admissible est : $f_{adm} = \frac{6}{750} = 0,8 \text{ cm}$

$$G = G_{HEA400} + G_{rail(A65)} = 1,248 + 0,435 = 1,683 \text{ KN/m}$$

$$G = 1,683 \text{ KN/m}$$

La flèche max est : f_{max}

$$f_{v,max} = \frac{R_{max} \times L^3}{48 \times E \times I_y} + \frac{5 \times G \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{6}{750}$$

$$f_{v,max} = 0,63 \text{ cm} \leq f_{ad} = \frac{6}{750} = 0,8 \text{ cm}$$

$0,63 \text{ cm} \leq f_{ad} = 0,8 \text{ cm}$ Condition vérifiée

b) Flèche horizontale :

Les forces transversales appliquées à la voie de roulement sont dues au freinage du chariot, au levage oblique de la charge, aux irrégularités de la voie de roulement et à la marche en crabe du pont roulant. Elles sont transmises à la poutre par les galets du pont roulant à la travée du rail de roulement.

On tient compte seulement de la semelle supérieure qui est la plus sollicitée à R3 max.

$$f_{h,max} = \frac{R_{3max} \times L^3}{48 \times E \times I_{z,semelle}} \text{ avec : } I_{z,semelle} = \frac{t \times b^4}{12} = \frac{1,9 \times 30^4}{12} = 4275 \text{ cm}^4$$

On a : $f_{h,max} = \frac{R_{3max} \times L^3}{48 \times E \times I_{z,semelle}} = \frac{24,06 \times 6^3}{48 \times 21 \times 4275} = 1,2 \text{ cm} > f_{ad} = \frac{6}{750} = 0,8 \text{ cm}$

$f_{h,max} = 1,2 \text{ cm} > f_{ad} = 0,8 \text{ cm}$ Condition non vérifiée

La condition de la flèche horizontale n'est pas vérifiée .Donc nous devons renforcer la semelle supérieure par une poutre raidisseurs, on choisit une cornière en CAE100×12 .

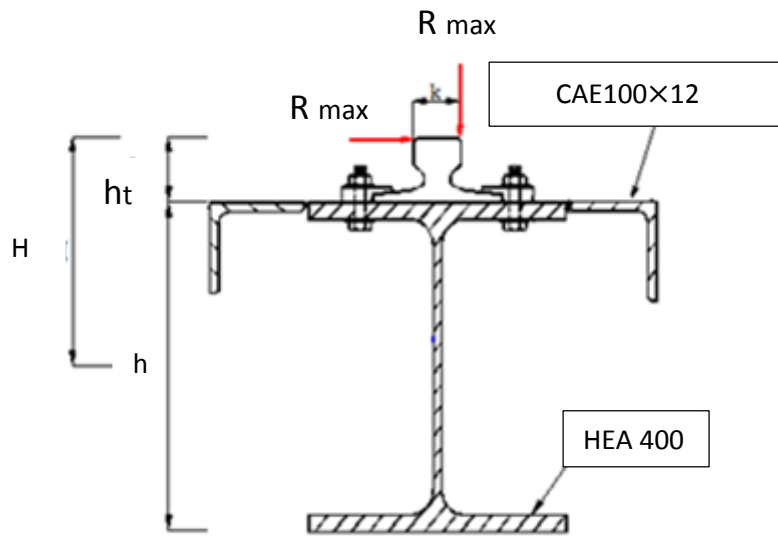


Fig.VI.6 : Renforcement de la PDR.

VI.4.5. Détermination de l'inertie de la poutre: (raidisseur) :

$$S_1 X_G = S_2 (L - X_G)$$

$$X_G = \frac{S_2 L}{S_1 + S_2}$$

S_1 : section de la membrure supérieure de HEA400

$$S_1 = 300 \times 19 = 5700 \text{ mm}^2 = 57 \text{ cm}^2$$

S_2 : section de CAE (L100×10) (Cornières à ailes égales)

$$S_2 = 19,15 \text{ cm}^2$$

$$L = \frac{b(\text{HEA 400})}{2} + b(\text{CAE } 100 \times 10) - d(\text{CAE } 100 \times 10) = (15 + 10) - 2,82 = 22,18 \text{ cm}$$

$$\mathbf{L = 22,18 \text{ cm}}$$

$$X_G = \frac{19,15 \times 22,18}{57 + 19,15} = 5,57 \text{ cm}$$

$$I_{eq} = I_{sem}(\text{HEA400}) + 2 \times I_z(\text{L } 100 \times 100 \times 10) + S_1 (2 \times X_G)^2 + 2 \times S_2 (L - X_G)^2$$

$$I_{eq} = 4275 + 2 \times 176,68 + 57 \times (2 \times 5,57)^2 + 2 \times 19,15 \times (22,18 - 5,57)^2$$

$$\mathbf{I_{eq} = 22268,70 \text{ cm}^4}$$

VI.4.6 - Vérification de la flèche après le renforcement de la semelle supérieure :

$$f_{\max} = \frac{19,07 \times 6^3}{48 \times 2,1 \times 10^7 \times 22268,70 \times 10^{-7}} = 1,83 \cdot 10^{-3} \text{ m.} \quad f_{\max} = 0,183 \text{ cm} < f_{ad} = 0,8 \text{ cm}$$

Donc la flèche horizontale est vérifiée

$$f_t = \sqrt{f_v^2 + f_h^2} = \sqrt{6,3^2 + 1,83^2} = 0,65 \text{ cm} < f_{ad} = 0,8 \text{ cm}$$

VI.4.7 Evaluation des charges

- Charges verticales :

➤ Le moment fléchissant M_{\max} :

$$M_{1\max} = \frac{R_{1\max} \times L}{4} = \frac{126 \times 6}{4} = 189 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{M_{1\max} = 189 \text{ KN.m}}$$

➤ L'effort tranchant T_{max} :

$$T_{max} = \frac{R_{1max} \times (2L - e)}{L} = \frac{126 \times ((2 \times 6) - 3)}{6} = 189 \text{ KN}$$

$$T_{v_{max}} = 189 \text{ KN}$$

VI.4.8. Charges horizontales transversales

➤ Le moment fléchissant M_{max} :

Les lignes d'influence :

$$M(x) = x \left(1 - \frac{x}{l}\right) \times R_{3max}$$

$$M(l/2) = l/2 \cdot \left(1 - \frac{l/2}{l}\right) \cdot R_{3max} = l/4 \cdot R_{3max}$$

$$M(l/2) = (6/4) \times 24,06 = 36,09 \text{ KN}$$

$$M_{max} = 36,09 \text{ KN}$$

➤ L'effort tranchant T_{max} :

L'effort tranchant est max lorsque la charge sera sur l'un des deux appuis.

$$T_{h,max} = R_{3max} = 24,06 \text{ KN}$$

VI.4.9. Charges horizontales longitudinales

$$N = R_{2max} = 16,8 \text{ KN.}$$

Tab.VI.8 : tableau récapitulatif des charges

Les charges	Verticales	Horizontales transversales	Horizontales longitudinales
RA	189 KN		
RB	63 KN	/	/
M_{max}	189 KN. m	36,09 KN. m	
T_{max}	189KN	24,06 KN	
N	/	/	16,8kN

VI.5. Vérification de la poutre de roulement :

VI.5.1. Les combinaisons des charges :

➤ **Les charges verticales**

- ✓ poids permanentes :
- ✓ poids de rail : $G_1=0,435\text{kN/m}$
- ✓ poids de la poutre de roulement : $G_2=1,25 \text{ KN/m}$
- ✓ Charges mobiles appliquée sur la passerelle : $G_3=20\%$ de $G_2 = 0,25 \text{ KN/m}$

$$G=0,435+1,25 +0,25=1,93 \text{ KN/m}$$

$$G=1,93 \text{ KN/m}$$

$$M_G=G.l^2/8 = 8,71\text{KN.m}$$

$$M_G=8,71\text{KN.m}$$

- Charges variables

$$M_{\max} = 189\text{KN.m}$$

$$T_{\max} = 189 \text{ KN}$$

Tab.VI.9 : Les combinaisons des charges verticales (efforts)

	Combinaison des efforts	Résultat
ELU	$1,35(G.l)+1,5T_{\max}$	285,94 KN
ELS	$G.l + T_{\max}$	190,18 KN

Tab.VI.10 : Les combinaisons des charges verticales (moments)

	Combinaison des moments	Résultat
ELU	$1,35(M_G) + 1,5M_{\max}$	294,49KN.m
ELS	$M_G + M_{\max}$	197,145KN.m

➤ **Les charges horizontales**

- **Transversales**

$$T_{\max}=24,06 \text{ KN}$$

$$M_{\max}=36,09 \text{ KN.m}$$

Tab. VI.11 : Les combinaisons des charges horizontales transversales (efforts)

	Combinaison des efforts	Résultat
ELU	1,5 T _{max}	36,09KN
ELS	T _{max}	24,06 KN

Tab. VI.12 : Les combinaisons des charges horizontales transversales (moments)

	Combinaison des moments	Résultat
ELU	1,5 M _{max}	54,135KN.m
ELS	M _{max}	36,09KN.m

• Longitudinales

$N=R_{2max}=16,8 \text{ KN}$

VI.5.2. Vérification de la flexion bi-axiale

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

Avec : $\alpha=2, \beta=1$ pour les profilés en H

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

- $M_{y.sd}$: moment fléchissant maximal vertical $M_{y.sd}=294,49\text{KN.m}$
- $M_{z.sd}$: moment fléchissant maximal transversal $M_{z.sd}=54,135 \text{ KN.m}$

$M_{el.rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$ Pour déterminer γ_{M_0} on doit déterminer la classe du profilé.

• Détermination de la classe de profilé HEA400 :

$\frac{d}{t_w} = \frac{298}{11} = 27,09 \leq 72\varepsilon = 58,58 \rightarrow$ Âme de classe 1

$\frac{c}{t_f} = \frac{(b-t_w-2r)/2}{t_f} = \frac{117,5}{19} = 6,18 \leq 10\varepsilon = 8,1 \rightarrow$ Semelle de classe 1

Donc la section Transversal est de classe1 $\rightarrow \gamma_{M_0} = 1.1$

$M_{ely,rd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{1,1} = \frac{2311,3 \times 0,275}{1,1} = 577,82\text{KN.m}$

$$W_{elz,(eq)} = \frac{I_{elz}}{L'} \text{ avec } L' = 2X_G + b = 2 \times 5,57 + 30 = 41,14 \text{ cm}$$

$$W_{elz,(eq)} = \frac{I_{elz}}{L'} = \frac{22268,70}{41,14} = 541,29 \text{ cm}^3$$

$$M_{elz,rd} = \frac{W_{elz} \times f_y}{1,1} = \frac{541,29 \times 0,275}{1,1} = 135,32 \text{ KN.m}$$

$$M_{elz,rd} = 135,32 \text{ KN.m}$$

$$\left(\frac{294,49}{577,82}\right)^2 + \left(\frac{54,135}{135,32}\right)^1 \leq 1$$

$$0,259 + 0,40 = 0,66 \leq 1$$

Donc la flexion bi-axiale est vérifiée

VI.5.3. Vérification a l'effort tranchant

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : $V_{sd,max} \leq V_{pl,rd}$

- $V_{sd,1}$: l'effort tranchant vertical **$V_{sd,1} = 285,94 \text{ KN}$**
- $V_{sd,2}$: l'effort tranchant transversal **$V_{sd,2} = 36,09 \text{ KN}$**

$$V_{pl,rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M_0} \cdot \sqrt{3}} \quad \text{et} \quad A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f \rightarrow A_v = 5735 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = 5735 \times \frac{0,275}{1,1 \sqrt{3}} = 827,77 \text{ KN}$$

Donc les conditions sont :

- $V_{sd,1} = 285,94 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 827,77 \text{ KN} \dots \dots \dots$ (condition vérifiée)
- $V_{sd,2} = 36,09 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 827,77 \text{ KN} \dots \dots \dots$ (condition vérifiée)

VI.5.4. Vérification de moment fléchissant et de l'effort axial :

$$\text{La condition est : } \left(\frac{M_{sd}}{M_{el,rd}}\right) + \left(\frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}}\right) \leq 1$$

L'axe (y-y')

$$M_{y,sd} = 294,49 \text{ KN.m}$$

$$M_{el,rd} = 577,82 \text{ KN.m}$$

N_{sd} : l'effort axial ($N = 16,8 \text{ KN}$)

$$N_{el,rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M_0} = 159 \times 27,5 / 1,1 = 3975 \text{ KN}$$

$$N_{el,rd} = 3975 \text{ KN}$$

Donc :

$$\frac{294,49}{577,82} + \frac{16,8}{3975} = 0,51 \leq 1$$

La condition est vérifiée

L'axe (z-z')

$$M_{z,sd} = 54,135 \text{ KN.m}$$

$$M_{el,rd} = 135,32 \text{ KN.m}$$

N_{sd} : l'effort axial (N=16,8 KN)

$$N_{pl,rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 3975 \text{ KN}$$

Donc :

$$\frac{54,135}{135,32} + \frac{16,8}{3975} = 0,32 \leq 1$$

La condition est vérifiée

VI.5.5. Vérification au moment fléchissant (diversement) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : (EC3 ; Formule 5.48 page 176)

$$M_{sd,max} \leq M_{b,rd}$$

$$M_{y,sd} = 294,49 \text{ KN.m}$$

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec : $\beta_w = 1$ → Section de classe 1 $\gamma_{M1} = 1,1$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)^{0,5}}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \quad \alpha_{LT} = 0,21 \quad \text{pour les profile laminés}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}} \right]^{0,5}$$

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E \times I_z}{(kl)^2} \left\{ \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kl)^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z} + (C_2 Z_g)^2 \right]^{0,5} - C_2 Z_g \right\}$$

• $k = k_w = 1$ (Pas d'encastrement à l'extrémité)

• $C_1 = 1,132 ; C_2 = 0$ (Cas de charges transversales)

• $Z_g = 0$

$$I_w = \frac{I_z (h - t_f)^2}{4} = \frac{8563,1 (390 - 19)^2}{4} = 34410,25 \text{ cm}^4$$

$$M_{cr} = 1917,93 \text{ KN.m}$$

$$\lambda_{LT} = \left(\frac{2311,3 \times 0,275}{1917,93} \right)^{0,5} = 0,57$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times (1 + 0,21 \times (0,57 - 0,2) + 0,57^2) = 0,70.$$

$$\phi_{LT} = 0,70$$

$$\text{et : } \chi_{LT} = \frac{1}{0,70 + \sqrt{(0,70)^2 - (0,57)^2}} = 0,90 < 1$$

$$\chi_{LT} = 0,90$$

$\gamma_{M1} = 1,1$: Coefficient partiel de sécurité s'applique à la résistance.

$\beta_w = 1$: Facteur de corrélation approprié.

$$M_{brd} = (0,90 \times 1 \times 2311,3 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3) / 1,1 = 520,04 \text{ KN.m.}$$

$$M_{sd} = 294,49 \text{ KN.m} \leq M_{b,rd} = 520,04 \text{ KN.m}$$

La condition est vérifiée

VI.5.6. Vérification de la résistance à l'écrasement :

La condition est :

$$R_{sd} < R_{y,Rd}$$

Avec :

$$R_{sd} = R_{\max} = 144 \text{ KN}$$

$$R_{y,sd} = S_y t_w f_{yw} / \gamma_{M1}$$

$$S_y = k_R \cdot \left[\frac{I_f + I_R}{t_w} \right]^{1/3} \left[1 - (\gamma_{M0} \cdot \sigma_{f,Ed} / f_{yf})^2 \right]^{0,5}$$

$$I_f = b \times (t_f)^3 / 12 = 300 \times 19^3 / 12 = 17,15 \times 10^{-8} \text{ m}$$

$$I_R = 609 \text{ cm}^4 t_w = 11 \text{ mm } f_{yf} = 275 \text{ N/mm}^2$$

Lorsque le rail du pont est monté directement sur la semelle donc : $K_R = 3,25$

$$\sigma_{f,Ed} = \frac{M_{\max}}{W_{ely}} = \frac{294,49}{2311,3 \times 10^{-6}} = 127413,14 \text{ KN/m}^2$$

$$S_y = 3,25 \times \sqrt[3]{\frac{(17,15 + 609) \times 10}{11 \times 10^{-3}}}^{-8} \sqrt{1 - \left(1,1 \times \frac{127413,14}{275000} \right)^2}$$

$$S_y = 0,231 \text{ m}$$

$$R_{y,Rd} = (0,231 \times 11 \times 275) / 1,1$$

$$R_{y,Rd} = 635,25 \geq R_{sd} = 84 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée

VI.5.7. Vérification de la résistance a l'enfoncement local (poinçonnement)

La condition est :

$$F_{sd} \leq R_{a.Rd}$$

$$M_{sd} \leq M_{c.Rd} \quad \text{et} \quad \frac{F_{sd}}{F_{a.Rd}} + \frac{M_{sd}}{M_{c.Rd}} \leq 1,5$$

Avec :

$$F_{sd} = R_{max} = 144 \text{ KN}$$

$$R_{a.Rd} = 0,5 \cdot (t_w)^2 \cdot (E \cdot f_{yw})^{0,5} \left[(t_f / t_w)^{0,5} + 3(t_w / t_f) \cdot (s_s / d) \right] / \gamma_{M1}$$

$$M_{sd} = M_{max} = 189 \text{ KN.m}$$

$$M_{c.Rd} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

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

$$s_s / d = 0,2$$

$$R_{a.rd} = 1050 \text{ KN}$$

$$M_{c.rd} = 577,82 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$F_{sd} = 84 \text{ KN} \leq R_{a.Rd} = 1050 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ok}$$

$$M_{sd} = 189 \text{ KN.m} \leq M_{c.rd} = 577,82 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{ok}$$

$$\frac{84}{1050} + \frac{189}{577,82} = 0,08 + 0,32 = 0,41 \leq 1,5$$

La condition est vérifiée

VI.5.8. Vérification de la résistance au voilement de l'âme :

La résistance de calcul $R_{b,rd}$ au violement d'âme d'un profilé I ou H est déterminée en étudiant le flambement de l'âme considérée comme un élément virtuel comprimé.

Condition à vérifier :

$$\frac{d}{t_w} \leq k \left(\frac{E}{f_{yf}} \right) \left[\frac{A_w}{A_{fc}} \right]^{0,5}$$

Avec : A_w : aire de l'âme

A_{fc} : aire de la semelle comprimée

$$\frac{d}{t_w} = \frac{298}{11} = 27,09$$

$K_t = 0,3$ classe 1

$$A_w = d \times t_w = 32,78 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = b \times t_f = 72 \text{ cm}^2 \quad \frac{d}{tw} = \frac{298}{11} = 27,09 \leq 0,3 \times \left[\frac{210000}{275} \right] \times \sqrt{\frac{3278}{5700}}$$

$$\frac{d}{tw} = 27,09 \leq 173,73 \quad \text{Pas de risque de voilement.}$$

Donc la condition est vérifiée.

VI.6 Conclusion :

Les chemins de roulement sont sollicités par des charges fortes, généralement concentriques et mobiles. Le profil **HEA400** résiste aux différentes charges roulantes verticales, il nécessite un renforcement pour supporter les charges horizontales, donc on l'adopte comme poutre de roulement.

Etude Sismique

VII.1. Introduction :

Le but du calcul parasismique est d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et de déterminer ou dimensionner les éléments de résistance à fin de garantir la sécurité des occupants et d'assurer la pérennité de l'ensemble de l'ouvrage.

Dans notre étude nous allons appliquer la méthode d'analyse modale spectrale aux règles parasismiques RPA 99 (corrigé 2003). Ainsi cette étude est d'évaluer la force sismique agissant sur la structure selon la zone d'implantation.

VII.2. Méthodes de calcul :

Les critères de choix de la méthode de calcul et description des trois méthodes retenues par le RPA99 VERSION 2003.

- Méthode statique équivalente.
- Méthode dynamique modale spectrale.
- Méthode dynamique par accélérogramme.

VII.2.1. Les critères du choix de la méthode :

Chaque structure doit être classée selon sa configuration en plan et en élévation en structure régulière ou non, selon les critères ci-dessous :

a)- Régularité en plan :

(Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses)

Donc ;

Notre structure n'a pas respectés les conditions de régularité en plan. Donc elle n'est pas régulière en plan.

VII.2.2. Choix de la méthode de calcul :

Comme les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas respectées, on applique la méthode d'analyse modale spectrale. C'est une méthode dynamique qui peut être utilisée pour tous les cas, en particulier là où la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

Le logiciel **ROBOT VERSION 2014** offre la possibilité de procéder à une analyse dynamique modale spectrale.

VII.2.3. Principe de la méthode d'analyse modale spectrale :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Cette méthode est applicable pour les constructions suivantes :

Les structures régulières en plan comportant des planchers rigides

Les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers Rigides.

Les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles.

VII.2.4. Classification du site

Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de séismicité croissante, définies sur la carte des zones de séismicité.

- Zone O : sismicité négligeable
- Zone I : sismicité faible
- Zone II : sismicité moyenne
- Zone III : sismicité élevée

Classification de la zone sismique (situation géographique) : notre ouvrage est situé à Hammadi (BOUMERDES) dont la zone Sismique **III** : zone à sismicité élevée. Avec une hauteur de 16,44 m inférieur à 30 m. (**RPA 99/VERSION 2003 p108**).

VII.2.5. Classification des ouvrages selon leur importance :

Les bâtiments industriels ou agricoles abritant des biens de faibles valeurs.

Ouvrages d'importance moyen sont classées dans le **groupe d'usage 02**.

- ✓ **Classification de site : Catégorie S₃ (site meuble) : (RPA99 page 15).**
- ✓ **Classification de stabilité** : la structure est contreventée par des palées en **X** dans le sens longitudinal et par des portiques **auto stables ordinaires** dans le sens transversal.

Nombre de modes à considérer

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à taux participation massique 90 % au moins de la masse totale de la structure.

$K \geq 3\sqrt{N}$ avec $T_K \leq 0.20$ sec ... (**RPA99 page 47**).

N : Nombre de niveaux au-dessus du sol et T_K la période du mode K

$K \geq 3\sqrt{3} = 5,19$ d'ou ; $n = 5,19 \times 1.3 = 6,75$

alors on considérern = 7 modes

VII.3. Application de la méthode dynamique modale spectrale :

VII.3.1. Calcul des forces :

Selon **RPA 99** la force sismique latérale au niveau k est ;

$$F_k = \frac{(V_t - F_t)W_k H_k}{\sum W_j H_j}$$

Avec :

F_t : La force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule :

$$F_t = 0.07 \times T \times V$$

W_i : Le poids du niveau i

H_i ; Niveau de plancher i

V_t : La force sismique totale a la base de la structure. Donnée par :

$$V_t = \sqrt{\sum_{i=1}^n V_i^2}$$

n : Nombre de mode pris en compte

V_i : La force sismique totale du mode i .elle est déterminée par la formule suivante ;

$$V_i = \frac{S_a}{g} \times \alpha_i \times w$$

W : Le poids total de la structure

α_i : Coefficient de participation de chaque mode.

S_a/g : Spectre de calcul et il donné par ;

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

A : Coefficient d'accélération de la zone (tableau 4-1).

R : Coefficient de comportement de la structure (tableau 4-3).

T_1, T_2 : Période caractéristique associées à la catégorie de site (tableau4-7).

Q : Facteur de qualité).

η : Facture de correction d'amortissement (comme l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7 \text{ (art4.3-P48)}$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique, il est donné par (tableau 4.2 RPA)

- Portique en acier.
- Remplissage léger.
- Zone sismique (III)
- Groupe d'usage de le structure :

Hall : (bâtiment industriel) est classé dans le groupe 2 et il est situé en zone sismique III.

Ce qui nous donne : $\xi = 4$ et $A=0,25$

$$\eta = 1.08 \geq 0,7$$

VII.3.1.1. La période fondamentale de la structure :

$$T=Ct.h_n^{3/4}$$

$$T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \text{ (Formule 4.6 page 46).}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

$h_N= 16,44$ m.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage donné au (tab 4.6 page 46)

❖ Suivant l'axe 0X.

$$C_{T1} = 0,05.$$

$$T_X = C_{TX} \times h_N^{\frac{3}{4}} = 0,05 \times (16,44)^{\frac{3}{4}} = 0,41S$$

Dans notre structures la stabilité est assurée par des palées triangulées ,et par portique auto stables en acier avec remplissage en maçonnerie, on peut utiliser aussi la formule suivante ;

$$T = 0,09 \times h_N / \sqrt{D}$$

D ; C'est la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

$$T_X = 0,09 \times 16,44 / \sqrt{48} = 0,21S$$

D'où: $T_X = \min (0,41; 0,21) = 0,21$ s.

❖ Suivant l'axe 0Y ;

$$C_{T2} = 0,05.$$

$$T_Y = C_{T1} \times h_N^{\frac{3}{4}} = 0,05 \times (16,44)^{\frac{3}{4}} = 0,41S$$

Dans notre cas la stabilité est assurée partiellement par des palées triangulées .on peut utiliser aussi la formule suivante ;

$$T = 0,09 \times h_N / \sqrt{D}$$

D ; C'est la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considère.

$$T_Y = 0,09 \times 16,44 / \sqrt{60} = 0,19S$$

D'où: $T_Y = \min (0,41 ; 0,19) = 0,19$ s.

VII.3.1.2.Coefficient de comportement :

Les valeurs de **R** sont représentées dans le (tableau 4.3.page 28, RPA99-2003)

Suivant l'axe OX : portique auto stables ordinaires **R=4**

Suivant l'axe OY : ossature contreventée par palée triangulée en X **R=4**

VII.3.1.3. Calcul du facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent

- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule (4-4) : $Q=1+\Sigma P_q$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée au tableau suivant :

Tab.VII.1 : Facteur de qualité

Critère (q)	Valeur P_q	
	Critère observé	Critère non observé
1. Conditions minimales des files de contreventement	NON	0,05
2. redondance en plan	OUI	0
3. régularité en plan	NON	0,05
4. Régularité en élévation	OUI	0
5. Contrôle de qualité des matériaux	NON	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	NON	0,1
	ΣP_q	0,25

Ce qui nous donne : $Q = 1+0,25 = 1,25$

Évaluation du poids propre de la structure

$$w = \sum_{i=1}^4 w_i \quad \text{Avec : } w_i = w_{Gi} + \beta w_{Qi}$$

- W Est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau.
- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et équipements fixes éventuels solidaires de la structure.
- W_{Qi} : Charges d'exploitation.
- β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 de l'RPA.

Dans notre cas : $\beta = 0,4$ (hangars).

VII.3.1.4. Le poids du aux charges permanentes (W_{Gi}) :

Poids total de la structure W :

❖ **Évaluation des charges permanentes par niveau :**

En prendre les charges permanentes de niveau **1,2,3 et 4**

➤ Niveau 1 (6m) :

Tab.VII.2 : Poids de la structure niveaux 1.

<i>Les éléments</i>	<i>Profile</i>	<i>Poids (KN)</i>
<i>Bardages</i>	<i>(Paroi) LL35</i>	70,56
<i>Poteaux</i>	Estimé à HEA400	611,36
<i>Lisses de bardage</i>	UPN140	57,6
<i>Poutres maitresses</i>	Estimé à IPE600	458,14
<i>solives</i>	IPE240	563 ,12
<i>Plancher</i>	Béton	8235,61
<i>stabilité</i>	2UPN180	89,35
Σ		10085,74

➤ Niveau 2 (9m) :

Tab.VII.3 : Poids de la structure niveaux 2.

<i>Les éléments</i>	<i>Profile</i>	<i>Poids (KN)</i>
<i>Bardages</i>	<i>(Paroi) LL35</i>	90,72
<i>Poteaux</i>	Estimé à HEA400	295 ,77
<i>Lisses de bardage</i>	UPN140	105,6
<i>potelets</i>	IPE200	0,96
<i>PDR</i>	HEA400	299,52
<i>stabilités</i>	2UPN180	89,35
<i>Rail</i>	A65	104 ,4
<i>Pont (10t)</i>	/	240
Σ	/	1225,2

➤ Niveau 3 (11m) :

Tab.VII.4 : Poids de la structure niveaux 3.

<i>Les éléments</i>	<i>Profile</i>	<i>Poids (KN)</i>
<i>Bardages</i>	<i>(Paroi) LL35</i>	60,48
<i>Poteaux</i>	Estimé à HEA400	197,18
<i>Lisses de bardage</i>	UPN140	32,64
<i>Poutres maitresses</i>	Estimé à IPE500	386
<i>solives</i>	IPE240	690,75
<i>Plancher</i>	Béton	9152,89
<i>potelets</i>	IPE200	0,64
Σ	/	10520,58

➤ Niveau 4 (16,44 m) :

Tab.VII.5 : Poids de la structure niveaux 4.

<i>Les éléments</i>	<i>Profile</i>	<i>Poids (KN)</i>
<i>Bardages</i>	<i>(Paroi) LL35</i>	130,63
<i>Poteaux</i>	Estimé à HEA400	164,74
<i>Lisses de bardage</i>	UPN140	103,68
<i>Travers</i>	Estimé à IPE400	278,82
<i>Pannes</i>	IPE160	346,5
<i>Toiture</i>	TL75	353,2
<i>Potelets</i>	IPE200	14,52
<i>Poutre au vent</i>	Estimé à CAE 100*10	40,72
<i>stabilités</i>	2UPN180	50,53
Σ		1383,34

- $W_{G1}=10085,74 \text{ KN}$
- $W_{G2}= 1225,2 \text{ KN}$
- $W_{G2}= 10520,58 \text{ KN}$
- $W_{G2}= 1383,34 \text{ KN}$

❖ Poids due aux charges d'exploitation :

- $W_{Q1} \text{ (plancher 1)}= 0,8 \times 2585,75 = 2068,6 \text{ KN}$
- $W_{Q2} \text{ (poids de deux ponts roulant)} = 200 \text{ KN}$
- $W_{Q3} \text{ (plancher 2)}= 0,4 \times 2873,75 = 1149,5 \text{ KN}$
- $W_{Q4} = 0 \text{ KN}$ (la toiture de la halle est inaccessible seulement en cas de maintenance, elle est négligeable au niveau de la toiture)

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ Avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Tab.VI.6 : le Poids total de la structure.

Niveaux	W_{Gi} (kN)	βW_{Qi} (kN)	W_i (kN)
1	10085,74	827,44	10913,18
2	1225,2	80	1305,2
3	10520,58	459,8	10980,37
4	1383,34	0	1383,34
Σ	/	/	24582,09

▪ Le tableau modal :

Ces résultats sont donnés par *robot201 4* dans le tableau si dessus :

c) Les résultats sont donnés par *robot 2014* :

Tab.VI.7 : Le tableau masse cumulés

MODE	Fréquence (HZ)	Période (sec)	Masse cumulés UX (%)	Masse cumulés UY (%)	Masse modale UX (%)	Masse modale UY (%)
1	2,07	0,48	82,98	2,16	0,00	2,16
2	2,70	0,37	82,98	86,28	82,98	84,12
3	2,85	0,35	86,46	86,28	3,48	0,00
4	3,46	0,29	86,46	86,28	0,00	0,00
5	4,42	0,23	90,16	87,5	3,70	1,22
6	4,95	0,20	90,16	91,47	0,00	3,97
7	5,43	0,18	92,28	91,47	2,12	0,00

VII.3.2. Calcul de la force sismique à la base:

❖ **Nombre de mode à considérer**

D'après **RPA99V2003**, le nombre de modes à prendre est tel que la somme des masse modale effectives pour retenus soit égale à 90% au mois de la masse totale de la structure. Dans notre structure On tient compte 7 modes soit la somme des masse effectives modales supérieure a 90%.

VII.3.2.1 Calcul de la force sismique à la base de la structure :

$$V_i = \frac{S_a}{g} \cdot a_i \cdot W_t$$

W_T: Poids total de la structure

a_i : Coefficient de participation de chaque mode

- Site : S₃ : site meuble

D'où : T₁ = 0.15 s et T₂ = 0,50s puisque

$$T_X = 0.25 s ; T_Y = 0.18 s \leq T = 0.50 s$$

$$S_a / g = 2,5\eta \times 1,25A \times \left(\frac{Q}{R}\right)$$

$$OX : S_a/g = 2,5 \cdot 1(1,25 \cdot 0,25)(1,2/4) = 0,24$$

$$OY : S_a/g = 2,5 \cdot 1(1,25 \cdot 0,2)(1,2/4) = 0,24$$

❖ **Suivant l'axe OX**

Tab. VII.8 : La force sismique suivant l'axe OX

MODE	Période	a _i	∑a _i	S _a /g	W _t (kN)	V _i (kN)
1	0,48	0,00	0,00	0,24	24582,09	0,00
2	0,37	82,98	82,98	0,24	24582,09	4691,59
3	0,35	3,48	86,46	0,24	24582,09	196,75
4	0,29	0,00	86,46	0,24	24582,09	0,00
5	0,23	3,70	90,16	0,24	24582,09	209,19
6	0,20	0,00	90,16	0,24	24582,09	0,00
7	0,18	2,12	92,28	0,24	24582,09	119,86

❖ *Suivant l'axe OY*

Tab.VII.9 : La force sismique suivant l'axe OY :

MODE	Période	ai	∑ai	Sa/g	Wt (kN)	Vi (kN)
1	0,48	2,16	2,16	0,24	24582,09	122,12
2	0,37	84,12	86,28	0,24	24582,09	4756,04
3	0,35	0,00	86,28	0,24	24582,09	0,00
4	0,29	0,00	86,28	0,24	24582,09	0,00
5	0,23	1,22	87,5	0,24	24582,09	68,97
6	0,20	3,97	91,47	0,24	24582,09	224,45
7	0,18	0,00	91,47	0,24	24582,09	0,00

VII.3.2.2 Combinaison des réponses modales :

L'effort sismique à la base est ; $V_t = \sqrt{\sum_{i=1}^n V_i^2}$

✓ Suivant l'axe OX :

$$V_{tX} = \sqrt{22107854,16} = 4701,89 \text{ kN}$$

✓ Suivant l'axe OY ;

$$V_{tY} = \sqrt{22689964,43} = 4763,39 \text{ kN}$$

VII.3.3. Distribution des forces selon la hauteur :

La force latérale totale V_t doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$V_t = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

❖ *Suivant l'axe OX :*

On a $F_t = 0$ puisque la période est inférieure à 0,7 S Donc :

$$F_k = \frac{V_t \times W_k \times H_k}{\sum W_K \times H_K}$$

Tab.VII.10 : Distribution des forces sismique sur les étages

Niveau	H _K (m)	W _K (KN)	H _K .W _K	(V _t)	F _K (KN)
1	6	10913,18	65479,08	4701,89	1394,66
2	9	1305,2	11746,79	4701,89	250,19
3	11	10980,37	120784,07	4701,89	2572,63
4	16,44	1383,34	22742,11	4701,89	484,39

❖ *Suivant l'axe OY :*

Tab.VII.11 : Distribution des forces sismique sur les étages

Niveau	H _K (m)	W _K (KN)	H _K .W _K	(V _t)	F _K (KN)
1	6	10913,18	65479,08	4763,39	1412,90
2	9	1305,2	11746,79	4763,39	253,47
3	11	10980,37	120784,07	4763,39	2606,28
4	16,44	1383,34	22742,11	4763,39	490,72

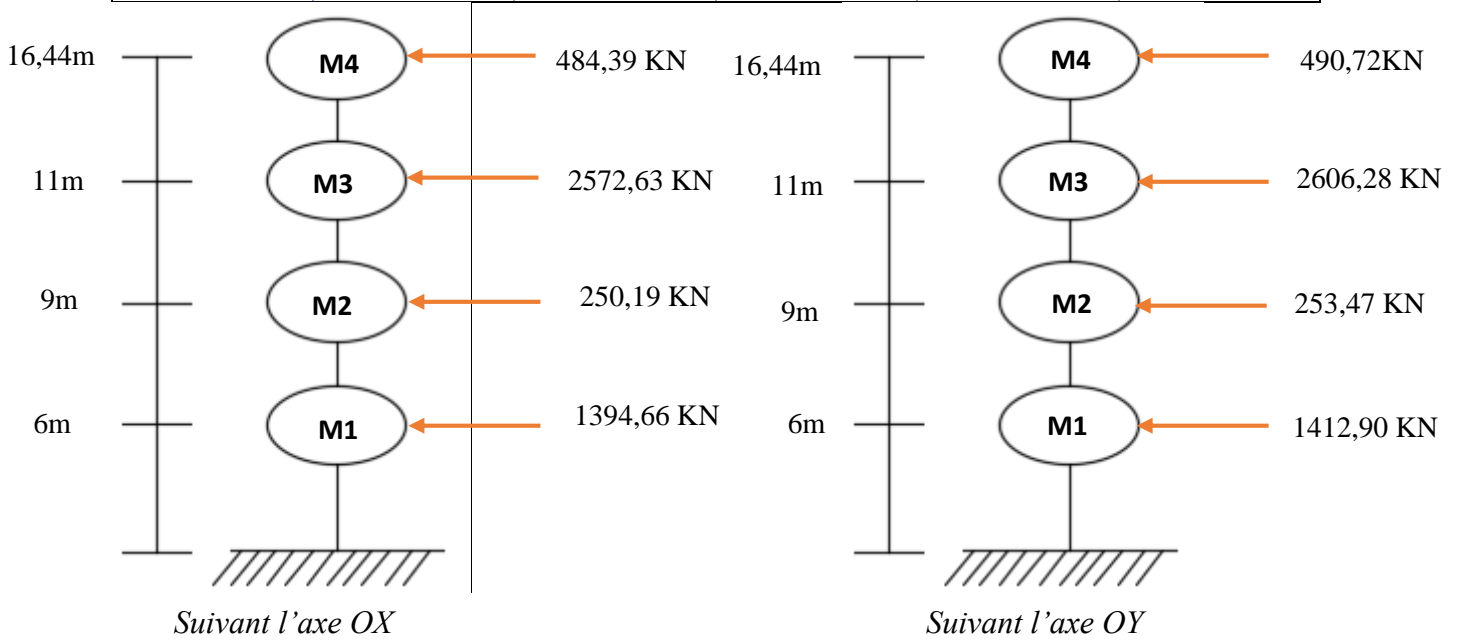


Fig.VII.1 : Forces sismique sur les étages

VII.3.4. Distribution des efforts sismiques sur les files :

VII.3.4.1. La position du centre de masse :

Les coordonnées du centre de masse C_g (X_g, Y_g) sont données par la formule suivante :

$$X_g = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \text{ Et } Y_g = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Tab.VII.12 : la position du centre de masse par niveaux

niveau	X _g (m)	Y _g (m)
1	24,182	31,526
2	24,227	31,715
3	24,312	30,819
4	24,017	30,072

VII.3.4.2. La position du centre de torsion C_t :

Les coordonnées du centre de torsion C_t (X_t , Y_t) sont données par la formule suivante

$$X_t = \frac{\sum I_{xi} X_i}{\sum I_{xi}} \quad \text{Et} \quad Y_t = \frac{\sum I_{yi} Y_i}{\sum I_{yi}}$$

Tab.VII.13 : la position du centre de torsion par niveaux

niveau	$X_t(m)$	$Y_t(m)$
1	24,011	29,431
2	24,115	30,678
3	24,028	30,114
4	24,010	30,003

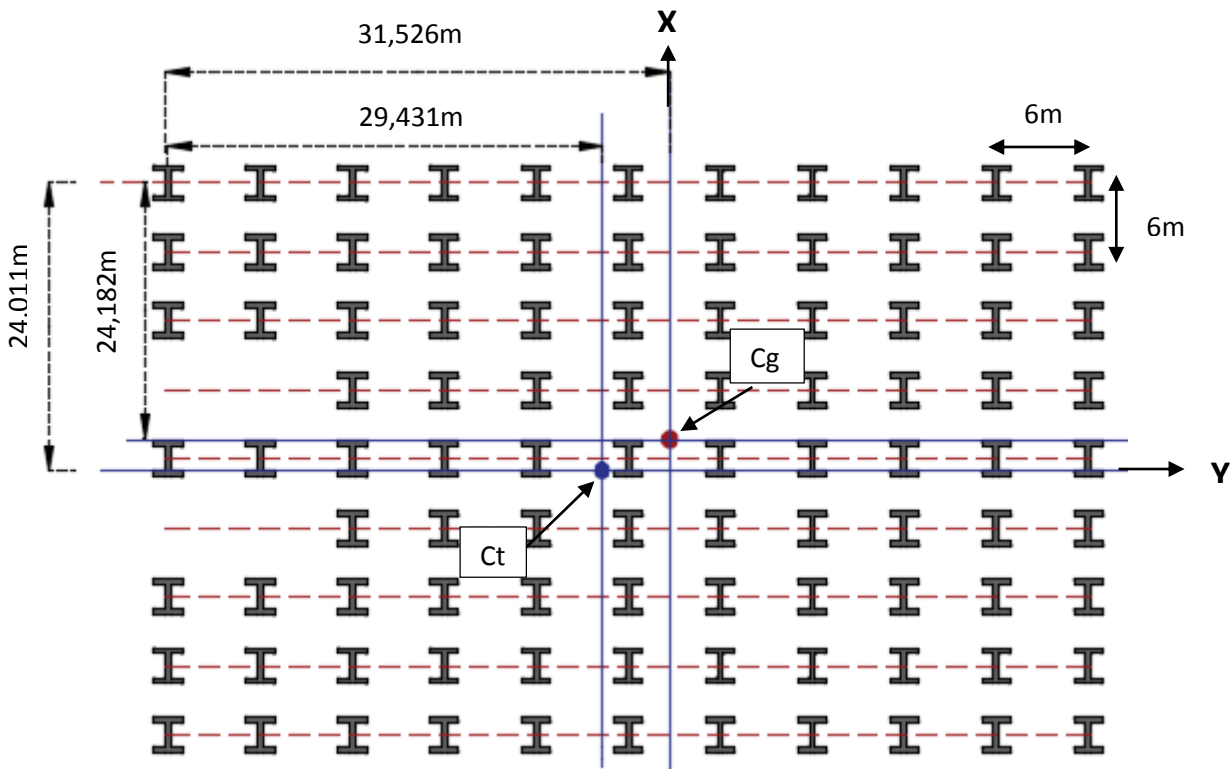


Fig.VII.2 : position du centre de gravité C_g et du centre de torsion C_t de 1^{er} niveau

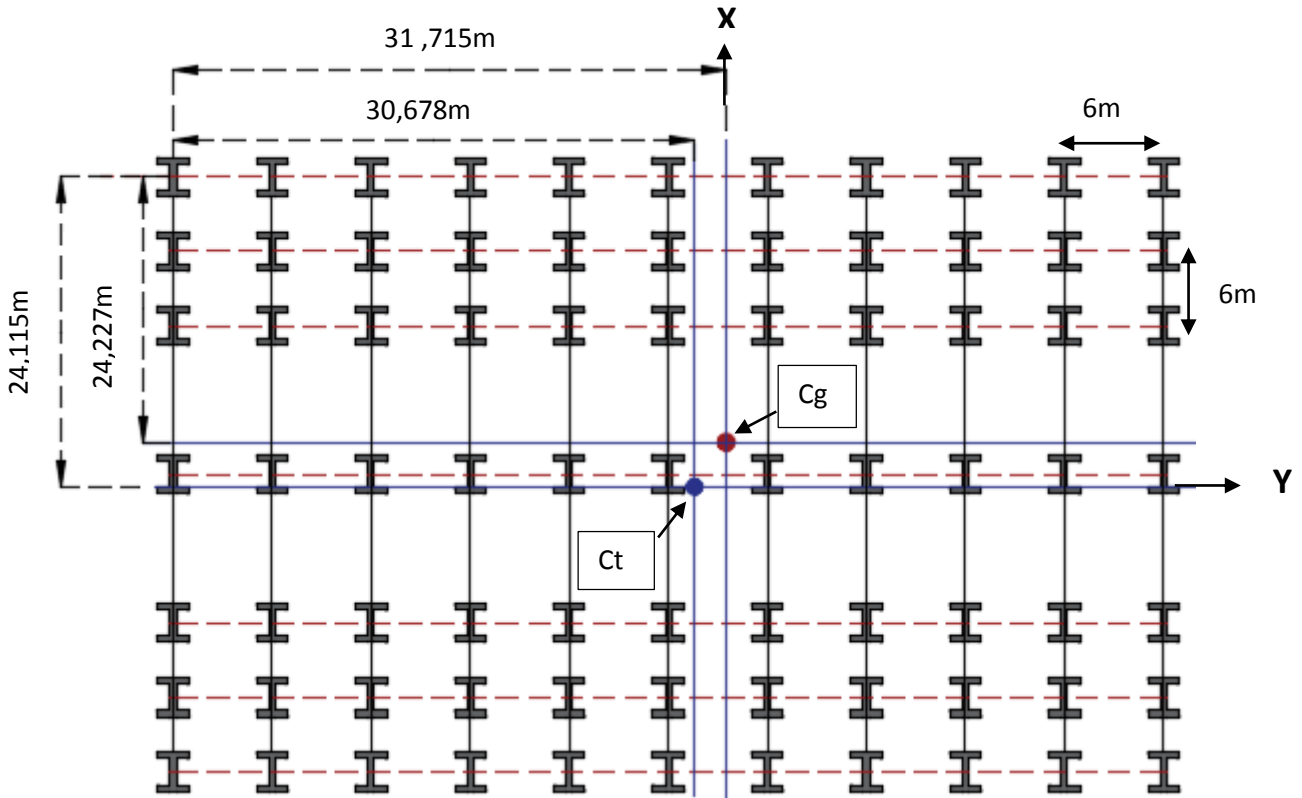


Fig.VII.3 : position du centre de gravité C_g et du centre de torsion C_t de 2^{eme} et 3^{eme} niveau

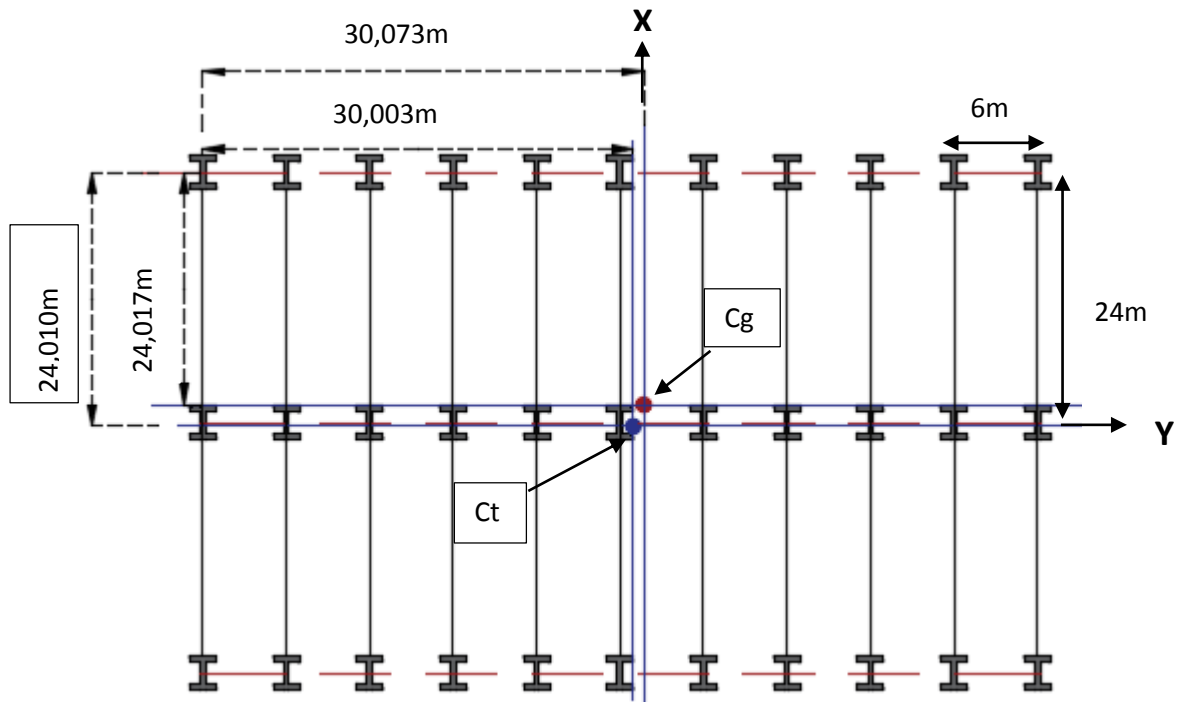


Fig.VII.4 : position du centre de gravité C_g et du centre de torsion C_t de 4^{eme} niveau

VII.3.4.3 L'excentricité :

L'excentricité réelle est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion.

Les coordonnées du point d'excentricité réelle sont données par la relation suivante :

$$e = \begin{pmatrix} e_x \\ e_y \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} X_g - X_{Ct} \\ Y_g - Y_{Ct} \end{pmatrix}$$

Tab.VII.14 : l'excentricité par niveaux

niveau	$e_x(m)$	$e_y(m)$
1	0,171	2,095
2	0,112	1,037
3	0,294	0,705
4	0,007	0,069

VII.3.4.4 Excentricité théorique :

- Le RPA99 limite l'excentricité accidentelle à une valeur de 5% de la plus grande dimension de la structure, donc on va prendre comme excentricité accidentelle la valeur maximale des deux valeurs calculées et 5% de la plus grande dimension. (RPA99. §4.2.7.P33).

$$e_{th} = 5\% L_{max}$$

$$e_{thx} = 0,05 \times 48 = 2,4m$$

$$e_{thy} = 0,05 \times 60 = 3 m$$

VII.3.5 Répartition de la force sismique :

La force sismique appliquée au niveau de chaque étage se répartie sur le système de contreventement parallèle à sa direction, cette répartition est basée sur le principe suivante :

- l'élément le plus rigide et le plus loin du centre de torsion prend le pourcentage le plus grand de l'effort sismique.

$$F_i^j = F_{ip} \times \frac{I_i}{\sum I_i} + F_{tp} \times e \times \frac{I_i X_i}{\sum I_i X_i^2}$$

Avec :

F_i^j : La force sismique qui revient à la file de contreventement (i) à l'étage (j).

I_i : L'inertie de la file du contreventement ou de portique (i) ;

F_{tp} : Force sismique appliquée au centre de masse de plancher (j) ;

e : Excentricité

X_i : La distance entre le file de contreventement (i) et le centre de torsion (C_t) ;

$\frac{F_p \times I_i}{\sum I_i}$: Contribution due à la translation ;

$F_p \times e \times \frac{I_i X_i}{\sum I_i X_i^2}$: Contribution due à la rotation.

➤ **Sens longitudinal :**

❖ **Niveau 1 :**

$$F_i^j = F_{IT} \times \frac{I_{yi}}{\sum_{i=1}^3 I_{yi}} + F_{IT} \times e_y \times \frac{I_{yi} Y_i}{\sum_{i=1}^3 I_{yi} Y_i^2}$$

$$F_t = 3332,95 \text{ KN}; I_{Z,HEA400} = 8563 \text{ cm}^4; \sum_{i=1}^9 I_i X_i^2 = 11I(24^2 + 18^2 + 12^2 + 12^2 + 18^2 + 24^2) + 9I(6^2 + 6^2);$$

$$\sum_{i=1}^9 I_i X_i^2 = 11I(2088) + 9I(72)$$

• $e_y = 3m$

$$\frac{I_i}{\sum I_i} = \frac{11I}{11I(7)} = 0,14$$

$$\frac{I_i}{\sum I_i} = \frac{9I}{9I(2)} = 0,5$$

$$F_i^j = F_p \times \frac{I_i}{\sum I_i} + F_p \times e \times \frac{I_i X_i}{\sum I_i X_i^2}$$

$$F_L^A = 1412,90 \times \left(0,14 + \frac{3 \times 24}{2088}\right) = 246,52 \text{ KN}$$

$$F_L^B = 1412,90 \times \left(0,14 + \frac{3 \times 18}{2088}\right) = 234,34 \text{ KN}$$

$$F_L^C = 1412,90 \times \left(0,14 + \frac{3 \times 12}{2088}\right) = 222,16 \text{ KN}$$

$$F_L^D = 1412,90 \times \left(0,5 + \frac{3 \times 6}{2088}\right) = 716,60 \text{ KN}$$

$$F_L^E = 1412,90 \times \left(0,14 + \frac{3 \times 0}{2088}\right) = 197,81 \text{ KN}$$

$$F_L^F = 1412,90 \times \left(0,5 + \frac{3 \times 6}{2088}\right) = 716,60 \text{ KN}$$

$$F_L^G = 1412,90 \times \left(0,14 + \frac{3 \times 12}{2088}\right) = 222,16 \text{ KN}$$

$$F_L^H = 1412,90 \times \left(0,14 + \frac{3 \times 18}{2088}\right) = 234,34 \text{ KN}$$

$$F_L^I = 1412,90 \times \left(0,14 + \frac{3 \times 24}{2088}\right) = 246,52 \text{ KN}$$

❖ Niveau 2 :

$$F_L^A = 253,47 \times \left(0,14 + \frac{3 \times 24}{2088}\right) = 44,22 \text{ KN}$$

$$F_L^B = 253,47 \times \left(0,14 + \frac{3 \times 18}{2088}\right) = 42,04 \text{ KN}$$

$$F_L^C = 253,47 \times \left(0,14 + \frac{3 \times 12}{2088}\right) = 39,85 \text{ KN}$$

$$F_L^D = /$$

$$F_L^E = 253,47 \times \left(0,14 + \frac{3 \times 0}{2088}\right) = 35,48 \text{ KN}$$

$$F_L^F = /$$

$$F_L^G = 253,47 \times \left(0,14 + \frac{3 \times 12}{2088}\right) = 39,85 \text{ KN}$$

$$F_L^H = 253,47 \times \left(0,14 + \frac{3 \times 18}{2088}\right) = 42,04 \text{ KN}$$

$$F_L^I = 253,47 \times \left(0,14 + \frac{3 \times 24}{2088}\right) = 44,22 \text{ KN}$$

❖ Niveau 3 :

$$F_L^A = 2606,28 \times \left(0,14 + \frac{3 \times 24}{2088}\right) = 454,75 \text{ KN}$$

$$F_L^B = 2606,28 \times \left(0,14 + \frac{3 \times 18}{2088}\right) = 432,28 \text{ KN}$$

$$F_L^C = 2606,28 \times \left(0,14 + \frac{3 \times 12}{2088}\right) = 409,81 \text{ KN}$$

$$F_L^D = /$$

$$F_L^E = 2606,28 \times \left(0,14 + \frac{3 \times 0}{2088}\right) = 364,87 \text{ KN}$$

$$F_L^F = /$$

$$F_L^G = 2606,28 \times \left(0,14 + \frac{3 \times 12}{2088}\right) = 409,81 \text{ KN}$$

$$F_L^H = 2606,28 \times \left(0,14 + \frac{3 \times 18}{2088}\right) = 432,28 \text{ KN}$$

$$F_L^I = 2606,28 \times \left(0,14 + \frac{3 \times 24}{2088} \right) = 454,75 \text{ KN}$$

❖ Niveau 4 :

$$\frac{I_i}{\sum I_i} = \frac{11I}{11I(3)} = 0,33$$

$$\sum_1^9 I_i X_i^2 = 11I(1152)$$

$$F_L^A = 490,72 \times \left(0,33 + \frac{3 \times 24}{1152} \right) = 192,60 \text{ KN}$$

$$F_L^E = 490,72 \times \left(0,33 + \frac{3 \times 0}{1152} \right) = 161,93 \text{ KN}$$

$$F_L^I = 490,72 \times \left(0,33 + \frac{3 \times 24}{1152} \right) = 192,60 \text{ KN}$$

➤ Sens transversal :

❖ Niveau 1 :

$$F_L = 1394,66 \text{ KN} \quad ; \quad I_{Y,HEA400} = 45069,4 \text{ cm}^4$$

$$\sum_1^{11} I_i Y_i^2 = 7I \times (30^2 + 24^2) + 9I \times (18^2 + 12^2 + 6^2 + 6^2 + 12^2 + 18^2 + 24^2 + 30^2);$$

- $e_x = 2,4 \text{ m}$
- $\sum_1^{11} I_i Y_i^2 = 7I \times (1476) + 9I(2484)$

$$\frac{I_i}{\sum I_i} = \frac{7I}{7I(2)} = 0,5$$

$$\frac{I_i}{\sum I_i} = \frac{9I}{9I(9)} = 0,11$$

$$F_i^j = F_{jL} \times \left(\frac{I_{Yi}}{\sum_{i=1}^{11} I_{Yi}} \right) + F_{jL} \times \left(\frac{e_x * I_{Yi} Y_i}{\sum_{i=1}^{11} I_{Yi} Y_i^2} \right)$$

$$F_T^1 = 1394,66 \left(0,5 + \frac{2,4 \times 30}{1476} \right) = 765,36 \text{ KN}$$

$$F_T^2 = 1394,66 \left(0,5 + \frac{2,4 \times 24}{1476} \right) = 751,75 \text{ KN}$$

$$F_T^3 = 1394,66 \left(0,11 + \frac{2,4 \times 18}{2484} \right) = 177,60 \text{ KN}$$

$$F_T^4 = 1394,66 \left(0,11 + \frac{2,4 \times 12}{2484} \right) = 169,58 \text{ KN}$$

$$F_T^5 = 1394,66 \left(0,11 + \frac{2,4 \times 6}{2484} \right) = 161,49 \text{ KN}$$

$$F_T^6 = 1394,66 \left(0,11 + \frac{2,4 \times 0}{2484} \right) = 153,41 \text{ KN}$$

$$F_T^7 = 1394,66 \left(0,11 + \frac{2,4 \times 6}{2484} \right) = 161,49 \text{ KN}$$

$$F_T^7 = 1394,66 \left(0,11 + \frac{2,4 \times 12}{2484} \right) = 169,58 \text{ KN}$$

$$F_T^9 = 1394,66 \left(0,11 + \frac{2,4 \times 18}{2484} \right) = 177,60 \text{ KN}$$

$$F_T^{10} = 1394,66 \left(0,11 + \frac{2,4 \times 24}{2484} \right) = 185,75 \text{ KN}$$

$$F_T^{11} = 1394,66 \left(0,11 + \frac{2,4 \times 30}{2484} \right) = 193,83 \text{ KN}$$

❖ Niveau 2 :

$$\bullet \sum_1^{11} I_i Y_i^2 = 7I \times (3960) \quad \frac{I_i}{\sum I_i} = \frac{7I}{7I(2)} = 0,09$$

$$F_T^1 = 250,19 \left(0,09 + \frac{2,4 \times 30}{3960} \right) = 27,06 \text{ KN}$$

$$F_T^2 = 250,19 \left(0,09 + \frac{2,4 \times 24}{3960} \right) = 26,15 \text{ KN}$$

$$F_T^3 = 250,19 \left(0,09 + \frac{2,4 \times 18}{3960} \right) = 25,24 \text{ KN}$$

$$F_T^4 = 250,19 \left(0,09 + \frac{2,4 \times 12}{3960} \right) = 24,33 \text{ KN}$$

$$F_T^5 = 250,19 \left(0,09 + \frac{2,4 \times 6}{3960} \right) = 23,42 \text{ KN}$$

$$F_T^6 = 250,19 \left(0,09 + \frac{2,4 \times 0}{3960} \right) = 22,51 \text{ KN}$$

$$F_T^7 = 250,19 \left(0,09 + \frac{2,4 \times 6}{3960} \right) = 23,42 \text{ KN}$$

$$F_T^7 = 250,19 \left(0,09 + \frac{2,4 \times 12}{3960} \right) = 24,33 \text{ KN}$$

$$F_T^9 = 250,19 \left(0,09 + \frac{2,4 \times 18}{3960} \right) = 25,24 \text{ KN}$$

$$F_T^{10} = 250,19 \left(0,09 + \frac{2,4 \times 24}{3960} \right) = 36,15 \text{ KN}$$

$$F_T^{11} = 250,19 \left(0,09 + \frac{2,4 \times 30}{3960} \right) = 27,06 \text{ KN}$$

❖ Niveau 3 :

$$F_T^1 = 2572,63 \left(0,09 + \frac{2,4 \times 30}{3960} \right) = 278,31 \text{ KN}$$

$$F_T^2 = 2572,63 \left(0,09 + \frac{2,4 \times 24}{3960} \right) = 268,95 \text{ KN}$$

$$F_T^3 = 2572,63 \left(0,09 + \frac{2,4 \times 18}{3960} \right) = 259,60 \text{ KN}$$

$$F_T^4 = 2572,63 \left(0,09 + \frac{2,4 \times 12}{3960} \right) = 250,24 \text{ KN}$$

$$F_T^5 = 2572,63 \left(0,09 + \frac{2,4 \times 6}{3960} \right) = 240,89 \text{ KN}$$

$$F_T^6 = 2572,63 \left(0,09 + \frac{2,4 \times 0}{3960} \right) = 231,53 \text{ KN}$$

$$F_T^7 = 2572,63 \left(0,09 + \frac{2,4 \times 6}{3960} \right) = 240,89 \text{ KN}$$

$$F_T^8 = 2572,63 \left(0,09 + \frac{2,4 \times 12}{3960} \right) = 250,24 \text{ KN}$$

$$F_T^9 = 2572,63 \left(0,09 + \frac{2,4 \times 18}{3960} \right) = 259,60 \text{ KN}$$

$$F_T^{10} = 2572,63 \left(0,09 + \frac{2,4 \times 24}{3960} \right) = 268,95 \text{ KN}$$

$$F_T^{11} = 2572,63 \left(0,09 + \frac{2,4 \times 30}{3960} \right) = 278,31 \text{ KN}$$

❖ Niveau 4 :

$$F_T^1 = 484,39 \left(0,09 + \frac{2,4 \times 30}{3960} \right) = 52,40 \text{ KN}$$

$$F_T^2 = 484,39 \left(0,09 + \frac{2,4 \times 24}{3960} \right) = 50,64 \text{ KN}$$

$$F_T^3 = 484,39 \left(0,09 + \frac{2,4 \times 18}{3960} \right) = 48,87 \text{ KN}$$

$$F_T^4 = 484,39 \left(0,09 + \frac{2,4 \times 12}{3960} \right) = 47,11 \text{ KN}$$

$$F_T^5 = 484,39 \left(0,09 + \frac{2,4 \times 6}{3960} \right) = 45,35 \text{ KN}$$

$$F_T^6 = 484,39 \left(0,09 + \frac{2,4 \times 0}{3960} \right) = 43,59 \text{ KN}$$

$$F_T^7 = 484,39 \left(0,09 + \frac{2,4 \times 6}{3960} \right) = 45,35 \text{ KN}$$

$$F_T^7 = 484,39 \left(0,09 + \frac{2,4 \times 12}{3960} \right) = 47,11 \text{ KN}$$

$$F_T^9 = 484,39 \left(0,09 + \frac{2,4 \times 18}{3960} \right) = 48,87 \text{ KN}$$

$$F_T^{10} = 484,39 \left(0,09 + \frac{2,4 \times 24}{3960} \right) = 50,64 \text{ KN}$$

$$F_T^{11} = 484,39 \left(0,09 + \frac{2,4 \times 30}{3960} \right) = 52,40 \text{ KN}$$

VII.4. Conclusion :

L'effort sismique dans les zones de forte sismicité, présente un risque potentiel pour la stabilité des structures, dans notre cas l'effort dû au séisme joue un rôle très important lors du dimensionnement des stabilités et des portiques.

Dans ce chapitre les efforts sismiques ont été évalués. Ils seront utilisés dans les combinaisons d'actions les plus défavorables dans les calculs et vérifications des portiques et des contreventements.

Contreventement et Stabilité

VIII.1. Introduction

Les contreventements et les stabilités sont des dispositifs conçus pour reprendre les efforts horizontaux dus au vent, et de les transmettre aux fondations.

Elles sont disposées en toiture, dans le plan des versants « poutres au vent », et dans le plan des pignons « palées de stabilité ».

- Les stabilités peuvent avoir différentes formes et elles peuvent être, en X, en K, en V ou en V renversé.

Pour notre hangar on a utilisé des palées de stabilité en X et des poutres au vent en X.

➤ **Sens longitudinal**

Dans ce sens la stabilité verticale est assurée par des poutres au vent et palées de stabilité.

➤ **Sens transversal**

Dans ce sens la stabilité verticale est assurée par des portiques auto-stables ordinaires.

VIII.2. Contreventement de la toiture « poutre au vent »

Les contreventements sont disposés généralement suivant les versants de la toiture comme le montre la figure ci-dessous.

Ils sont placés dans les travées de rive, leurs diagonales sont généralement formées de cornières qui sont fixées sur les traverses. Leur rôle est de reprendre les efforts du vent du pignon et de les transmettre aux palées de stabilité.

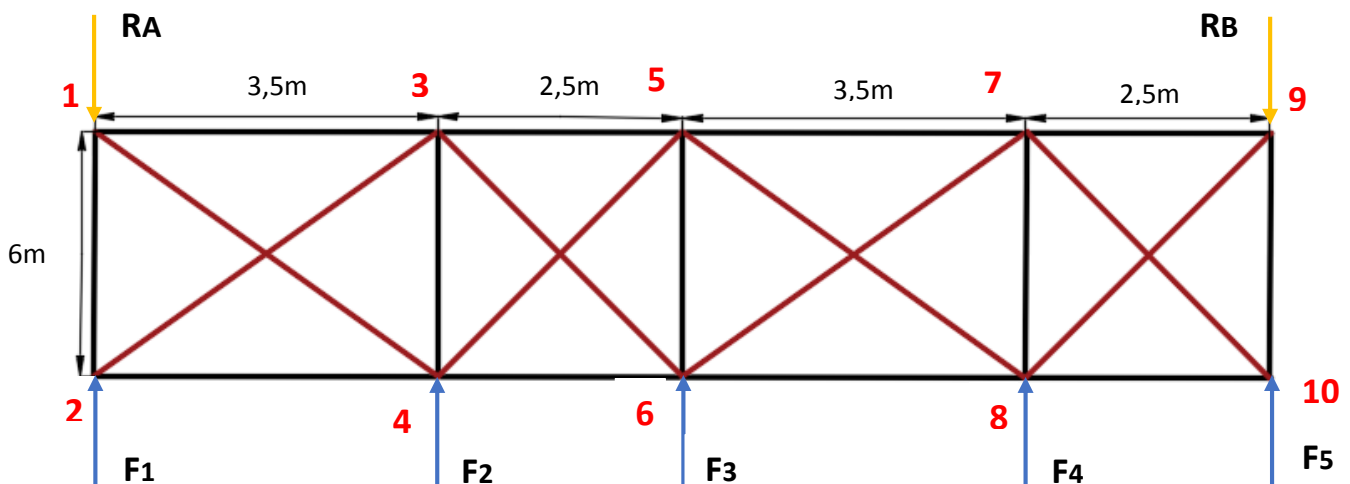


Fig.VIII.1 : Schématisation des efforts sur la demi-poutre au vent

VIII.2.1.Évaluation des efforts horizontaux

$$F_i = (V_e \times S_i) + \frac{F_{fr}}{n} \quad \text{Avec : } i = 1,2,\dots,5$$

V_e : Vent extrême suivant pignon $V_e = 1,854 \text{ kN/m}^2$.

F_{fr} : Force de frottement pour parois verticales.

S_i : La surface sous le vent

Calcul de la force de frottement

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{b} = 60/48 = 1,25 < 3 \\ \frac{d}{h} = 60/16,44 = 3,64 > 3 \end{array} \right.$$

L'une des conditions est vérifiée donc on va considérer les forces de frottements

F_{fr} : Force de frottement pour parois verticales.

Dans notre cas l'état de surface est très rugueux (ondulation, perpendiculaire au vent, nervure.....)

$$C_f = 0,04$$

• **Pour la toiture :**

$$S_{fr} = 60 \times \frac{48}{\cos 6,84} = 2909 \text{ m}^2$$

$$F_{fr} = Q_{dy} \times C_{fr} \times S_{fr} = 0,798 \times 0,04 \times 2909 = 93,21 \text{ KN}$$

• **Pour la paroi verticale :**

$$S_{fr} = 60 \times 15 \times 2 = 1800 \text{ m}^2$$

$$F_{fr} = Q_{dy} \times C_{fr} \times S_{fr} = 0,760 \times 0,04 \times 1800 = 54,72 \text{ KN}$$

Donc la force de frottement :

$$F_{fr} = 93,21 + 54,72 = 147,93 \text{ KN}$$

➤ **Les forces au niveau de la toiture sont données par :**

$$F_{fr} = 147,93 \text{ KN et } V_e = 1,854 \text{ kN/m}^2$$

Les résultats de F_i sont les suivant :

$$F_1 = (V \times S_1) + \frac{F_{fr}}{n} = (1,854 \times \frac{15}{2} \times 1,75) + \frac{147,93}{9} = 40,77 \text{ KN}$$

$$F_2 = (1,854 \times \frac{15,42}{2} \times 3) + \frac{147,93}{9} = 59,31 \text{ KN}$$

$$F_3 = (1,854 \times \frac{15,72}{2} \times 3) + \frac{147,93}{9} = 60,15 \text{ KN}$$

$$F_4 = (1,854 \times \frac{16,14}{2} \times 3) + \frac{147,93}{9} = 61,32 \text{ KN}$$

$$F_5 = (1,854 \times \frac{16,44}{2} \times 1,25) + \frac{147,93}{9} = 35,48 \text{ KN}$$

➤ Calcul des réactions

$$\sum \vec{F}_{ext} = 0$$

$$R_A = R_B = \frac{F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5}{2}$$

$$R_A = R_B = 128,51 \text{ KN}$$

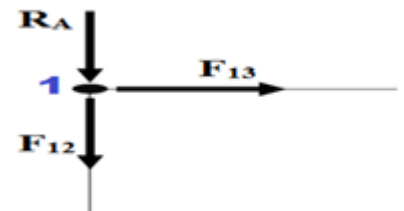
VIII.2.2. Effort de traction dans les diagonales

$$\tan \alpha = \frac{6}{3,5} = 1,71 \rightarrow \alpha = 59,68^\circ$$

$$\tan \beta = \frac{6}{2,5} = 2,4 \rightarrow \beta = 67,38^\circ$$

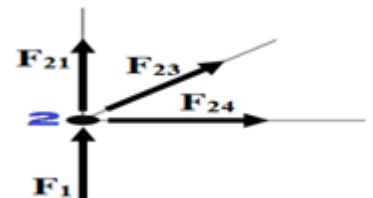
• Nœud 1 :

$$\begin{cases} Y \rightarrow -R_A - F_{12} = 0 & F_{12} = -128,51 \text{ KN} \\ X \rightarrow F_{13} = 0 \end{cases}$$



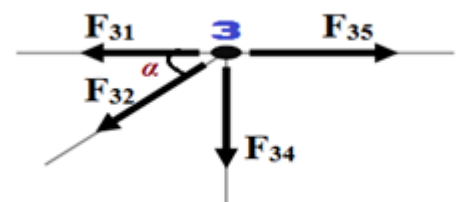
• Nœud 2 :

$$\begin{cases} Y \rightarrow F_1 + F_{21} + F_{23} \cdot \sin \alpha = 0 & F_{23} = -196,83 \text{ KN} \\ X \rightarrow F_{24} + F_{23} \cdot \cos \alpha = 0 & F_{24} = 98,41 \text{ KN} \end{cases}$$



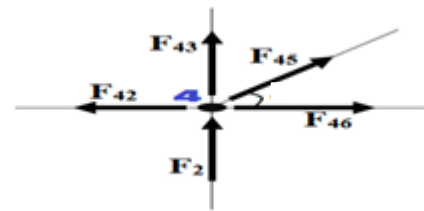
• Nœud 3 :

$$\begin{cases} Y \rightarrow -F_{34} - F_{32} \cdot \sin \alpha = 0 & F_{34} = -169,28 \text{ KN} \\ X \rightarrow F_{35} - F_{31} - F_{32} \cdot \cos \alpha = 0 & F_{35} = 98,41 \text{ KN} \end{cases}$$



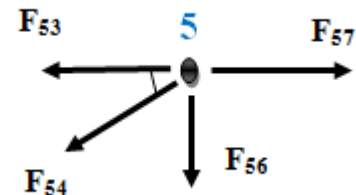
• **Nœud 4 :**

$$\begin{cases} Y \rightarrow F_2 + F_{43} + F_{45} \cdot \sin\beta = 0 & F_{45} = -277,81KN \\ X \rightarrow F_{46} - F_{42} + F_{45} \cdot \cos\beta = 0 & F_{46} = 29,33KN \end{cases}$$



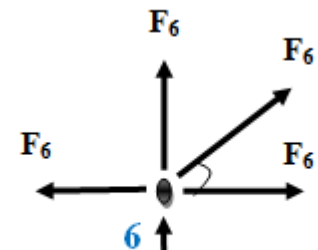
• **Nœud 5 :**

$$\begin{cases} Y \rightarrow -F_{56} - F_{54} \cdot \sin\beta = 0 & F_{56} = 255,38KN \\ X \rightarrow F_{57} - F_{53} - F_{54} \cdot \cos\beta = 0 & F_{57} = 29,33 KN \end{cases}$$



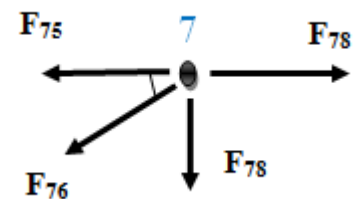
• **Nœud 6 :**

$$\begin{cases} Y \rightarrow F_3 + F_{65} + F_{67} \cdot \sin\alpha = 0 & F_{67} = 227,01KN \\ X \rightarrow F_{68} - F_{64} + F_{67} \cdot \cos\alpha = 0 & F_{68} = -142,83 KN \end{cases}$$



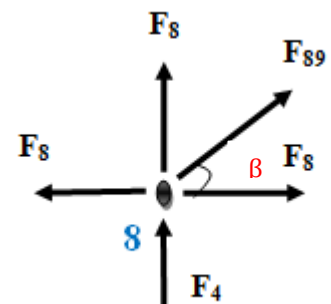
• **Nœud 7 :**

$$\begin{cases} Y \rightarrow -F_{74} - F_{76} \cdot \sin\alpha = 0 & F_{74} = -237,16 KN \\ X \rightarrow F_{78} - F_{75} - F_{76} \cdot \cos\alpha = 0 & F_{78} = 209,42 KN \end{cases}$$



• **Nœud 8 :**

$$\begin{cases} Y \rightarrow F_4 + F_{87} + F_{89} \cdot \sin\beta = 0 & F_{89} = -322,15 KN \\ X \rightarrow F_{810} - F_{86} + F_{89} \cdot \cos\beta = 0 & F_{810} = 86,17 KN \end{cases}$$



L'effort extrême dans les diagonales est de : $N_{sd} = 322,15 KN$

VIII.2.3. Dimensionnement des diagonales

➤ **Section des diagonales :**

On a : $A \geq \frac{N_{sd}}{f_y} = \frac{322,15}{0,275 \times 10^6} = 11,71 cm^2$; $A \geq 11,71 cm^2$

Donc on prend une cornière (**CAE90×9**) de section $A = 15,52 \text{ cm}^2$ avec des boulons ordinaires M 20, de classe 8.8 .

➤ **Vérification des diagonales à la traction :**

On doit vérifier que : $N_{sd} \leq N_{t,Rd}$

$$N_{t,Rd} = \min(N_{pl}; N_u; N_{net})$$

- $N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$
- $N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}}$
- $N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M0}}$

$$\gamma_{M0} = 1,1 ; \gamma_{M2} = 1,25 ; f_u = 430 \text{ N/mm}^2 ; f_y = 275 \text{ N/mm}^2 ; A = 15,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{net} = A - A_b = 13,4 \text{ cm}^2$$

$$N_{pl} = \frac{15,52 \times 275}{1,1} = 388 \text{ KN}$$

$$N_u = \frac{0,9 \times 1340 \times 430}{1,25} = 414,86 \text{ kN}$$

$$N_{net} = \frac{1340 \times 275}{1,1} = 335 \text{ kN}$$

$$N_{t,sd} = 322,15 \text{ KN} \leq N_{net,Rd} = 335 \text{ KN}$$

La Traction est vérifiée pour les diagonales

Donc la cornière (**CAE 90×9**) est vérifiée comme diagonale pour la poutre au vent.

VIII .3. Etude des palées de stabilités :

La palée de stabilité est un contreventement vertical destiné à reprendre les efforts horizontaux sollicitant l'ouvrage.

L'effort horizontal qui agit sur la structure est :

- ✓ La Réaction de la poutre au vent
- ✓ L'effort sismique.

✓ L'effort horizontal longitudinal du pont roulant. H_L .

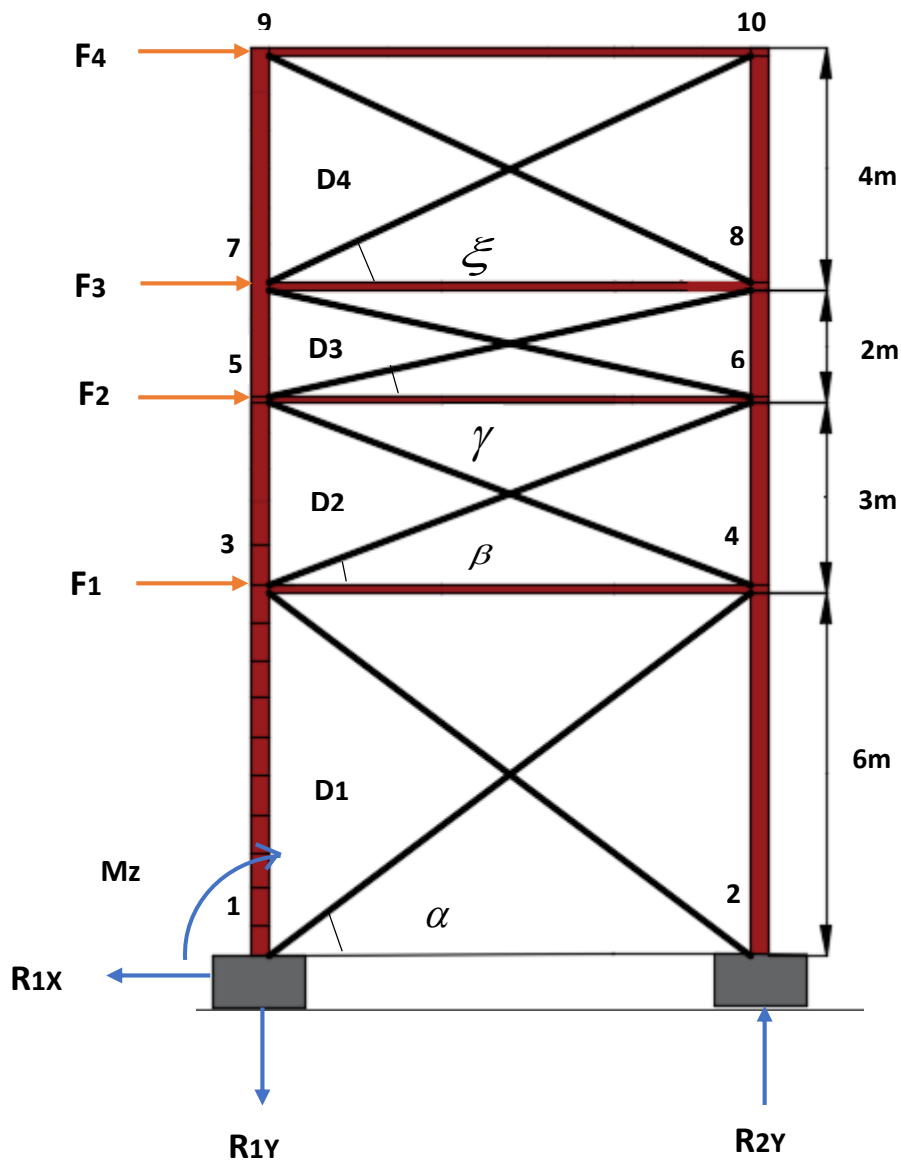


Fig.VIII.2 : Dimensions de la palée de stabilité

VIII .3.1. Calcul des angles des diagonales :

$$\tan \alpha = \frac{6}{6} = 1 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 45^{\circ}$$

$$\tan \beta = \frac{3}{6} = 0,5 \quad \Rightarrow \quad \beta = 26,56^{\circ}$$

$$\tan \gamma = \frac{2}{6} = 0,33 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 18,26^{\circ}$$

$$\tan \xi = \frac{4}{6} = 0,66 \quad \Rightarrow \quad \xi = 33,42^{\circ}$$

VIII.3.2. Longueur des diagonales :

$$D_1 = \sqrt{6^2 + 6^2} = 8,48m$$

$$D_2 = \sqrt{3^2 + 6^2} = 6,70m$$

$$D_3 = \sqrt{2^2 + 6^2} = 6,32m$$

$$D_4 = \sqrt{4^2 + 6^2} = 7,21m$$

$$F_1 = 1,25 \times E_{y1} = 1,25 \times 716,6 = \mathbf{895,75 \text{ kN}}$$

$$F_2 = 1,25 \times E_{y2} + H_{LI} = 1,25 \times 44,42 + 16,8 = \mathbf{72,32 \text{ kN}}$$

$$F_3 = 1,25 \times E_{y3} = 1,25 \times 454,75 = \mathbf{568,43 \text{ kN}}$$

$$F_4 = \text{Max} [R_B, 1,25 E_{y4}] = \text{Max} [239,29 ; 240,75] = \mathbf{240,75kN}$$

H_{LI} : L'effort horizontal longitudinal du pont roulant

E_{y1} : c'est la force sismique au niveau(1) ; au niveau du plancher 6m.

E_{y2} : c'est la force sismique au niveau(2) ; au niveau du pout roulant 9m

E_{y3} : c'est la force sismique au niveau(3) ; au niveau du plancher 11m.

E_{y4} : c'est la force sismique au niveau(4) ; au niveau de 15m

R_B : c'est la réaction de la poutre au vent.

Le cas le plus défavorable est $F_1 = 895,75 \text{ kN}$.

VIII.3.3. Calcul des réactions :

$$\begin{cases} \sum \frac{F}{x} = 0 & \Rightarrow & R_X = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 = 1477,25 \text{ kN}. \\ \sum \frac{M}{y} = 0 & \Rightarrow : 6F_1 + 9F_2 + 11F_3 + 15F_4 = 6R_{2Y} \Rightarrow R_{2Y} = \frac{6F_1 + 9F_2 + 11F_3 + 15F_4}{6} = 2548,22 \text{ kN}. \\ \sum F/y = 0 & \Rightarrow & R_{1Y} = -R_{2Y} = -2548,22 \text{ kN}. \end{cases}$$

1) Calcul des efforts intérieurs :

De la même façon que la poutre au vent, par la méthode des nœuds nous avons déterminés les efforts dans les éléments constituant la palée de stabilité :

Les diagonales les plus sollicité sont les suivantes :

Nœud 1 :

$$\begin{cases} /x: F_{14} \cos \alpha - R_x = 0 \Rightarrow F_{14} = 2080,61 \text{ kN} \\ /y: F_{13} - R_{1y} + F_{14} \sin \alpha = 0 \Rightarrow F_{13} = -870,97 \text{ kN} \end{cases}$$

Nœud 2 :

$$\begin{cases} /x: \\ /y: F_{24} + R_{2y} = 0 \Rightarrow F_{24} = -2548,22 \text{ kN} \end{cases}$$

Nœud 3 :

$$\begin{cases} /x: F_{34} + F_1 + F_{36} \cos \beta = 0 \Rightarrow F_{36} = 1006,46 \text{ kN} \\ /y: F_{35} - F_{31} + F_{36} \sin \beta = 0 \Rightarrow F_{35} = 1313,81 \text{ kN} \end{cases}$$

Nœud 4 :

$$\begin{cases} /x: F_{43} = -F_{41} \cos \alpha = 1777,24 \text{ kN} \\ /y: F_{46} = F_{41} \sin \alpha + F_{42} = 1536,53 \text{ kN} \end{cases}$$

Nœud 5:

$$\begin{cases} /x: F_{58} = \frac{-F_2 + F_{56}}{\cos \gamma} = 1147,63 \text{ kN} \\ /y: F_{68} = F_{64} - F_{63} \sin \gamma = -1093,68 \text{ kN} \end{cases}$$

Nœud 6:

$$\begin{cases} /x: F_{65} = F_{36} \cos \beta = 895,74 \text{ kN} \\ /y: F_{68} = F_{63} \sin \beta + F_{64} = -1192,16 \text{ kN} \end{cases}$$

Nœud 7:

$$\begin{cases} /x: F_{710} = \frac{-F_3 + F_{87}}{\cos \zeta} = 1023,73 \text{ kN} \\ /y: F_{79} = F_{75} - F_{710} \sin \zeta = 1391,37 \text{ kN} \end{cases}$$

Nœud 8:

$$\begin{cases} /x: F_{87} = F_{58} \cos \gamma = 913,82 \text{ kN} \\ /y: F_{810} = F_{85} \sin \gamma + F_{68} = -1206,24 \text{ kN} \end{cases}$$

La diagonale la plus sollicitée est **D₁** avec : $N_{sd} = 2080,61 \text{ kN}$

VIII.3.4. Vérification les diagonales à la traction :

a) Section des diagonales D_1 :

Dans le cas d'une stabilité en (X) on considère seulement les diagonales qui travaillent en traction avec un effort : N_{sd}

$$\text{On a : } A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{2080,61 \times 1,1}{275 \times 10^3} = 63,22 \text{ cm}^2$$

Donc pour La palée de stabilité en prendra des doubles UPN180 $A=66,04 \text{ cm}^2$

Il faut vérifier que :

$$N_{sd} \leq N_{t,Rd}$$

$$N_{sd} = 2080,61 \text{ kN}$$

$$\text{Avec : } N_{t,Rd} = \min[N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}; N_{net,Rd}]$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \text{ avec } \gamma_{M0} = 1,1$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{86,04 \times 10^{-4} \times 2,75 \times 10^5}{1,1} = 2151 \text{ KN.}$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 \cdot A_{net} \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

La diagonale est attachée par (8) boulons $\phi = 16 \text{ mm} \Rightarrow d_0 = 18 \text{ mm}$ de classe 8.8.

$$A_{net} = A - \pi R^2 = 86,04 - (3,14 \times 0,9^2) = 83,49 \text{ cm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 \times 83,49 \times \frac{43}{1,25} = 2584,85 \text{ kN}$$

$$N_{net,Rd} = A_{net} \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{net,Rd} = 83,49 \times 10^{-4} \times \frac{2,75 \times 10^5}{1,1} = 2087,25 \text{ KN}$$

$$N_{t,Rd} = \min[2151; 2584,85 ; 2087,25] \Rightarrow N_{t,Rd} = 2087,25 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 2080,61 \text{ KN} \leq N_{t,Rd} = 2087,25 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ OK}$$

Donc la double UPN180 (2UPN180) est vérifié à la traction.

VIII.4. La sablière :

Les sablières travaillent simultanément sous l’action de charges verticales provenant de la toiture et à la compression sous l’action de l’effort normal égale à la réaction de la poutre au vent.

Les sablières sont vérifiées à la flexion composée à cause :

- La compression du vent qui agit sur le pignon ou la force de séisme
- Flexion due à leurs poids propre.

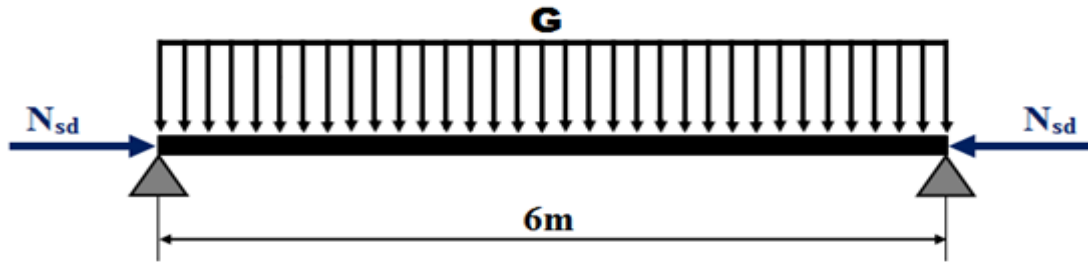


Fig.VIII.3 : Disposition de la sablière

le cas le plus défavorable est $F_1 = 895,75 \text{ KN}$.

$N_{sd} = F_1 = 895,75 \text{ KN}$.

On prend **HEA220** comme une sablière.

- Les caractéristiques sont :

Tab.VIII.1 : Caractéristiques et dimensions de l’HEA220.

h(mm)	b(mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r(mm)	d(mm)	p(Kg/m)
210	220	7	11	18	134	50,5
A(cm ²)	I _y (cm ⁴)	i _y (cm)	W _{pl,y} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	i _z (cm)	W _{pl,z} (cm ³)
84,3	5409,7	9,17	568,5	1954	5,51	270,6

VIII.4.1 Vérification d’élément comprimé et fléchi :

La formule utilisée pour la vérification au flambement est :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y \times M_{y,sd}}{W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z \times M_{z,sd}}{W_{pl,z} \times f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

- le poids propre de **HEA220** : G=50,5 Kg/m

- $M_{sd,y} = \frac{GL^2}{8} = \frac{0,51 \times 6^2}{8} = 2,29 \text{ KN.m}$
- $N_{sd} = 895,95 \text{ KN}$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) \text{ avec : } \chi_{y,z} = \frac{1}{\phi_y + (\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2)^{0.5}}$$

Facteur d'imperfection α :

$$\frac{h}{b} = \frac{210}{220} = 0,95 < 1,2 \quad t_f = 11 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

L'axe de flambement suivant : $\begin{cases} yy' \rightarrow \text{courbe } \mathbf{b} \Rightarrow \alpha = 0.34 \\ zz' \rightarrow \text{courbe } \mathbf{c} \Rightarrow \alpha = 0.49 \end{cases}$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times \beta_A^{0.5} \quad ; \quad \lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{9,17} = 65,43$$

$\lambda_1 = 93,9\varepsilon = 86,38$ avec $\varepsilon = 0,92$ et $\beta_A = 1$ (section de classe 1).

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{65,43}{86,38} \right) = 0,75 > 0,2$$

$$\phi_y = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right]$$

$$\phi_y = 0,5 \left[1 + 0,34(0,75 - 0,2) + (0,75)^2 \right] = 0,87$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + (\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2)^{0.5}} \quad \chi_y = 0,76$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) \times \beta_A^{0.5} \quad ; \quad \lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{600}{5,51} = 108,89$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{108,89}{86,38} \right) = 1,26 > 0,2$$

$$\phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right]$$

$$\phi_z = 0,5 \left[1 + 0,49(1,26 - 0,2) + (1,26)^2 \right] = 1,55$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + (\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2)^{0.5}} \quad \chi_z = 0,41$$

$$\chi_{\min} = \min(0,76; 0,41) = 0,41$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \quad \text{Avec : } \mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \times \beta_{M,y} - 4) + \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}}$$

$\beta_{M,y}$; (Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion).

$$\mu_y = 0,75 (2 \times 1,3 - 4) + 0,10 = -0,95 < 0,90 \quad ; \quad \beta_{M,y} = 1,3$$

$$k_y = 1 - \left[-0,95 \times \frac{895,75}{0,76 \times 84,3 \times 27,5} \right] = 1,48 < 1,5$$

$$\mu_y = -0,95 \text{ et } k_y = 1,48$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y \times M_{y,sd}}{W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z \times M_{z,sd}}{W_{pl,z} \times f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

AN :

$$\frac{895,75}{0,41 \times 84,3 \times 27,5 / 1,1} + \frac{1,48 \times 2,29}{568,5 \times 27,5 \times 10^{-2} / 1,1} < 1$$

$$0,93 + 0,02 + 0 = 0,95 \leq 1$$

La condition est vérifiée.

Donc : **HEA220** convient comme sablière

VIII.5. Conclusion :

Les éléments étudiés dans ce chapitre servent à stabiliser la structure dans le sens longitudinal contre les différentes actions extérieures, par contre dans l'autre sens la stabilité est assurée par le portique auto stable ordinaire qui fera l'objet d'étude pour le chapitre suivant .

Les calculs ont donné les résultats suivants :

- Pour la poutre au vent nous avons des cornières **CAE90 × 9**.
- Pour les palées de stabilité nous avons des **2UPN180**
- Sablière **HEA220**.

Etude des portiques

IX.1. Introduction

Le but de tout calcul de structures est de vérifier tous les éléments aux sollicitations afin d'assurer la stabilité globale de l'ossature ; la stabilité transversale est assurée par le portique.

L'étude des portiques nécessite au préalable l'évaluation de toutes les charges (permanentes, d'exploitations et climatiques) qui les sollicitent. Son calcul est fait sous les combinaisons d'actions les plus défavorables auxquelles ils pourraient être soumis durant toute la période d'exploitation de l'ouvrage.

Les sollicitations obtenues servent à la vérification des éléments (poteaux, poutres) elles servent également au calcul des assemblages, ainsi qu'à celui de l'infrastructure

Les moments fléchissant Max, les efforts normaux max, les caractéristiques de poteau sont calculés à l'aide du ROBOT Structural Analyses.

Tab.IX.1 : Tableau des chargements

Cas	Type de charge	Liste						
1:G	poids propre	1A16 18A32	Structure enti	-Z	Coef=1,00	MEMO:		
1:G	charge uniforme	4A7	PX=0,0	PZ=-11,26	global	non projetés	absolues	
1:G	charge uniforme	14 15 18 19	PX=0,0	PZ=-36,20	global	non projetés	absolues	
1:G	charge uniforme	16 22 25 30	PX=0,0	PZ=-45,40	global	non projetés	absolues	
1:G	charge uniforme	20 21 23 24	PX=0,0	PZ=-36,20	global	non projetés	absolues	
1:G	force nodale	34A37	FX=0,0	FZ=-50,14	CY=0,0	BE=0,0	MEMO:	
1:G	force nodale	2 10A18P2 2	FX=0,0	FZ=-3,00	CY=0,0	BE=0,0	MEMO:	
2:QEXP	charge uniforme	15 18 19	PX=0,0	PZ=-48,00	global	non projetés	absolues	
2:QEXP	charge uniforme	14 16 30A32	PX=0,0	PZ=-48,00	global	non projetés	absolues	
2:QEXP	charge uniforme	20 21 23 24	PX=0,0	PZ=-24,00	global	non projetés	absolues	
2:QEXP	charge uniforme	22 25	PX=0,0	PZ=-24,00	global	non projetés	absolues	
3:WX	charge uniforme	2	PX=7,32	PZ=0,0	global	non projetés	absolues	
3:WX	charge uniforme	1	PX=-7,32	PZ=0,0	global	non projetés	absolues	
3:WX	charge uniforme	4A7	PX=0,0	PZ=11,10	global	non projetés	absolues	
5:S	charge uniforme	4A7	PX=0,0	PZ=-0,70	global	non projetés	absolues	
6:QP1	force nodale	36 37	FX=0,0	FZ=-126,00	CY=0,0	BE=0,0	MEMO:	
6:QP1	force nodale	34 35	FX=0,0	FZ=-39,00	CY=0,0	BE=0,0	MEMO:	
6:QP1	force nodale	36 37	FX=24,06	FZ=0,0	CY=0,0	BE=0,0	MEMO:	
6:QP1	force nodale	31 35	FX=8,29	FZ=0,0	CY=0,0	BE=0,0	MEMO:	
7:QP2	force nodale	35	FX=24,06	FZ=-126,00	CY=0,0	BE=0,0	MEMO:	
7:QP2	force nodale		FX=0,0	FZ=0,0	CY=0,0	BE=0,0	MEMO:	
7:QP2	force nodale	37	FX=8,29	FZ=-39,00	CY=0,0	BE=0,0	MEMO:	
7:QP2	force nodale	36	FX=24,06	FZ=-126,00	CY=0,0	BE=0,0	MEMO:	
7:QP2	force nodale	34	FX=8,29	FZ=-39,00	CY=0,0	BE=0,0	MEMO:	
8:EX	force nodale	26	FX=259,60	FZ=0,0	CY=0,0	BE=0,0	MEMO:	
8:EX	force nodale	38	FX=25,24	FZ=0,0	CY=0,0	BE=0,0	MEMO:	
8:EX	force nodale	28	FX=177,60	FZ=0,0	CY=0,0	BE=0,0	MEMO:	
8:EX	force nodale	2	FX=48,87	FZ=0,0	CY=0,0	BE=0,0	MEMO:	

Tab.IX.2 : combinaisons des charges

Combinaison	Nom
9 (C)	1.35G+1.5Q
10 (C)	1.35G+1.5QP1
11 (C)	1.35G+1.5QP2
14 (C)	1.35G+1.5WX
15 (C)	1.35G+1.35(WX+QP1)
16 (C)	1.35G+1.35(WX+QP2)
19 (C)	1.35G+1.5S
20 (C)	1.35G+1.35(WX+QEXP)
21 (C)	1.35G+1.35(S+QEXP)
22 (C)	1.35G+1.35(S+QP1)
23 (C)	1.35G+1.35(S+QP2)
26 (C)	G+QEXP+1.2EX
27 (C)	G+QP1+1.2EX
28 (C)	G+QP2+1.2EX
30 (C)	G+QEXP+EX
31 (C)	G+QP1+EX
32 (C)	G+QP2+EX
35 (C)	G+WX+EX
36 (C)	0.8G+EX
37 (C)	0.8G-EX
38 (C)	G+QEXP
39 (C)	G+QP1
40 (C)	G+QP2
43 (C)	G+WX

IX.2.Calcul du Portique :

Le calcul est effectué par le logiciel **Robot structural analyse 2014** les notes de calcul sont données par famille, à l'élément le plus sollicité.

Le portique le plus sollicité est celui de file D.

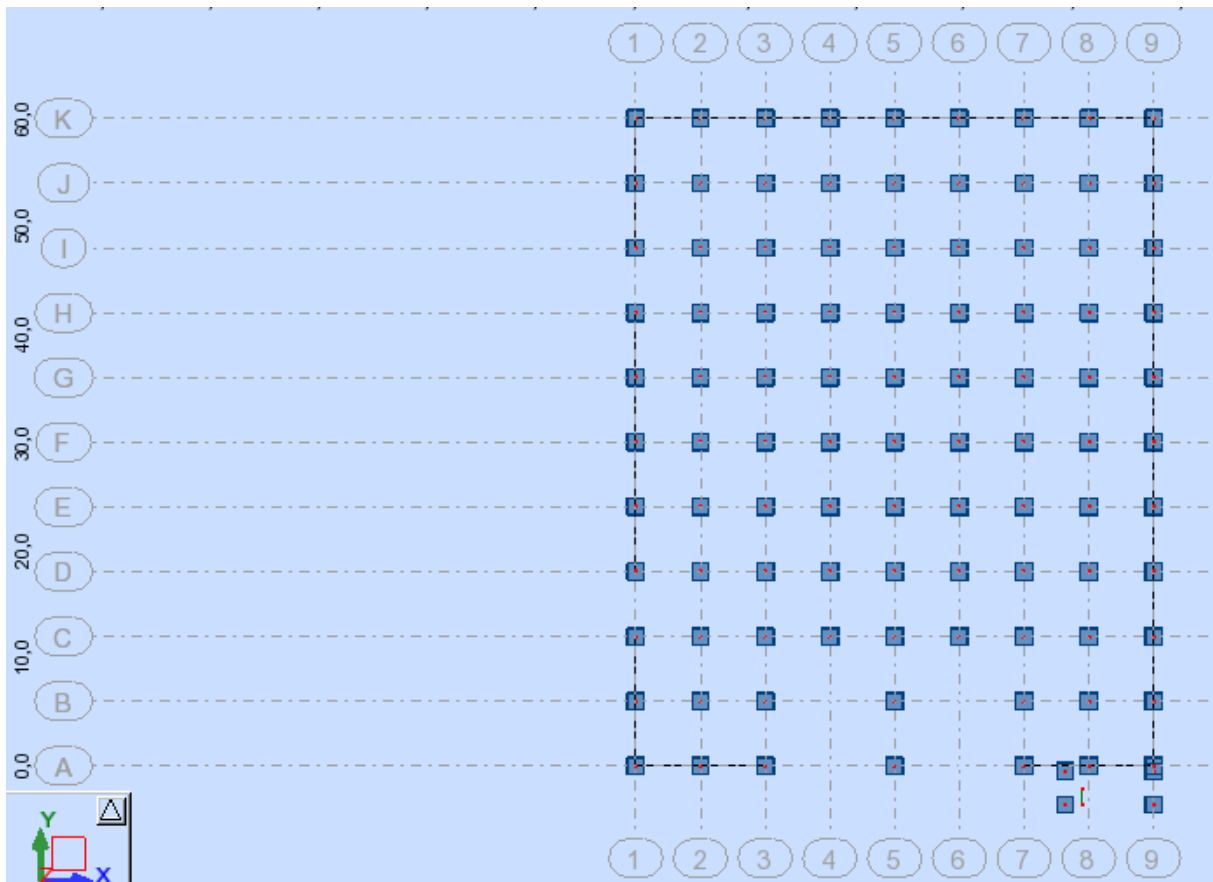


Fig.IX-1 : Vue d'implantation de la structure

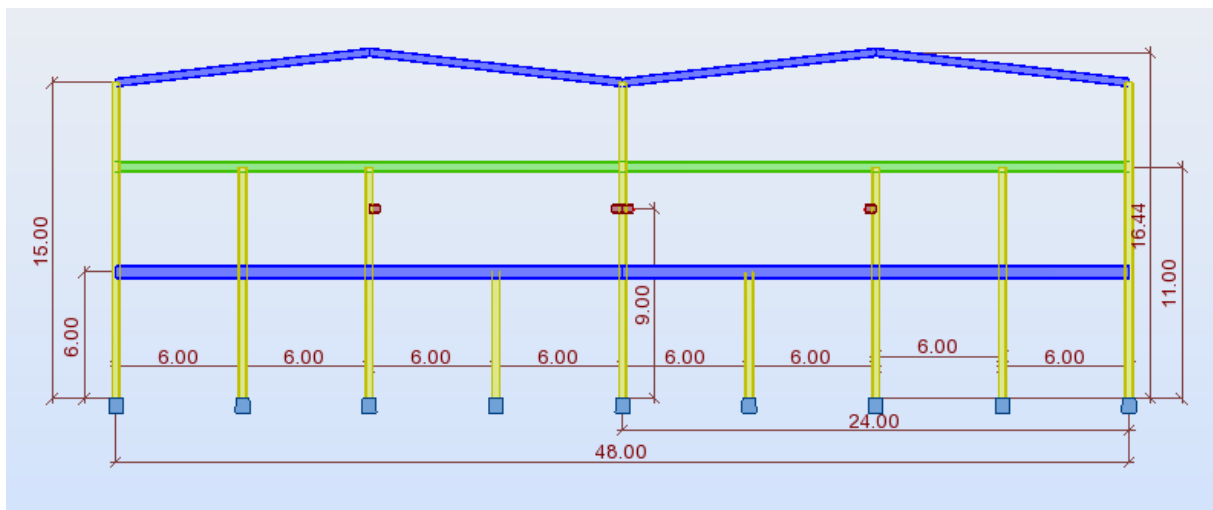


Fig.IX-2 : Vue de portique file D

Tab.IX.3 : Symbole des charge

Charges permanentes	G
Charges d'exploitations	QEXP
Charges climatiques :	
Vent	WX
neige	S
Charge sismique	EX
Charge de pont roulant	
Cas 1	QP1
Cas 2	QP2

IX.3. Bilan des charges :

a) Charges permanentes :

- ✓ Toiture (TL75) : $G_1 = 0,14 \times 6 = 0,84 \text{ kN/m}$
- ✓ Les panne (IPE160) $G_2 = 10,42 \text{ KN}$
- ✓ PDR + Rail + poids du pont : $G_3 = (1,68 \times 6) + 40 = 40,14 \text{ kN}$
- ✓ Sablière (HEA220) $G_4 = 3,02 \text{ KN}$
- ✓ Dalle en béton (épaisseur 11cm) : $G_4 = 36,20 \text{ KN}$

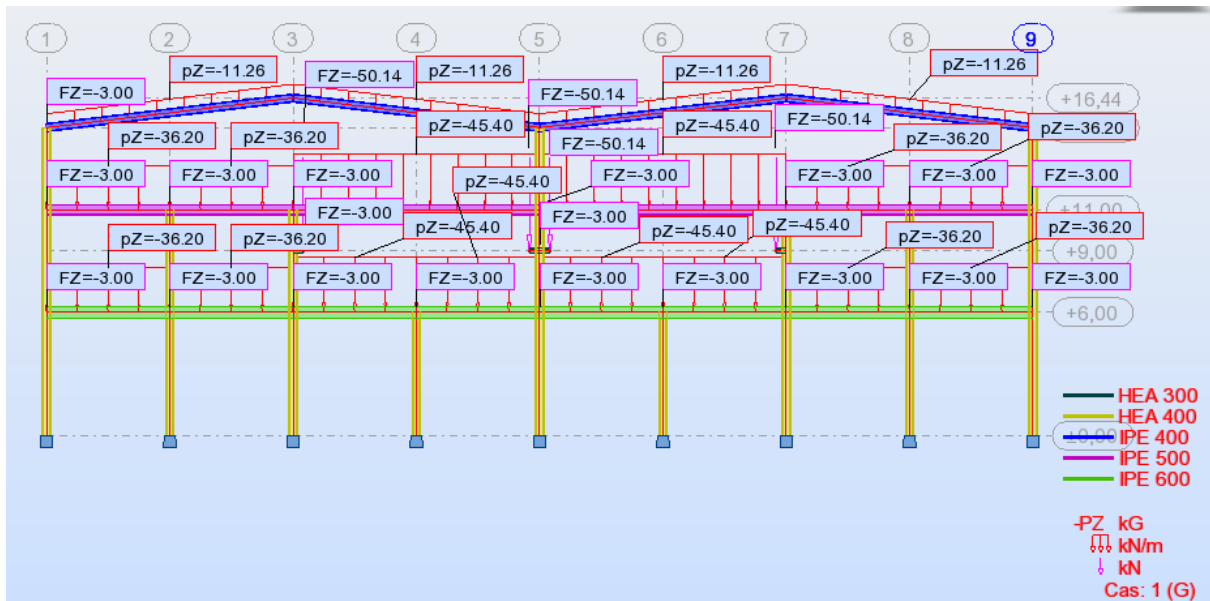


Fig.IX-3 : Distribution des charges permanentes sur le portique file D

b) Charges d'exploitation :

- ✓ Charges d'exploitation (niveau 6m) : $Q_1 = 8 \times 6 = 48 \text{ kN/m}$
- ✓ Charges d'exploitation (niveau 11m) : $Q_2 = 4 \times 6 = 24 \text{ kN/m}$
- ✓ Réaction du pont roulant :

$R_{1\max} = 126 \text{ kN}$

$R_{1\min} = 24,06 \text{ kN}$

$R_{3\max} = 39 \text{ kN}$

$R_{3\min} = 8,29 \text{ kN}$

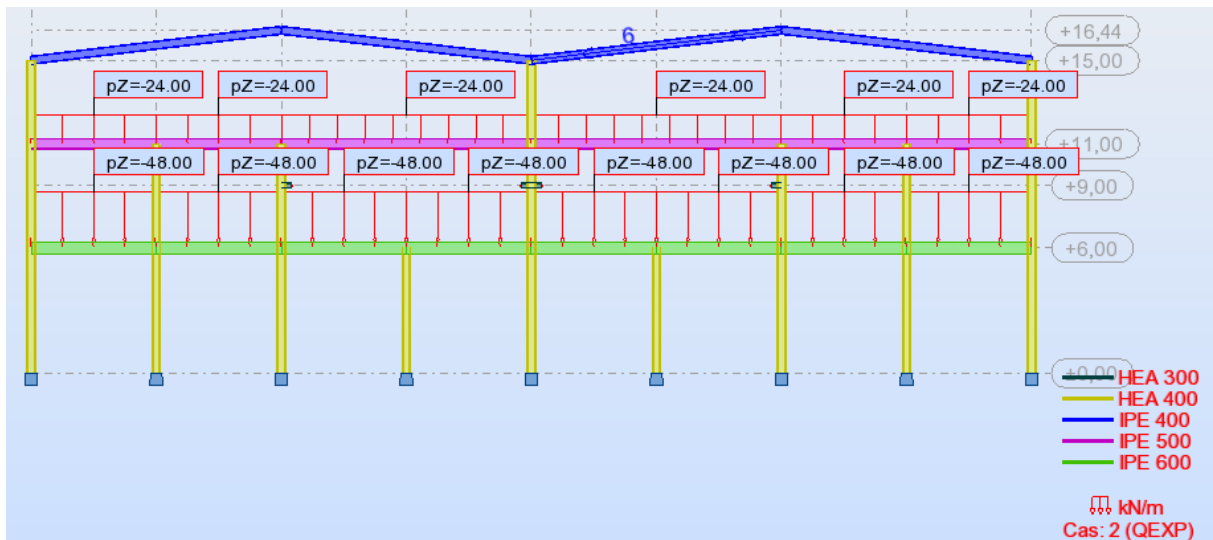


Fig.IX-4 : Distribution des charges d'exploitation sur le portique file D

❖ **Charge de pont roulant :**

- ✓ **Cas 1 (les deux ponts roulants sont ripé sur l'axe 5)**

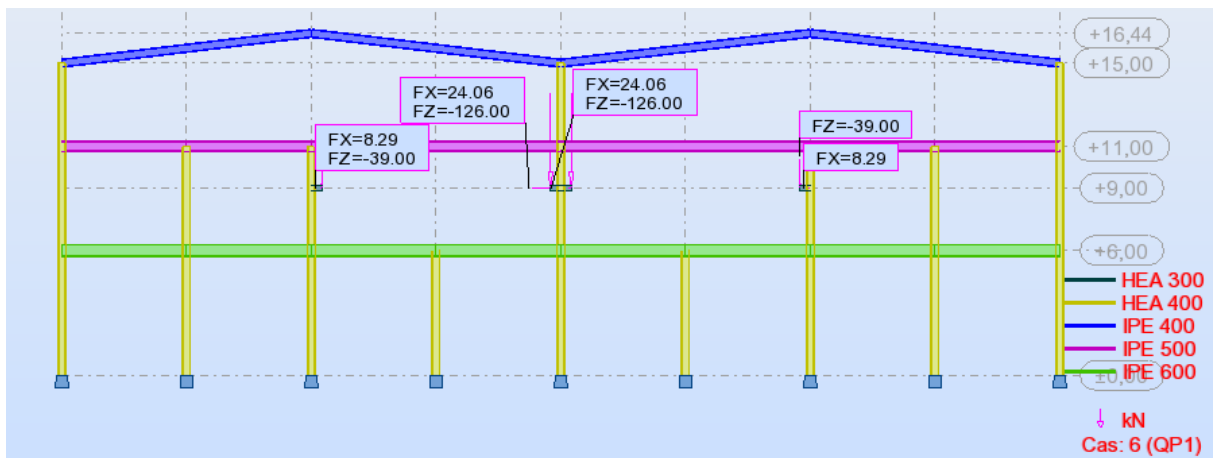


Fig.IX-5 : Distribution des charges du pont roulant sur le portique file D

✓ Cas 2 : (le premier pont est sur l'axe 5 et l'autre sur l'axe 3)

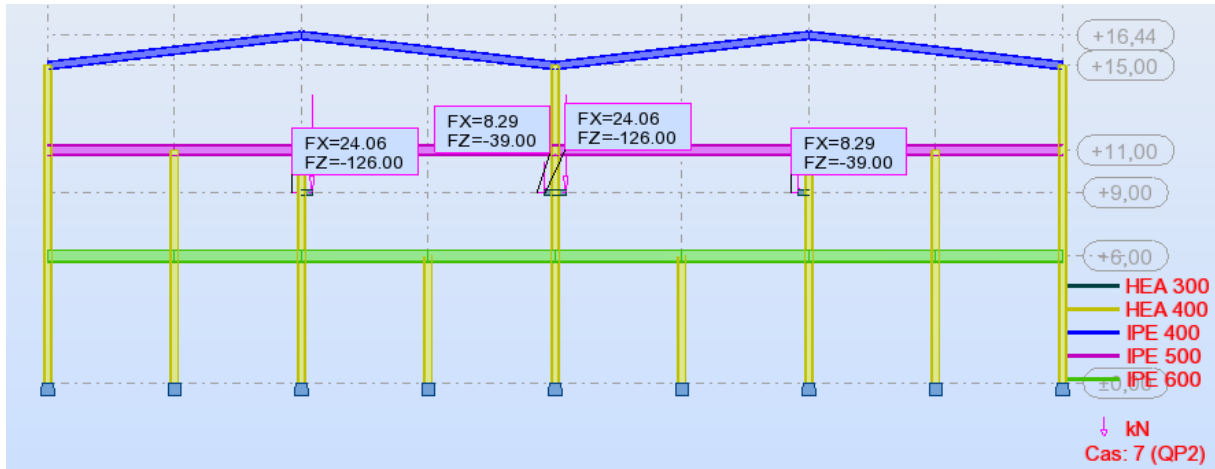


Fig.IX-6 : Distribution des charges du pont roulant sur le portique file D

c) Charge sismique :

- ✓ $E_{X1} = 259,60$ KN
- ✓ $E_{X2} = 25,24$ KN
- ✓ $E_{X3} = 117,60$ KN
- ✓ $E_{X4} = 48,87$ KN

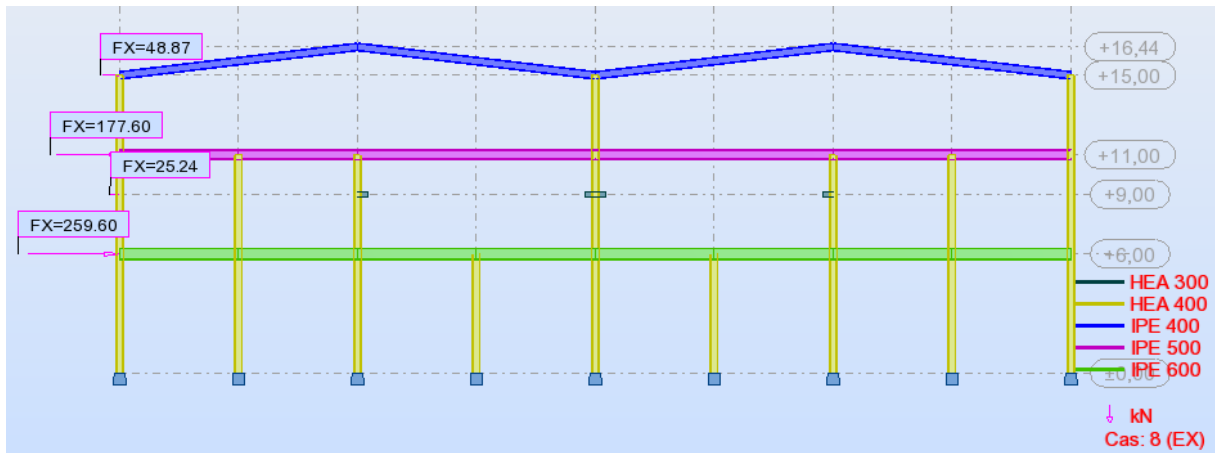


Fig.IX-7- Distribution des charges sismiques sur le portique de file D

➤ Numéro de Barres de portique

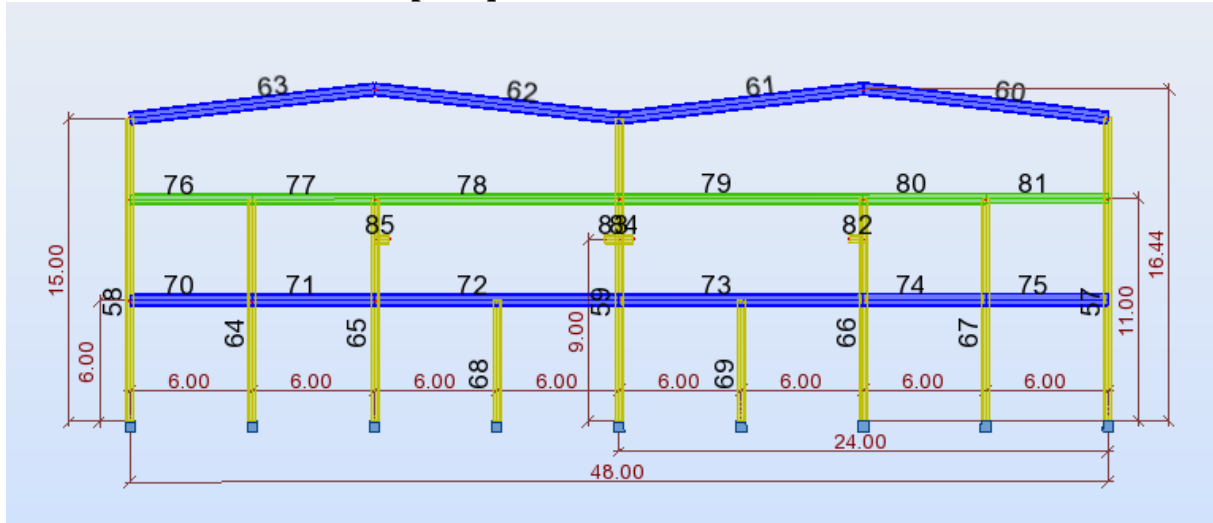


Fig. -IX-8- Numéros de barres de portique de la file D

Les dimensions des barres de portique de file D :

Tab.IX.4 : Tableau des barres

Barres	Nœud 1	Nœud 2	section	matériau	Longueur (m)	Gamma (Deg)	Type de barre
57	88	89	HEA400	Acier E28	15	0,0	Poteau Portique
58	90	91	HEA400	Acier E28	15	0,0	Poteau Portique
59	92	93	HEA400	Acier E28	15	0,0	Poteau Portique
60	89	94	IPE600	Acier E28	12,09	0,0	Travers
61	94	93	IPE600	Acier E28	12,09	0,0	Travers
62	93	95	IPE600	Acier E28	12,09	0,0	Travers
63	95	91	IPE600	Acier E28	12,09	0,0	Travers
64	96	97	HEA400	Acier E28	11	0,0	Poteau Plancher
65	98	99	HEA400	Acier E28	11	0,0	Poteau Plancher
66	100	101	HEA400	Acier E28	6	0,0	Poteau Plancher
67	102	103	HEA400	Acier E28	6	0,0	Poteau Plancher
68	104	105	HEA400	Acier E28	11	0,0	Poteau Plancher
69	106	105	HEA400	Acier E28	11	0,0	Poteau Plancher

70	107	108	IPE600	Acier E28	6	0,0	Poutre Maîtresse
71	109	108	IPE600	Acier E28	6	0,0	Poutre Maîtresse
72	116	117	IPE600	Acier E28	12	0,0	Poutre Maîtresse
73	118	117	IPE600	Acier E28	12	0,0	Poutre Maîtresse
74	120	121	IPE600	Acier E28	6	0,0	Poutre Maîtresse
75	117	122	IPE600	Acier E28	6	0,0	Poutre Maîtresse
76	122	121	IPE600	Acier E28	6	0,0	Poutre Maîtresse
77	121	123	IPE600	Acier E28	6	0,0	Poutre Maîtresse
78	122	121	IPE600	Acier E28	12	0,0	Poutre Maîtresse
79	123	124	IPE600	Acier E28	12	0,0	Poutre Maîtresse
80	123	119	IPE600	Acier E28	6	0,0	Poutre Maîtresse
81	124	125	HEA400	Acier E28	6	0,0	Console
82	126	127	HEA400	Acier E28	0,70	0,0	Console
83	128	129	HEA400	Acier E28	0,70	0,0	Console
84	130	131	HEA400	Acier E28	0,70	0,0	Console
85	131	132	IPE600	Acier E28	0,70	0,0	Poutre Maîtresse

➤ **Nœuds :**

Tab.IX.5 : Positions des Nœuds

Nœuds	X (m)	Z(m)	Appui
90	0,0	0,0	Encastrement
91	0,0	15	Encastrement
88	48	0,0	Encastrement
89	48	15	Encastrement

92	24	0,0	Encastrement
93	24	15	Encastrement
95	12	16,44	Encastrement
94	36	16,44	Encastrement
102	42	0,0	Encastrement
103	42	11	Encastrement
100	36	0,0	Encastrement
101	36	11	Encastrement
110	30	0,0	Encastrement
111	30	6	Encastrement
112	18	0,0	Encastrement
113	18	6	Encastrement
98	12	0,0	Encastrement
114	12	11	Encastrement
96	6	0,0	Encastrement
97	6	11	Encastrement
106	48	6	Encastrement
116	42	6	Encastrement
115	36	6	Encastrement
105	24	6	Encastrement
117	12	6	Encastrement
104	0,0	6	Encastrement
118	6	6	Encastrement

107	0,0	11	Encastrement
108	24	11	Encastrement
109	48	11	Encastrement
120	36	9	Encastrement
123	12	9	Encastrement
125	24	9	Encastrement
124	35,70	9	Encastrement
126	12,70	9	Encastrement
127	24,70	9	Encastrement
128	23,70	9	Encastrement
129	0,0	9	Encastrement

➤ **Réactions Extrêmes globaux :**

Tab.IX.6 : Réactions des charges

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	2128 ,16	569 ,02	604,87	31,01	73,84	16,83
Nœud	90	88	90	92	102	92
Cas	26(C)	9(C)	38(C)	26(C)	38(C)	26(C)
MIN	-465,58	-66,42	-413,88	-32,53	-85,74	-17.54
Nœud	109	98	92	102	116	124
Cas	26(C)	38(C)	26(C)	26(C)	38(C)	26(C)

➤ **Déplacements Extrêmes globaux :**

Tab.IX.7 : Déplacements des nœuds

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [rad]	RY [rad]	RZ [rad]
MAX	4,3	1,2	2,7	0,003	0,007	0,002
Nœud	93	124	90	88	105	93
Cas	26(C)	38(C)	27(C)	26(C)	30(C)	26(C)
MIN	-8,2	-2,1	-3,7	-0,006	-0,008	0,002
Nœud	107	99	92	102	118	134
Cas	26(C)	27(C)	30(C)	27(C)	27(C)	26(C)

➤ **Efforts Extrêmes globaux :**

Tab.IX.8 : Valeurs des efforts

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	2293,74	786 ,52	544,77	2,01	1216,89	32,53
barre	57	58	59	102	58	96
Nœud	98	92	117	123	91	93
Cas	-465,58	30(C)	38(C)	27(C)	38(C)	26(C)
MIN	-303,32	-34,03	-654,64	-2,01	-1413,97	-31,01
barre	85	86	85	64	67	85
Nœud	112	104	98	114	103	92
Cas	26(C)	30(C)	26(C)	26(C)	30(C)	27(C)

IX.4. Verification de poteau de portique:

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 57 Poteau Portique
15.00 m

POINT: 90

COORDONNEE: $x = 1.00 L =$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 19 1.35G+1.5S 1*1.35+5*1.50

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 275000.00$ kPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 400

$h=39.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=30.0$ cm	$A_y=126.20$ cm ²	$A_z=57.33$ cm ²	$A_x=158.98$ cm ²
$t_w=1.1$ cm	$I_y=45069.40$ cm ⁴	$I_z=8563.83$ cm ⁴	$I_x=189.76$ cm ⁴
$t_f=1.9$ cm	$W_{ply}=2561.80$ cm ³	$W_{plz}=872.86$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 215.08$ kN	$M_{y,Ed} = -604.87$ kN*m	
$N_{c,Rd} = 4371.95$ kN	$M_{y,Ed,max} = -604.87$ kN*m	
$N_{b,Rd} = 3597.58$ kN	$M_{y,c,Rd} = 704.50$ kN*m	$V_{z,Ed} = -245.13$ kN
	$M_{N,y,Rd} = 704.50$ kN*m	$V_{z,c,Rd} = 910.24$ kN
		Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 15.00$ m	$\lambda_{m,y} = 0.19$
$L_{cr,y} = 2.80$ m	$\chi_y = 1.00$
$\lambda_{my} = 16.63$	$\phi_{yy} = 0.76$



en z:

$L_z = 15.00$ m	$\lambda_{m,z} = 0.63$
$L_{cr,z} = 4.00$ m	$\chi_z = 0.82$
$\lambda_{mz} = 54.50$	$\phi_{zz} = 0.39$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.05 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.86 < 1.00$ (6.2.5.(1))
 $V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.27 < 1.00$ (6.2.6.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{m,y} = 16.63 < \lambda_{m,max} = 210.00$ $\lambda_{m,z} = 54.50 < \lambda_{m,max} = 210.00$ STABLE
 $N_{,Ed}/(\chi_y * N_{,Rk}/gM1) + \phi_{yy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) = 0.70 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{,Ed}/(\chi_z * N_{,Rk}/gM1) + \phi_{zz} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) = 0.40 < 1.00$ (6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches Non analysé



Déplacements

$v_x = 10.5$ mm < $v_x max = L/150.00 = 100.0$ mm

Vérifié

Cas de charge décisif: 26 G+QEXP+1.2EX (1+2)*1.00+8*1.20
 $v_y = 0.2 \text{ mm} < v_{y \text{ max}} = L/150.00 = 100.0 \text{ mm}$ Vérifié
Cas de charge décisif: 26 G+QEXP+1.2EX (1+2)*1.00+8*1.20

Profil correct !!!

IX.5. Verification de poteau de plancher (niveau 6m) :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.
TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: Poteau plancher1
 6.00 m

POINT: 104

COORDONNEE: x = 1.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 26 G+QEXP+1.2EX (1+2)*1.00+8*1.20

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 275000.00 \text{ kPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 280

h=27.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=28.0 cm	Ay=81.58 cm ²	Az=31.74 cm ²	Ax=97.26 cm ²
tw=0.8 cm	Iy=13673.30 cm ⁴	Iz=4762.64 cm ⁴	Ix=62.37 cm ⁴
tf=1.3 cm	Wply=1112.22 cm ³	Wplz=518.13 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 618.24 kN	My,Ed = 227.43 kN*m	
Nc,Rd = 2674.65 kN	My,Ed,max = 227.43 kN*m	
Nb,Rd = 1952.59 kN	My,c,Rd = 305.86 kN*m	Vz,Ed = 75.66 kN
	MN,y,Rd = 268.99 kN*m	Vz,c,Rd = 503.94 kN
		Classe de la section = 2



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:		en z:
Ly = 1.00 m	Lam_y = 0.05	Lz = 6.00 m
Lcr,y = 0.50 m	Xy = 1.00	Lcr,z = 4.20 m
Lamy = 4.22	kyy = 0.56	Lamz = 60.02
		Lam_z = 0.69
		Xz = 0.73
		kzy = 0.28

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N,Ed/Nc,Rd = 0.23 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $My,Ed/My,c,Rd = 0.74 < 1.00$ (6.2.5.(1))
 $My,Ed/MN,y,Rd = 0.85 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.15 < 1.00$ (6.2.6.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{y} = 4.22 < \lambda_{y,max} = 210.00$ $\lambda_{z} = 60.02 < \lambda_{z,max} = 210.00$ STABLE
 $N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) = 0.65 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) = 0.53 < 1.00$ (6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches Non analysé



Déplacements

$$v_x = 1.7 \text{ mm} < v_{x \text{ max}} = L/150.00 = 40.0 \text{ mm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: $G+QP2 (1+7)*1.00$

$$v_y = 0.2 \text{ mm} < v_{y \text{ max}} = L/150.00 = 40.0 \text{ mm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: $G+QEXP (1+2)*1.00$

Profil correct !!!

IX.6. Verification de poteau de plancher (niveau11m) :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: poteau plancher 2

POINT: 103

COORDONNEE: $x = 0.55 L =$

6.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: $26 G+QEXP+1.2EX (1+2)*1.00+8*1.20$

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 275000.00 \text{ kPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 340

$$h=33.0 \text{ cm}$$

$$gM0=1.00$$

$$gM1=1.00$$

$$b=30.0 \text{ cm}$$

$$A_y=110.39 \text{ cm}^2$$

$$A_z=44.95 \text{ cm}^2$$

$$A_x=133.47 \text{ cm}^2$$

$$t_w=0.9 \text{ cm}$$

$$I_y=27693.10 \text{ cm}^4$$

$$I_z=7436.00 \text{ cm}^4$$

$$I_x=127.71 \text{ cm}^4$$

$$t_f=1.7 \text{ cm}$$

$$W_{ply}=1850.48 \text{ cm}^3$$

$$W_{plz}=755.95 \text{ cm}^3$$

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$$N_{,Ed} = 686.92 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = -221.60 \text{ kN*m}$$

$$N_{c,Rd} = 3670.43 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed,max} = 352.39 \text{ kN*m}$$

$$N_{b,Rd} = 2495.83 \text{ kN}$$

$$M_{y,c,Rd} = 508.88 \text{ kN*m}$$

$$V_{z,Ed} = 119.83 \text{ kN}$$

$$M_{N,y,Rd} = 474.98 \text{ kN*m}$$

$$V_{z,c,Rd} = 713.64 \text{ kN}$$

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$$L_y = 11.00 \text{ m}$$

$$\lambda_{m,y} = 0.28$$

$$L_{cr,y} = 3.50 \text{ m}$$

$$\chi_y = 0.97$$

$$\lambda_{m,y} = 24.30$$

$$\chi_{yy} = 0.90$$



en z:

$$L_z = 11.00 \text{ m}$$

$$\lambda_{m,z} = 0.77$$

$$L_{cr,z} = 5.00 \text{ m}$$

$$\chi_z = 0.68$$

$$\lambda_{m,z} = 66.99$$

$$\chi_{zy} = 0.47$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.19 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.44 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.47 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.17 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 24.30 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 66.99 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_{y} \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.81 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_{z} \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.60 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches Non analysé



Déplacements

$$v_x = 3.5 \text{ mm} < v_{x,max} = L/150.00 = 73.3 \text{ mm}$$

Vérfié

Cas de charge décisif: G+QP2 (1+7)*1.00

$$v_y = 0.1 \text{ mm} < v_{y,max} = L/150.00 = 73.3 \text{ mm}$$

Vérfié

Cas de charge décisif: G+QEXP (1+2)*1.00

Profil correct !!!

IX.7. Vérification de la Travers :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: Travers
12.09 m

POINT: 94

COORDONNEE: $x = 1.00 L =$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 19 1.35G+1.5S 1*1.35+5*1.50

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 275000.00 \text{ kPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 600

$$h = 60.0 \text{ cm}$$

$$g_{M0} = 1.00$$

$$g_{M1} = 1.00$$

$$b = 22.0 \text{ cm}$$

$$A_y = 94.30 \text{ cm}^2$$

$$A_z = 83.78 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 155.98 \text{ cm}^2$$

$$t_w = 1.2 \text{ cm}$$

$$I_y = 92083.50 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 3387.34 \text{ cm}^4$$

$$I_x = 166.12 \text{ cm}^4$$

$$t_f = 1.9 \text{ cm}$$

$$W_{ply} = 3512.40 \text{ cm}^3$$

$$W_{plz} = 485.65 \text{ cm}^3$$

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$$N_{Ed} = 276.33 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = -717.87 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N_{c,Rd} = 4289.45 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed,max} = -717.87 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N_{b,Rd} = 4289.45 \text{ kN}$$

$$M_{y,c,Rd} = 965.91 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{z,Ed} = -189.16 \text{ kN}$$

$$M_{N,y,Rd} = 965.91 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{z,c,Rd} = 1330.19 \text{ kN}$$

$$M_{b,Rd} = 877.64 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$$z = 1.00$$

$$M_{cr} = 1808.55 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Courbe,LT -

$$X_{LT} = 0.77$$

$$L_{cr,low} = 6.00 \text{ m}$$

$$\lambda_{m,LT} = 0.73$$

$$f_{i,LT} = 0.86$$

$$X_{LT,mod} = 0.91$$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$$k_{yy} = 1.00$$



en z:

$$k_{zy} = 1.00$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.74 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.14 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.82 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y * N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} * M_{y,Ed,max}/(X_{LT} * M_{y,Rk}/g_{M1}) = 0.88 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z * N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} * M_{y,Ed,max}/(X_{LT} * M_{y,Rk}/g_{M1}) = 0.88 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches

$$u_y = 0.0 \text{ mm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 60.4 \text{ mm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: G+S (1+5)*1.00

$$u_z = 6.1 \text{ mm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 60.4 \text{ mm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: G+S (1+5)*1.00



Déplacements Non analysé

Profil correct !!!

IX.8.Vérification de la poutre maitresse (niveau 6m) :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: Poutre maitresse 1

POINT: 117

COORDONNEE: x = 1.00 L = 6.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 1.35G+1.5QEXP 1*1.35+2*1.50

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 275000.00 \text{ kPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 600

$$h=60.0 \text{ cm}$$

$$g_{M0}=1.00$$

$$g_{M1}=1.00$$

$$b=22.0 \text{ cm}$$

$$A_y=94.30 \text{ cm}^2$$

$$A_z=83.78 \text{ cm}^2$$

$$A_x=155.98 \text{ cm}^2$$

$$t_w=1.2 \text{ cm}$$

$$I_y=92083.50 \text{ cm}^4$$

$$I_z=3387.34 \text{ cm}^4$$

$$I_x=166.12 \text{ cm}^4$$

$$t_f=1.9 \text{ cm}$$

$$W_{ply}=3512.40 \text{ cm}^3$$

$$W_{plz}=485.65 \text{ cm}^3$$

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$$N_{Ed} = -114.12 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = -451.33 \text{ kN*m}$$

$$N_{t,Rd} = 4289.45 \text{ kN}$$

$$M_{y,pl,Rd} = 965.91 \text{ kN*m}$$

$$M_{y,c,Rd} = 965.91 \text{ kN*m}$$

$$M_{N,y,Rd} = 965.91 \text{ kN*m}$$

$$M_{b,Rd} = 716.03 \text{ kN*m}$$

$$V_{z,Ed} = -411.14 \text{ kN}$$

$$V_{z,c,Rd} = 1330.19 \text{ kN}$$

Classe de la section = 1

$M_b, R_d = 2068.59 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$

$M_{cr} = 71110.88 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Courbe, LT - d

$X_{LT} = 1.00$

$L_{cr, low} = 0.50 \text{ m}$

$\lambda_{m, LT} = 0.17$

$\eta_{i, LT} = 0.50$

$X_{LT, mod} = 1.00$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$k_{yy} = 1.00$



en z:

$k_{zy} = 1.00$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$M_{y, Ed} / M_{y, c, Rd} = 0.73 < 1.00$ (6.2.5.(1))

$N_{y, Ed} / N_{c, Rd} + M_{y, Ed} / M_{y, c, Rd} = 0.73 < 1.00$ (6.2.1(7))

$\sqrt{(\sigma_{x, Ed})^2 + 3(\tau_{z, Ed})^2} / (f_y / \gamma_{M0}) = 0.76 < 1.00$ (6.2.1.(5))

$V_{z, Ed} / V_{z, c, Rd} = 0.28 < 1.00$ (6.2.6.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$M_{y, Ed} / M_{b, Rd} = 0.73 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

$N_{y, Ed} / (X_{min} \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y, Ed} / (X_{LT} \cdot M_{y, Rk} / \gamma_{M1}) = 0.73 < 1.00$ (6.3.3.(4))

$N_{z, Ed} / (X_{min} \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{z, Ed} / (X_{LT} \cdot M_{z, Rk} / \gamma_{M1}) = 0.73 < 1.00$ (6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches

$u_y = 0.0 \text{ mm} < u_{y, max} = L/200.00 = 60.0 \text{ mm}$

Vérifié

Cas de charge décisif: 1 G

$u_z = 17.1 \text{ mm} < u_{z, max} = L/200.00 = 60.0 \text{ mm}$

Vérifié

Cas de charge décisif: G+QEXP (1+2)*1.00



Déplacements Non analysé

Profil correct !!!

IX.10. Conclusion :

L'étude que nous avons effectuée dans ce chapitre nous a permis de déterminer les poteaux et poutres qui sont capables de résister à leurs poids propres respectifs et à tous les efforts extrêmes auxquels ils sont soumis sous les combinaisons les plus défavorables.

Les profilés retenus après vérifications sont :

Hangar :

- Les poteaux de portiques : **HEA400**
- Les poteaux de plancher (niveau 6m) : **HEA280**
- Les poteaux de plancher (niveau 11m) : **HEA340**
- Les traverses : **IPE600**
- Les poutres maitresses (niveau 1) : **IPE600**
- Les poutres maitresses (niveau 2) : **IPE600**

Etude des assemblages**X.1. Introduction**

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des composants élémentaires entre eux en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations souvent importantes et généralement statiques, mais quelque fois dynamiques (effets de chocs, vibration, etc...) entre les pièces, sans générer de sollicitations parasites notamment de torsion. Ces organes critiques pour l'ouvrage tant sous l'aspect de l'intégrité structurelle que sous l'aspect économique, doivent être conçus et dimensionnés avec au moins autant de soin que les composants élémentaires.

Pour réaliser une structure métallique, on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage).
 - Soit concourantes (attaches poutre / poteau, travers...).
- Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux,

il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et tranchants.
- Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

X.2. Fonctionnement des assemblages

Les principaux modes d'exécution des assemblages sont :

- Les assemblages soudés.
- Les assemblages boulonnés.
- Les assemblages rivetés.

Qui correspondent à deux types de fonctionnement distincts : obstacle et / ou adhérence.

X.3. calcul des assemblages :

- L'attache diagonale 2UPN180-Poteaux HEA400.
- L'attache Solive IPE240-Poutre maitresse IPE600.
- Panne IPE 160 – Traverse IPE600
- Traverse IPE600 - Traverse IPE600
- Poteaux HEA400 – Traverse IPE600
- Poteaux HEA400– PoutreIPE600.
- Ancrage pied de poteau HEA400

X.3.1L'attache de la diagonale 2UPN180 avec le poteau en HEA400 :

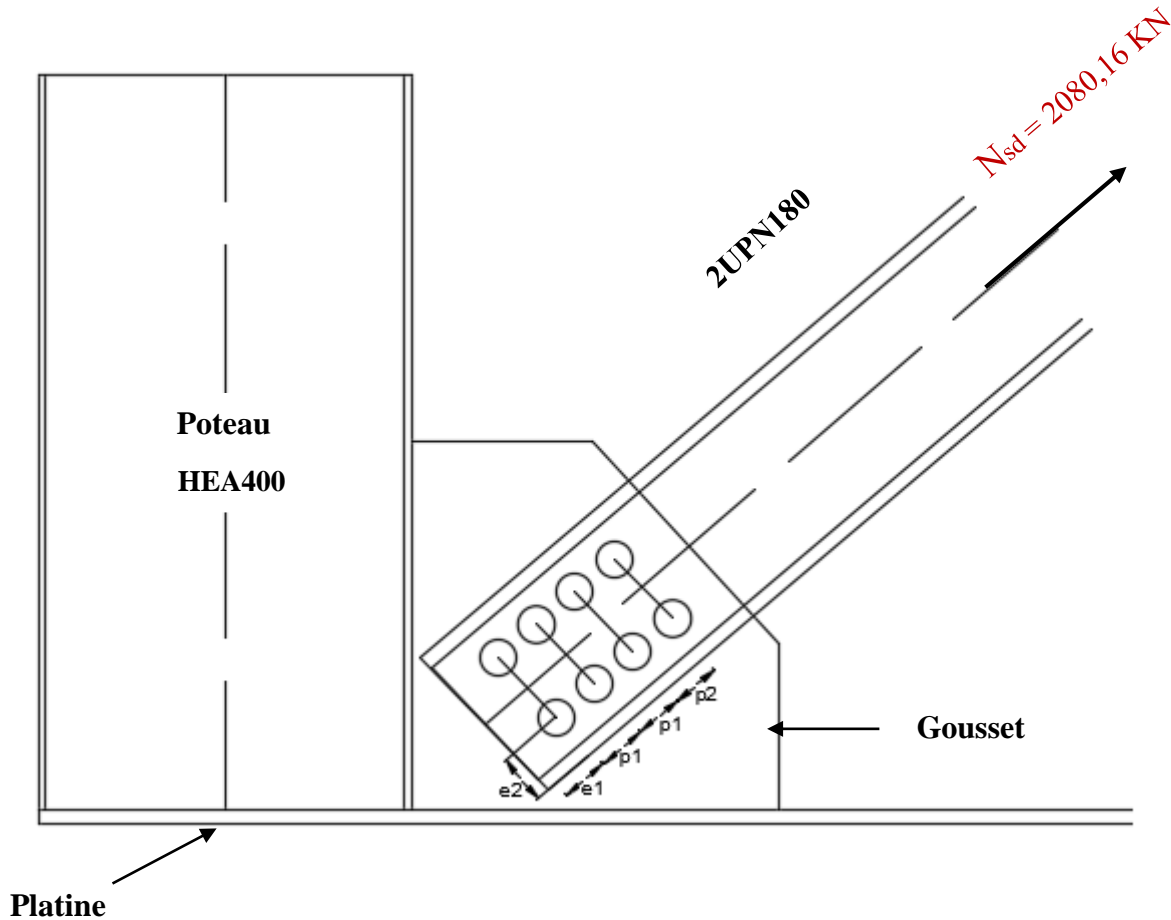


Figure X.1 : Assemblage palée de stabilité

Dans cet assemblage on utilise 8 boulons de diamètre M24 de 8.8

$$A_s = 353 \times 10^{-6} \text{m}^2, \quad F_{ub} = 8 \times 10^5 \text{KN/m}^2, \quad F_{yb} = 6,4 \times 10^5 \text{KN/m}^2$$

Disposition des boulons :

- $e_1 \geq 1,2d_0$ donc: $e_1 \geq 1,2 \times 26 = 31,2 \rightarrow e_1 = 40 \text{ mm}$
- $p_1 \geq 2,2d_0$ donc $p_1 \geq 2,2 \times 26 = 57,2 \rightarrow p_1 = 60 \text{ mm}$
- $e_2 \geq 1,5d_0$ donc: $e_2 \geq 1,5 \times 26 = 39 \rightarrow e_2 = 40 \text{ mm}$
- $p_2 \geq 3 d_0$ donc $p_2 \geq 3 \times 26 = 78 \rightarrow p_2 = 80 \text{ mm}$

N_{sd} :c'est l'effort dans le palie de stabilité sous la combinaison de l'effort sismique (E_y)

$$\alpha = 45^\circ$$

$$F_{sd} = N_{sd} = 2080,61 \text{ KN}$$

$$N_{t.sd} = F_{sd} \cdot \cos \alpha = 1248 \text{ KN}$$

$$N_{v.sd} = F_{sd} \cdot \sin\alpha = 1248 \text{ KN}$$

Pour un boulon :

$$N_{tsd} = \frac{N_{t.sd}}{8} = 156 \text{ KN}$$

$$N_{v.sd} = \frac{N_{v.sd}}{8} = 156 \text{ KN}$$

X.3.1.1. Résistance du boulon au cisaillement par plan de cisaillement :

Il faut vérifier que :

$$N_{vsd} \leq F_{v.Rd}$$

$$F_{v.Rd} = \frac{0,6 \cdot F_{ub} \times A_S}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,6 \times 8 \times 10^5 \times 353 \times 10^{-6}}{1,25} = 169,44 \text{ KN}$$

$$N_{vsd} = 156 \text{ KN} \leq F_{v.Rd} = 169,44 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

X-3-1-2-Résistance du boulon a la traction :

Il faut vérifier que :

$$N_{tsd} \leq F_{t.Rd}$$

$$F_{t.Rd} = \frac{0,9 \cdot F_{ub} \times A_S}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,9 \times 8 \times 10^5 \times 353 \times 10^{-6}}{1,25} = 203,32 \text{ KN}$$

$$N_{tsd} = 156 \text{ KN} \leq F_{t.Rd} = 203,32 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

X-3-1-3-Résistance à la pression diamétrale :

On prend des goussets d'épaisseur t=20mm.

Il faut vérifier que : $F_1 \leq F_b$

$$\text{Avec : } F_b = 2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot \frac{t_{cor}}{\gamma_{Mb}}$$

$F_{b.sd}$: La résistance à la pression diamétrale par boulon

$$\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right]$$

$$a = \min[0,51 ; 0,52 ; 2,2 ; 1] = 0,51$$

$$F_B = 2,5 \times 0,51 \times 3,6 \times 10^5 \times 18 \times 10^{-3} \frac{20 \times 10^{-3}}{1,25} = 190,94 \text{ KN}$$

$$F_1 = \frac{N_{sd}}{8.m} = \frac{2080,61}{16} = 130,04 \text{ KN}$$

$$F_1 = 130,04 \text{ KN} < F_b = 190,94 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{OK}$$

X.3.1.4. Vérification de gousset a la traction

Il faut vérifier que :

$$F_u \leq F_{u.Rd}$$

Avec : $F_{u.Rd} = 0,9 \times f_u \times \frac{A_{net}}{\gamma_{M2}}$

$$A_{net} = t. (b - d_0) = 20. (150 - 26) = 2480 \text{ mm}^2$$

$$F_{u.Rd} = 0,9 \times 360 \times \frac{2480}{1,25} = 642,81 \text{ KN}$$

$$F_{u.Rd} = 642,81 \text{ KN}$$

Donc :

$$F_u = \frac{N_{sd}}{4} = \frac{2080,61}{4} = 520,15 \text{ KN}$$

$$F_u = 520,15 \text{ KN} < F_{u.Rd} = 642,81 \text{ KN}$$

Donc la condition est vérifiée.

Alors : la diagonale **2UPN** est attaché par **8 boulons M 24** de classe **8.8** avec gousset d'épaisseur **t=20mm**

X-3-2-Assemblage pannes – traverse :

X-3-2-1-Dimensionnement de l'échantignolle

Pour l'attache de la panne au traverses, on met le dispositif figurant sur FIG X2, qui l'échantignolle l'excentrement « t » est limité par la condition suivante :

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

La panne a les caractéristiques suivantes :

Pour IPE 160 b=82 cm et h= 160 mm

$$82 \text{ mm} \leq t \leq 123 \text{ mm}$$

Soit t= 100

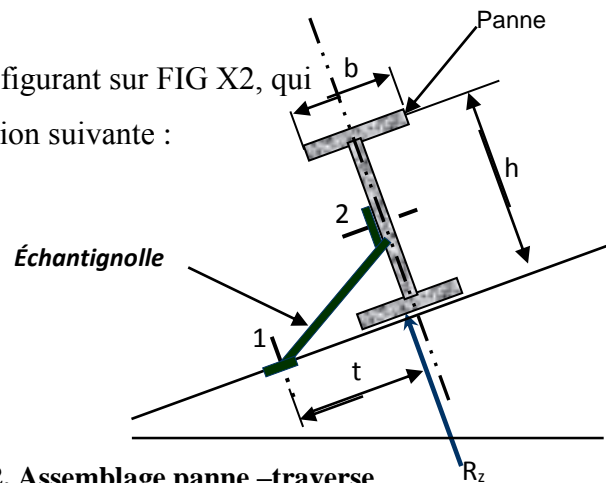


Fig .X.2. Assemblage panne –traverse

X-3-2-2- Calcul des réactions d'appuis

$$Q_z = 1.136KN/m \dots (1.35G + 1.5Q)\cos\alpha$$

$$Q_y = 0.565KN/m \dots \dots (1.35G + 0.9 \times 1.5(S_n + Q)\sin\alpha$$

$$R_y = \frac{Q_y \times L}{2} = \frac{0.565 \times 6}{2} = 1.69KN$$

$$R_z = \frac{Q_z \times L}{2} = \frac{1.136 \times 6}{2} = 3.40KN$$

X-3-2-3-Calcul de moment de renversement :

$$M_R = R_y t + R_z \frac{H}{2} = \left(1.69 \times 100 + 3.4 \times \frac{160}{2}\right) \times 10^{-3} = 0.441KN.m$$

▪ **Dimensionnement :**

$$\delta = \frac{M_R}{W_{ECH}} < \delta_e \dots \dots W_{ECH} > \frac{M_R}{\delta_e} = \frac{0.441}{275 \times 10^3} = 1.6 \times 10^{-6}m^3 = 1603.6 mm^3$$

On a :

$$W_{ECH} = \frac{a \times e^2}{6} \rightarrow e = \sqrt{\frac{6 \times W_{ECH}}{a}} = \sqrt{\frac{6 \times 1603.6}{150}} = 8.0mm$$

Donc : on adopte pour l'attache des pannes un échantignolle d'épaisseur, e=10mm et de largeur, a=150mm avec des boulons Ø=8mm.

X-3-2-4-Vérification des boulons au cisaillement + traction

Les boulons sont soumis à des efforts combinés de traction (T) et de cisaillement (V), ils doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\frac{F_{v.Sd}}{F_{v.Rd}} + \frac{F_{t.Sd}}{1.4 \cdot F_{t.Rd}} \leq 1,0$$

$F_{t.Sd}$: Effort de traction de calcul par boulon à l'état limite ultime.

$F_{v.Sd}$: Effort de cisaillement de calcul par boulon.

• **Boulon (1) et (2)**

$$V_1 = F_{v.sd} = R_y = 1.69 KN$$

$$T_1 = F_{t.sd} = R_z = 3.40 KN$$

On a des boulons $\phi = 8mm \Rightarrow A_s = 36,6mm^2$ de classe 4.6 $\Rightarrow f_{ub} = 40daN / mm^2$

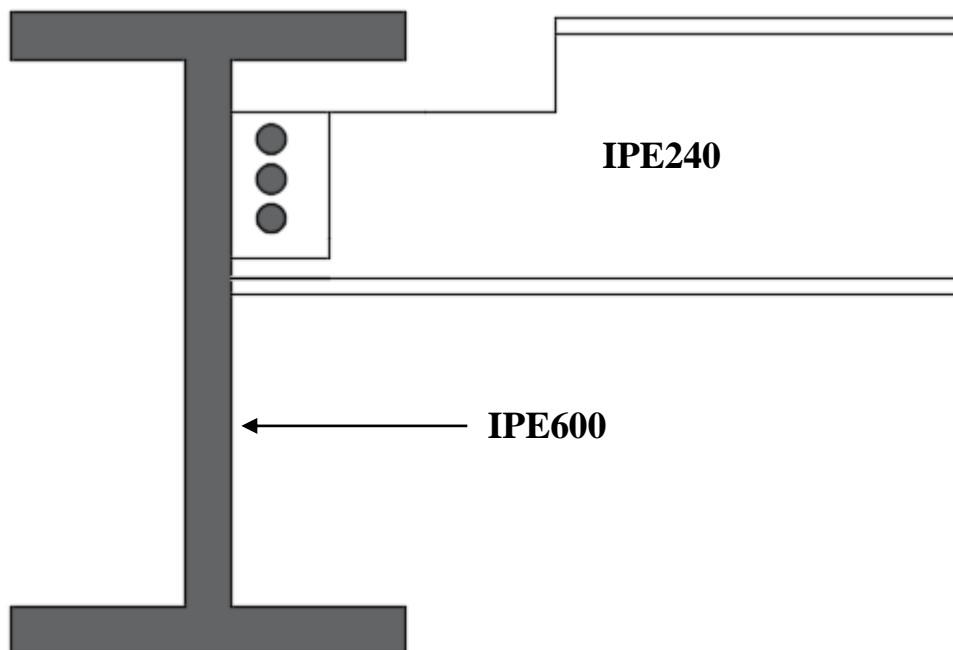
$$F_{t.Rd} = 0,9 \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{Mb}} = 8,78 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rd} = 0,6 \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{Mb}} = 7,02 \text{ kN}$$

($\gamma_{Mb} = 1.5$ en traction et $\gamma_{Mb} = 1.25$ en cisaillement) (EC3 p.225)

$$\frac{V_1}{F_V} + \frac{T_1}{1.4 \times F_T} = \frac{1.69}{7.02} + \frac{3.40}{1.4 \times 8.78} = 0.27 + 0.24 = 0.51 < 1 \dots \dots \dots ok$$

X-3-3- Attache solive-poutre maitresse :



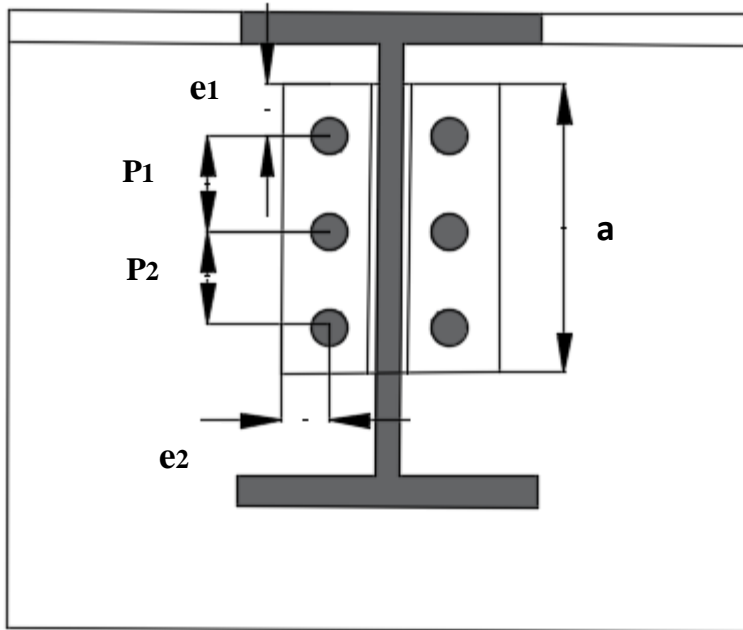


Figure .X-3.Attache solive-poutre maitresse

Disposition des boulons : on choisit des boulons M16 de classe 8.8:

$\Rightarrow f_{ub} = 800 \text{ daN/mm}^2$ et le diamètre de fixation $d_0=18\text{mm}$, et $A_s=157\text{mm}^2$

$$\begin{cases} e_1 \geq 1.2D_0 \Rightarrow \text{soit: } e_1 = 25\text{mm} \\ p_1 \geq 2.2D_0 \Rightarrow \text{soit: } p_1 = 50\text{mm} \\ e_2 \geq 1.5D_0 \Rightarrow \text{soit: } e_2 = 40\text{mm} \end{cases}$$

- Les données de chargement :

$$q_{zsd} = 12,83\text{kN/m}$$

$$V_{sd} = \frac{q_{zsd} \times l}{2} = 38,25 \text{ kN}$$

Pour un boulon :

$$V_{sd1} = \frac{V_{sd}}{2} = 19,125 \text{ kN}$$



X-3-3-1-Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement :

Il faut vérifier que :

$$F_{v.Rd} \geq V_{sd} \quad \text{avec } F_{v.Rd} = 0.6 \times m \times n \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{Mb}}$$

$$\begin{cases} m = 1 & \text{le nombre de plan de cisaillement} \\ n = 2 & \text{le nombre des boulons} \end{cases}$$

$$F_{v.Rd} = 0,6 \times 2 \times 800 \times 10^{-3} \times \frac{157}{1.25} = 120,57\text{kN}$$

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014	
	Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	

Général

Assemblage N°: 1

Nom de l'assemblage : Angle de portique

Noeud de la structure: 2

Barres de la structure: 1, 4

Géométrie

Poteau

Profilé: HEA 400

Barre N°: 1

$\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_c = 390$ [mm] Hauteur de la section du poteau

$b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau

$t_{wc} = 11$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau

$t_{fc} = 19$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau

$r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau

$A_c = 158,98$ [cm²] Aire de la section du poteau

$I_{xc} = 45069,40$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER E28

$f_{yc} = 275000,00$ [kPa] Résistance

Poutre

Profilé: IPE 600

Barre N°: 4

$\alpha = 6,8$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_b = 600$ [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_f = 220$ [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wb} = 12$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$\alpha =$	6,8	[Deg]	Angle d'inclinaison
$t_{fb} =$	19	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	24	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	24	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	155,98	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	92083,50	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER E28		
$f_{yb} =$	275000,00	[kPa]	Résistance

Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	22	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	HR 10.9		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	261,79	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	10		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	100	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	120	[mm]	
Entraxe $p_i =$	110;110;110;110;140;110;110;110;110	[mm]	

Platine

$h_p =$	1244	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	250	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	ACIER E28		
$f_{yp} =$	275000,00	[kPa]	Résistance

Jarret inférieur

$w_d =$	220	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	19	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d =$	600	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	19	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_d =$	2100	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	22,2	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	ACIER E28		
$f_{ybu} =$	235000,00	[kPa]	Résistance

Raidisseur poteau

Supérieur

$h_{su} =$	352	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	145	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	12	[mm]	Épaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E28

$f_{ysu} =$	275000,00	[kPa]	Résistance
-------------	-----------	-------	------------

Inférieur

$h_{sd} =$	352	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	145	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	12	[mm]	Épaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E28

$f_{ysu} =$	275000,00	[kPa]	Résistance
-------------	-----------	-------	------------

Soudures d'angle

$a_w =$	9	[mm]	Soudure âme
$a_r =$	14	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	9	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{fd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

Efforts

Etat limite: ultime

Cas: 20: $1.35G+1.35(S+Q_{EXP}) (1+5+2) * 1.35$

$M_{b1,Ed} =$	603,22	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	210,70	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	-259,98	[kN]	Effort axial dans la poutre droite
$M_{c1,Ed} =$	603,22	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau inférieur
$V_{c1,Ed} =$	259,98	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed} =$	-214,75	[kN]	Effort axial dans le poteau inférieur

Résultats

Résistances de la poutre

COMPRESSION

$A_b = 155,98$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

$$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$N_{cb,Rd} = 4289,45$ [kN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 197,78$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$V_{cb,Rd} = 3140,18$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,07 < 1,00$ **vérifié** (0,07)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 3512,40$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{b,pl,Rd} = 965,91$ [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

$W_{pl} = 7767,33$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{cb,Rd} = 2136,01$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 2136,01$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 1184$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$F_{c,fb,Rd} = 1803,34$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$\beta = 6,8$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$\gamma = 22,2$ [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

$b_{eff,c,wb} = 326$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vb} = 83,78$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 0,88$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} = 185021,58$ [kPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

Pression diamétrale:

$$\beta = 6,8 \text{ [Deg]} \quad \text{Angle entre la platine d'about et la poutre}$$

$$k_{wc} = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$A_s = 24,96 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} + A_s f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd1} = 5379,87 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wb} = 514 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 1,15 \quad \text{Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,72 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 7,87 \quad \text{Elancement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$\chi = 1,00 \quad \text{Coefficient de flambement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1} + A_s \chi f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd2} = 4440,81 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance de l'aile du renfort

$$F_{c,wb,Rd3} = D_b t_b f_{yb} / (0.8 \gamma_{M0})$$

$$F_{c,wb,Rd3} = 1436,88 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'aile du renfort} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$$

$$F_{c,wb,Rd,low} = 1436,88 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistances du poteau

PANNEAU D'ÂME EN CISAILEMENT

$$M_{b1,Ed} = 603,22 \text{ [kN*m]} \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre droite} \quad [5.3.(3)]$$

$$M_{b2,Ed} = 0,00 \text{ [kN*m]} \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre gauche} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c1,Ed} = 259,98 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant dans le poteau inférieur} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c2,Ed} = 0,00 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant dans le poteau supérieur} \quad [5.3.(3)]$$

$$z = 1059 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$$V_{wp,Ed} = 439,60 \text{ [kN]} \quad \text{Panneau d'âme en cisaillement} \quad [5.3.(3)]$$

$$A_{vs} = 57,33 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de cisaillement de l'âme du poteau} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$A_{vc} = 57,33 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$d_s = 1192 \text{ [mm]} \quad \text{Distance entre les centres de gravités des raidisseurs} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$A_{vs} = 57,33$ [cm ²]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$M_{pl,fc,Rd} = 7,45$ [kN*m]	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} = 2,97$ [kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} = 2,97$ [kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} * f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$		
$V_{wp,Rd} = 836,68$ [kN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	$0,53 < 1,00$	vérifié (0,53)

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 11$ [mm]	Épaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} = 330$ [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} = 57,33$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 0,81$	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} = 212932,09$ [kPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} = 0,93$	Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s = 34,68$ [cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$F_{c,wc,Rd1} = 1703,11$ [kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
-------------------------------	-------------------------------	---------------

Flambement:

$d_{wc} = 298$ [mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p = 0,96$	Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho = 0,82$	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s = 3,38$	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]

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$F_{c,wc,Rd2} = 1570,92$ [kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
-------------------------------	-------------------------------	---------------

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$F_{c,wc,Rd} = 1570,92$ [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:

$t_{wc} = 11$ [mm]	Épaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
--------------------	---------------------------------------	---------------

$t_{wc} =$	11	[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)]
$A_{vc} =$	57,33	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0,81		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	212932,09	[kPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	0,93		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s =$	34,68	[cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 1701,04 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wc} = 298 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 0,96 \quad \text{Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,82 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 3,38 \quad \text{Elancement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$\chi_s = 1,00 \quad \text{Coefficient de flambement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 1570,17 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd,upp} = 1570,17 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Paramètres géométriques 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	33	-	90	-	110	207	263	207	263	213	196	196	196
2	33	-	90	-	110	207	244	207	244	220	110	110	110
3	33	-	90	-	110	207	244	207	244	220	110	110	110
4	33	-	90	-	110	207	244	207	244	220	110	110	110
5	33	-	90	-	125	207	244	207	244	250	125	125	125
6	33	-	90	-	125	207	244	207	244	250	125	125	125
7	33	-	90	-	110	207	244	207	244	220	110	110	110
8	33	-	90	-	110	207	244	207	244	220	110	110	110
9	33	-	90	-	110	207	244	207	244	220	110	110	110

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}
10	33	-	90	-	110	207	244	207	244	213	177	177	177

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	44	-	65	-	110	275	287	275	287	248	213	213	213
2	44	-	65	-	110	275	257	257	257	220	110	110	110
3	44	-	65	-	110	275	257	257	257	220	110	110	110
4	44	-	65	-	110	275	257	257	257	220	110	110	110
5	44	-	65	-	125	275	257	257	257	250	125	125	125
6	44	-	65	-	125	275	257	257	257	250	125	125	125
7	44	-	65	-	110	275	257	257	257	220	110	110	110
8	44	-	65	-	110	275	257	257	257	220	110	110	110
9	44	-	65	-	110	275	257	257	257	220	110	110	110
10	44	-	65	-	110	275	257	257	257	248	183	183	183

m – Distance du boulon de l'âme

m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1

l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2

l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1

l_{eff,2,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

Résistance de l'assemblage à la compression

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} 2 F_{c,wb,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp})$$

$$N_{j,Rd} = 2873,75 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,09 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,09)$$

Résistance de l'assemblage à la flexion

$F_{t,Rd} = 261,79$ [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 382,92$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchée à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd})$ [6.2.6.4] , [Tab.6.2]

$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]

$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd})$ [6.2.6.5] , [Tab.6.2]

$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	450,79	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 467,15$	467,15	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 569,77$	569,77	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 450,79$	450,79	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 908,54$	908,54	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 765,85$	765,85	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 836,68$	836,68	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 1570,92$	1570,92	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 1803,34$	1803,34	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 1436,88$	1436,88	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

$F_{t2,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t2,Rd,comp}$	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	311,38	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 454,56$	454,56	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 569,77$	569,77	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 433,98$	433,98	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 846,52$	846,52	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 765,85$	765,85	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^1 F_{ti,Rd} = 836,68 - 450,79$	385,89	Panneau d'âme - compression

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1570,92 - 450,79$	1120,13	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1803,34 - 450,79$	1352,55	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1436,88 - 450,79$	986,08	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 786,83 - 450,79$	336,04	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 768,90 - 450,79$	318,11	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 762,17 - 450,79$	311,38	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1067,18 - 450,79$	616,39	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min}(F_{t3,Rd,comp})$	74,52	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 454,56$	454,56	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 569,77$	569,77	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 433,98$	433,98	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 846,52$	846,52	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 765,85$	765,85	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ii,Rd} = 836,68 - 762,17$	74,52	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1570,92 - 762,17$	808,75	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1803,34 - 762,17$	1041,17	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1436,88 - 762,17$	674,71	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 663,84 - 311,38$	352,47	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 599,66 - 311,38$	288,29	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1151,47 - 762,17$	389,30	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 930,47 - 762,17$	168,31	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 552,29 - 311,38$	240,91	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 726,00 - 311,38$	414,62	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1087,98 - 762,17$	325,81	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1430,18 - 762,17$	668,01	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min}(F_{t4,Rd,comp})$	0,00	Résistance d'une rangée de boulon

$F_{t4,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t4,Rd,comp}$	Composant
$F_{t,fc,Rd(4)} = 454,56$	454,56	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 569,77$	569,77	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 433,98$	433,98	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 846,52$	846,52	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 765,85$	765,85	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 836,68 - 836,68$	0,00	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 1570,92 - 836,68$	734,23	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 1803,34 - 836,68$	966,66	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 1436,88 - 836,68$	600,19	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 663,84 - 74,52$	589,33	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 599,66 - 74,52$	525,15	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 995,77 - 385,89$	609,88	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 809,37 - 385,89$	423,48	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1516,11 - 836,68$	679,43	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1043,56 - 836,68$	206,88	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 552,29 - 74,52$	477,77	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 726,00 - 74,52$	651,48	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 828,43 - 385,89$	442,54	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 1089,00 - 385,89$	703,11	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1364,12 - 836,68$	527,44	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1793,18 - 836,68$	956,50	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	$F_{ij,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	1114	450,79	467,15	569,77	450,79	908,54	523,58	765,85
2	1004	311,38	454,56	569,77	433,98	846,52	523,58	765,85
3	894	74,52	454,56	569,77	433,98	846,52	523,58	765,85
4	784	-	454,56	569,77	433,98	846,52	523,58	765,85
5	674	-	454,56	569,77	433,98	846,52	523,58	765,85

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}
6	534	–	454,56	569,77	433,98	846,52	523,58	765,85
7	424	–	454,56	569,77	433,98	846,52	523,58	765,85
8	314	–	454,56	569,77	433,98	846,52	523,58	765,85
9	204	–	454,56	569,77	433,98	846,52	523,58	765,85
10	94	–	454,49	569,77	433,98	846,52	523,58	765,85

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 881,46 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,68 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,68)$$

Vérification de l'interaction M+N

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1 \quad [6.2.5.1.(3)]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \quad 0,77 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,77)$$

Résistance de l'assemblage au cisaillement

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,84 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 51,51 \text{ [kN]} \text{ Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 261,79 \text{ [kN]} \text{ Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 338,58 \text{ [kN]} \text{ Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 338,58 \text{ [kN]} \text{ Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	523,58	-26,00	450,79	308,49	282,50	63,31
2	523,58	-26,00	311,38	213,09	187,09	76,72
3	523,58	-26,00	74,52	50,99	25,00	99,50
4	523,58	-26,00	0,00	0,00	-26,00	103,01
5	523,58	-26,00	0,00	0,00	-26,00	103,01
6	523,58	-26,00	0,00	0,00	-26,00	103,01
7	523,58	-26,00	0,00	0,00	-26,00	103,01
8	523,58	-26,00	0,00	0,00	-26,00	103,01
9	523,58	-26,00	0,00	0,00	-26,00	103,01
10	523,58	-26,00	0,00	0,00	-26,00	103,01

F_{tj,Rd,N} – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

$F_{ij,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

$F_{ij,Ed,N}$ – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

$F_{ij,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

$F_{ij,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

$F_{ij,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

$F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{ij,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{ij,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{ij,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{ij,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{ij,Ed} = F_{ij,Ed,N} + F_{ij,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Rd} (1 - F_{ij,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{j,Rd} = 960,61 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,22 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,22)$$

Résistance des soudures

$$A_w = 366,89 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 169,40 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 197,49 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 629574,55 \text{ [cm}^4\text{]} \text{ Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = -53135,28 \text{ [kPa]} \text{ Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -51022,23 \text{ [kPa]} \text{ Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{\parallel} = 10668,90 \text{ [kPa]} \text{ Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0,85 \text{ Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3^*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 106270,56 < 381176,47 \text{ vérifié} \quad (0,28)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 103704,13 < 381176,47 \text{ vérifié} \quad (0,27)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 53135,28 < 291600,00 \text{ vérifié} \quad (0,18)$$

Rigidité de l'assemblage

$$t_{wash} = 5 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur de la plaquette} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{head} = 16 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de la tête du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{nut} = 22 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de l'écrou du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$L_b = 68 \text{ [mm]} \text{ Longueur du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$k_{10} = 7 \text{ [mm]} \text{ Coefficient de rigidité des boulons} \quad [6.3.2.(1)]$$

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	K _{eff,j}	K _{eff,j} h _j	K _{eff,j} h _j ²
					Somme	95,66	7711,51
1	1114	4	34	18	2	24,33	2710,27
2	1004	2	19	9	1	14,05	1410,89
3	894	2	19	9	1	12,51	1118,68
4	784	2	19	9	1	10,97	860,34
5	674	3	22	11	2	10,44	703,74
6	534	3	22	11	2	8,27	441,76
7	424	2	19	9	1	5,93	251,66
8	314	2	19	9	1	4,40	138,03
9	204	2	19	9	1	2,86	58,27
10	94	4	31	16	2	1,90	17,87

$$K_{eff,j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum_j K_{eff,j} h_j^2 / \sum_j K_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 806 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$K_{eq} = \sum_j K_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$K_{eq} = 12 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 57,33 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 1,00 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 806 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 3 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \infty \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / K_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 300381,52 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,07 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 279894,78 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 127998,60 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 7999,91 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RIGIDE

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,77

X-5-Assemblage Poteau HEA400-poutre IPE600 :

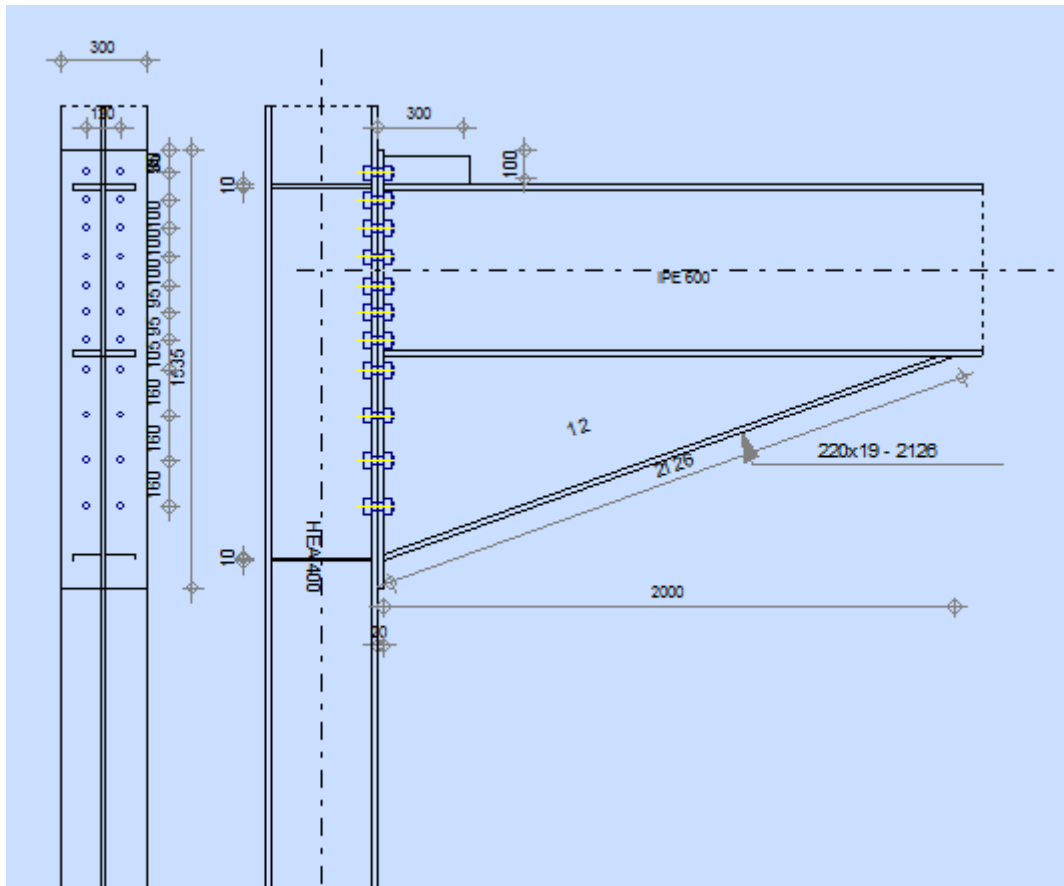



Fig.X.5 : assemblage poteau HEA400 –poutre IPE600

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014</p> <p>Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau</p> <p>NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009</p>	<p>OK</p> <p>Ratio 0,87</p>
---	---	---

Général

Assemblage N°: 3

Nom de l'assemblage : Poutre - poteau

Noeud de la structure: 29

Assemblage N°: 3

Barres de la structure: 3, 25

Géométrie

Poteau

Profilé: HEA 400

Barre N°: 3

$\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 390$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{rc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 11$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 19$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 158,98$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 45069,40$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau: ACIER E28
 $f_{yc} = 275000,00$ [kPa] Résistance

Poutre

Profilé: IPE 600

Barre N°: 25

$\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 600$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 220$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 12$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 19$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 24$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $r_b = 24$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 155,98$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xb} = 92083,50$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
Matériau: ACIER E28
 $f_{yb} = 275000,00$ [kPa] Résistance

Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

 $d = 27$ [mm] Diamètre du boulon

$d =$	27	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	HR 10.9		Classe du boulon
$F_{TRd} =$	396,58	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	11		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	80	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	120	[mm]	
Entraxe $p_i =$	100;100;100;100;100;100;100;160;160;160	[mm]	

Platine

$h_p =$	1535	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	300	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20	[mm]	Épaisseur de la platine
Matériau:	ACIER E28		
$f_{yp} =$	275000,00	[kPa]	Résistance

Jarret inférieur

$w_d =$	220	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	19	[mm]	Épaisseur de l'aile
$h_d =$	720	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	12	[mm]	Épaisseur de l'âme
$l_d =$	2000	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	19,8	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	ACIER E28		
$f_{ybu} =$	275000,00	[kPa]	Résistance

Raidisseur supérieur

$h_u =$	100	[mm]	Hauteur du raidisseur
$t_{wu} =$	12	[mm]	Épaisseur du raidisseur vertical
$l_u =$	300	[mm]	Longueur du raidisseur vertical
Matériau:	ACIER E28		
$f_{yu} =$	275000,00	[kPa]	Résistance

Raidisseur poteau

Supérieur

$h_{su} =$	352	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	145	[mm]	Largeur du raidisseur

$h_{su} = 352$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $t_{hu} = 10$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E28

$f_{ysu} = 275000,00$ [kPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 352$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{sd} = 145$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hd} = 10$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E28

$f_{ysu} = 275000,00$ [kPa] Résistance

Soudures d'angle

$a_w = 9$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 12$ [mm] Soudure semelle
 $a_s = 9$ [mm] Soudure du raidisseur
 $a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M1} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M3} = 1,10$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

Efforts

Etat limite: ultime

Cas: 11: $1.35G+1.5Q_{EXP}$ $1*1.35+2*1.50$

$M_{b1,Ed} = 1591,16$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
 $V_{b1,Ed} = 651,25$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite
 $N_{b1,Ed} = 153,46$ [kN] Effort axial dans la poutre droite
 $M_{b2,Ed} = 1591,19$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre gauche
 $V_{b2,Ed} = 651,26$ [kN] Effort tranchant dans la poutre gauche
 $N_{b2,Ed} = 153,46$ [kN] Effort axial dans la poutre gauche
 $M_{c1,Ed} = -0,03$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poteau inférieur
 $V_{c1,Ed} = -0,00$ [kN] Effort tranchant dans le poteau inférieur
 $N_{c1,Ed} = -1727,22$ [kN] Effort axial dans le poteau inférieur

$M_{b1,Ed} = 1591,16$	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$M_{c2,Ed} = 0,01$	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau supérieur
$V_{c2,Ed} = -0,00$	[kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur
$N_{c2,Ed} = -420,66$	[kN]	Effort axial dans le poteau supérieur

Résultats

Résistances de la poutre

TRACTION

$A_b = 155,98$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.3]

$$N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$N_{tb,Rd} = 4289,45$ [kN] Résistance de calcul de la section à la traction EN1993-1-1:[6.2.3]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 182,18$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$V_{cb,Rd} = 2892,50$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,23 < 1,00$ **vérifié** (0,23)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 3512,40$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{b,pl,Rd} = 965,91$ [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

$W_{pl} = 8753,33$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{cb,Rd} = 2407,17$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 2407,17$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 1300$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$F_{c,fb,Rd} = 1851,09$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$\beta = 0,0$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$\gamma = 19,8$ [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

Pression diamétrale:

$\beta =$	0,0	[Deg]	Angle entre la platine d'about et la poutre	
$b_{eff,c,wb} =$	305	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vb} =$	83,78	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	1,00		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	434244,99	[kPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	0,70		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]

$$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd1} = 1957,31 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$d_{wb} =$	514	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	1,11		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	0,74		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]

$$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd2} = 1442,70 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance de l'aile du renfort

$$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 \cdot \gamma_{M0})$$

$$F_{c,wb,Rd3} = 1436,88 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'aile du renfort} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$$

$$F_{c,wb,Rd,low} = 1436,88 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistances du poteau

PANNEAU D'ÂME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} =$	1591,16	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed} =$	1591,19	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed} =$	-0,00	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed} =$	-0,00	[kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur	[5.3.(3)]
$z =$	1300	[mm]	Bras de levier	[6.2.5]
$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$				
$V_{wp,Ed} =$	-0,03	[kN]	Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]
$A_{vs} =$	57,33	[cm ²]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vc} =$	57,33	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$A_{vs} =$	57,33 [cm ²]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s =$	1385 [mm]	Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} =$	7,45 [kN*m]	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} =$	2,06 [kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} =$	2,06 [kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} \cdot f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$			
$V_{wp,Rd} =$	832,94 [kN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	0,00 < 1,00	vérifié	(0,00)

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} =$	11 [mm]	Épaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} =$	324 [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} =$	57,33 [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	1,00	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	108653,79 [kPa]	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)]
$A_s =$	28,90 [cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$			
$F_{c,wc,Rd1} =$	1775,26 [kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} =$	298 [mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	0,95	Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	0,83	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s =$	3,38	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]
$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$			
$F_{c,wc,Rd2} =$	1607,75 [kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$			
$F_{c,wc,Rd} =$	1607,75 [kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Paramètres géométriques 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	33	-	90	-	99	207	298	207	298	202	226	202	226
2	33	-	90	-	100	207	296	207	296	203	224	203	224
3	33	-	90	-	100	207	244	207	244	200	100	100	100
4	33	-	90	-	100	207	244	207	244	200	100	100	100
5	33	-	90	-	100	207	244	207	244	200	100	100	100
6	33	-	90	-	100	207	244	207	244	200	100	100	100
7	33	-	90	-	100	207	244	207	244	200	100	100	100
8	33	-	90	-	130	207	244	207	244	260	130	130	130
9	33	-	90	-	160	207	244	207	244	320	160	160	160
10	33	-	90	-	160	207	244	207	244	320	160	160	160
11	33	-	90	-	160	207	243	207	243	263	200	200	200

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	44	-	90	-	99	275	379	275	379	237	285	237	285
2	44	-	90	-	100	275	377	275	377	238	284	238	284
3	44	-	90	-	100	275	288	275	288	200	100	100	100
4	44	-	90	-	100	275	288	275	288	200	100	100	100
5	44	-	90	-	100	275	288	275	288	200	100	100	100
6	44	-	90	-	100	275	288	275	288	200	100	100	100
7	44	-	90	-	100	275	288	275	288	200	100	100	100
8	44	-	90	-	130	275	288	275	288	260	130	130	130
9	44	-	90	-	160	275	288	275	288	320	160	160	160
10	44	-	90	-	160	275	288	275	288	320	160	160	160
11	44	-	90	-	160	275	288	275	288	298	224	224	224

m – Distance du boulon de l'âme

m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires

- m – Distance du boulon de l'âme
- $l_{eff,1}$ – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
- $l_{eff,2}$ – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
- $l_{eff,cp,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- $l_{eff,nc,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- $l_{eff,1,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
- $l_{eff,2,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

Résistance de l'assemblage à la traction

$F_{t,Rd} = 396,58$ [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 469,95$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$N_{j,Rd} = \text{Min}(N_{tb,Rd}, n_v n_h F_{t,Rd}, n_v n_h B_{p,Rd})$

$N_{j,Rd} = 4289,45$ [kN] Résistance de l'assemblage à la traction [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,04 < 1,00$ **vérifié** (0,04)

Résistance de l'assemblage à la flexion

$F_{t,Rd} = 396,58$ [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 469,95$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchée à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$F_{t,fc,Rd} = \text{Min}(F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd})$ [6.2.6.4] , [Tab.6.2]

$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]

$F_{t,ep,Rd} = \text{Min}(F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd})$ [6.2.6.5] , [Tab.6.2]

$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min}(F_{t1,Rd,comp})$	569,77	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 623,76$	623,76	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 569,77$	569,77	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 652,35$	652,35	Platine d'about - traction
$B_{p,Rd} = 939,91$	939,91	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 36593638,16$	36593638,16	Panneau d'âme - compression

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{c,wc,Rd} = 1607,75$	1607,75	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 1851,09$	1851,09	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 1436,88$	1436,88	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	569,77	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 623,76$	623,76	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 569,77$	569,77	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 651,22$	651,22	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 908,54$	908,54	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 939,91$	939,91	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 36593638,16 - 569,77$	36593068,40	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1607,75 - 569,77$	1037,99	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1851,09 - 569,77$	1281,33	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1436,88 - 569,77$	867,11	Ame de la poutre - compression

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t2,Rd} = F_{t1,Rd} h_2/h_1$$

$$F_{t2,Rd} = 527,56 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	271,72	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 604,32$	604,32	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 569,77$	569,77	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 601,18$	601,18	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 908,54$	908,54	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 939,91$	939,91	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 36593638,16 - 1097,32$	36592540,84	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1607,75 - 1097,32$	510,43	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1851,09 - 1097,32$	753,77	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1436,88 - 1097,32$	339,55	Ame de la poutre - compression

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 977,06 - 527,56$	449,50	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 799,28 - 527,56$	271,72	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 977,06 - 527,56$	449,50	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 799,28 - 527,56$	271,72	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 962,98 - 527,56$	435,42	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 1265,86 - 527,56$	738,30	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 962,98 - 527,56$	435,42	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 1265,86 - 527,56$	738,30	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	67,83	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 604,32$	604,32	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 569,77$	569,77	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 601,18$	601,18	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 908,54$	908,54	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 939,91$	939,91	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^3 F_{ii,Rd} = 36593638,16 - 1369,04$	36592269,12	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 1607,75 - 1369,04$	238,71	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 1851,09 - 1369,04$	482,05	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 1436,88 - 1369,04$	67,83	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 603,50 - 271,72$	331,77	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 554,27 - 271,72$	282,55	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 1278,81 - 799,28$	479,53	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 940,11 - 799,28$	140,83	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 1278,81 - 799,28$	479,53	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 940,11 - 799,28$	140,83	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 502,08 - 271,72$	230,36	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 660,00 - 271,72$	388,28	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 1214,02 - 799,28$	414,74	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 1595,86 - 799,28$	796,58	Ame de la poutre - traction - groupe

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 1214,02 - 799,28$	414,74	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 1595,86 - 799,28$	796,58	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
$F_{t,fc,Rd(5)} = 604,32$	604,32	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 569,77$	569,77	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 601,18$	601,18	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 908,54$	908,54	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 939,91$	939,91	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd/\beta} - \sum 1^4 F_{ii,Rd} = 36593638,16 - 1436,88$	36592201,29	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^4 F_{ij,Rd} = 1607,75 - 1436,88$	170,88	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^4 F_{ij,Rd} = 1851,09 - 1436,88$	414,22	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^4 F_{ij,Rd} = 1436,88 - 1436,88$	0,00	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 603,50 - 67,83$	535,66	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 554,27 - 67,83$	486,44	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 905,24 - 339,55$	565,69	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 758,70 - 339,55$	419,14	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 1580,56 - 867,11$	713,45	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 1041,82 - 867,11$	174,71	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 1580,56 - 867,11$	713,45	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 1041,82 - 867,11$	174,71	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 502,08 - 67,83$	434,25	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 660,00 - 67,83$	592,17	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 753,12 - 339,55$	413,57	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 990,00 - 339,55$	650,45	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 1465,06 - 867,11$	597,95	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 1925,86 - 867,11$	1058,75	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 1465,06 - 867,11$	597,95	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 1925,86 - 867,11$	1058,75	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	1350	569,77	623,76	569,77	652,35	-	793,15	939,91
2	1250	527,56	623,76	569,77	651,22	908,54	793,15	939,91
3	1150	271,72	604,32	569,77	601,18	908,54	793,15	939,91
4	1050	67,83	604,32	569,77	601,18	908,54	793,15	939,91
5	950	-	604,32	569,77	601,18	908,54	793,15	939,91
6	850	-	604,32	569,77	601,18	908,54	793,15	939,91
7	750	-	604,32	569,77	601,18	908,54	793,15	939,91
8	650	-	604,32	569,77	601,18	908,54	793,15	939,91
9	490	-	604,32	569,77	601,18	908,54	793,15	939,91
10	330	-	604,32	569,77	601,18	908,54	793,15	939,91
11	170	-	603,27	569,77	601,18	908,54	793,15	939,91

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 1812,19 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,88 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,88)$$

Résistance de l'assemblage au cisaillement

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,86 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 79,25 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 396,58 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 357,82 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 415,53 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	793,15	13,95	569,77	500,27	514,22	85,10
2	793,15	13,95	527,56	463,21	477,16	90,39
3	793,15	13,95	271,72	238,58	252,53	122,46
4	793,15	13,95	67,83	59,56	73,51	148,01
5	793,15	13,95	0,00	0,00	13,95	156,52

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
6	793,15	13,95	0,00	0,00	13,95	156,52
7	793,15	13,95	0,00	0,00	13,95	156,52
8	793,15	13,95	0,00	0,00	13,95	156,52
9	793,15	13,95	0,00	0,00	13,95	156,52
10	793,15	13,95	0,00	0,00	13,95	156,52
11	793,15	13,95	0,00	0,00	13,95	156,52

$F_{tj,Rd,N}$ – 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

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Rd} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd}$$

[Tableau 3.4]

$$V_{j,Rd} = 1541,59 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement}$$

[Tableau 3.4]

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,42 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,42)$$

Résistance des soudures

$$A_w = 381,00 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 145,44 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 235,56 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 804215,71 \quad [\text{cm}^4] \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = 103475,42 \quad [\text{kPa}] \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 103475,42 \quad [\text{kPa}] \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{II} = 27646,90 \quad [\text{kPa}] \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0,85 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3^*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 206950,84 < 381176,47 \quad \text{vérifié} \quad (0,54)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 212418,70 < 381176,47 \quad \text{vérifié} \quad (0,56)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3^*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 206950,84 < 381176,47 \text{ vérifié} \quad (0,54)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 103475,42 < 291600,00 \text{ vérifié} \quad (0,35)$$

Rigidité de l'assemblage

$t_{\text{wash}} =$	6	[mm]	Épaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{\text{head}} =$	19	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{\text{nut}} =$	27	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	74	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	10	[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	160,99	16170,55
1	1350	4	35	20	2	33,37	4504,34
2	1250	4	35	20	2	31,01	3875,68
3	1150	2	17	9	1	15,70	1805,31
4	1050	2	17	9	1	14,33	1504,97
5	950	2	17	9	1	12,97	1231,93
6	850	2	17	9	1	11,60	986,20
7	750	2	17	9	1	10,24	767,78
8	650	3	23	11	2	11,08	719,95
9	490	4	28	14	2	9,89	484,31
10	330	4	28	14	2	6,66	219,62
11	170	4	35	19	2	4,15	70,45

$$k_{\text{eff},j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{\text{eq}} = \sum_j k_{\text{eff},j} h_j^2 / \sum_j k_{\text{eff},j} h_j$$

$$Z_{\text{eq}} = 1004 \text{ [mm] Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{\text{eq}} = \sum_j k_{\text{eff},j} h_j / Z_{\text{eq}}$$

$$k_{\text{eq}} = 16 \text{ [mm]} \text{ Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{\text{vc}} = 57,33 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 0,00 \text{ Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 1004 \text{ [mm]} \text{ Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 95285 \text{ [mm]} \text{ Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \infty \text{ Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 3395244,47 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 2,10 \text{ Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 1614173,22 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 128916,90 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 8057,31 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RIGIDE

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,87

X-6-Assemblage Travers IPE600-Travers IPE600 :

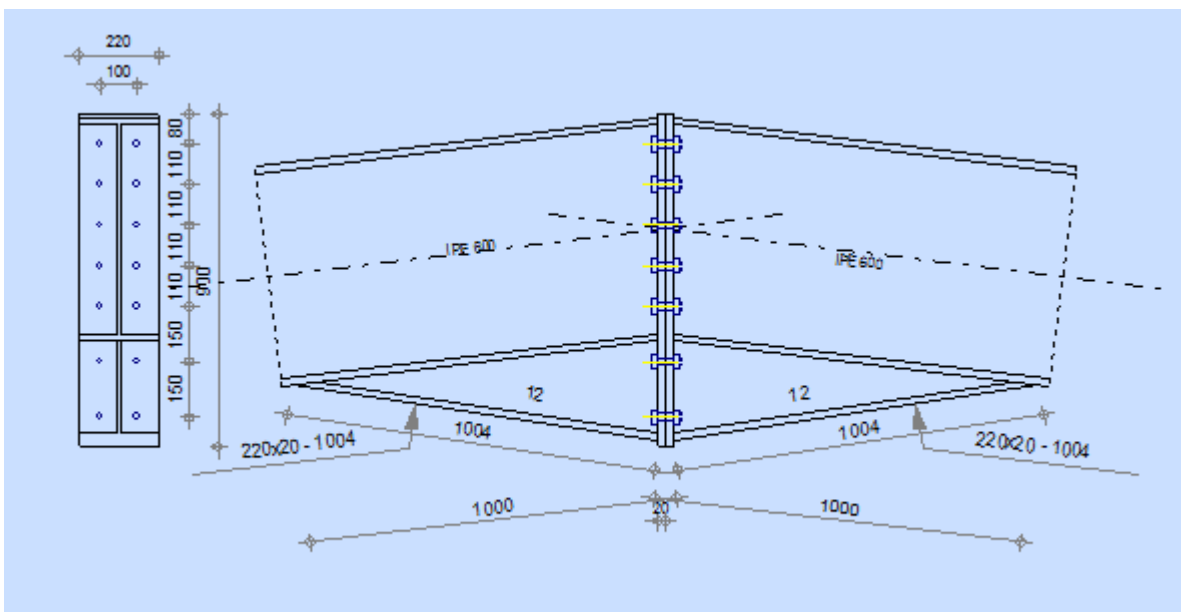




Fig.X.6 : assemblage poteau Travers IPE600 –Travers IPE600

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014	
	Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	

Général

Assemblage N°: 4
Nom de l'assemblage : Poutre - poutre
Noeud de la structure: 7
Barres de la structure: 4, 5

Géométrie

Côté gauche

Poutre

Profilé: IPE 600

Barre N°: 4

$\alpha = -173,2$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_{bl} = 600$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{fbl} = 220$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wbl} = 12$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fbl} = 19$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{bl} = 24$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{bl} = 155,98$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xbl} = 92083,50$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
Matériau: ACIER E28
 $f_{yb} = 275000,00$ [kPa] Résistance

Côté droite

Poutre

Profilé: IPE 600

Barre N°: 5

$\alpha = -6,8$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_{br} = 600$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{fbr} = 220$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wbr} = 12$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fbr} = 19$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{br} = 24$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{br} = 155,98$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xbr} = 92083,50$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
Matériau: ACIER E28
 $f_{yb} = 275000,00$ [kPa] Résistance

Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	20	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	HR 10.9		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	211,68	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	7		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	80	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	100	[mm]	
Entraxe $p_i =$	110;110;110;110;150;150	[mm]	

Platine

$h_{pr} =$	900	[mm]	Hauteur de la platine
$b_{pr} =$	220	[mm]	Largeur de la platine
$t_{pr} =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	ACIER E28		
$f_{ypr} =$	275000,00	[kPa]	Résistance

Jarret inférieur

$w_{rd} =$	220	[mm]	Largeur de la platine
$t_{rd} =$	20	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_{rd} =$	270	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wrd} =$	12	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_{rd} =$	1000	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha_d =$	8,6	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	ACIER		
$f_{ybu} =$	275000,00	[kPa]	Résistance

Soudures d'angle

$a_w =$	9	[mm]	Soudure âme
$a_i =$	14	[mm]	Soudure semelle
$a_{rd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

$$\gamma_{M0} = 1,00 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad [2.2]$$

$$\gamma_{M3} = 1,10 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad [2.2]$$

Efforts

Etat limite: ultime

Cas: 17: 1.35G+1.5S 1*1.35+5*1.50

$$M_{b1,Ed} = -272,03 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre droite}$$

$$V_{b1,Ed} = -4,70 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort tranchant dans la poutre droite}$$

$$N_{b1,Ed} = -251,95 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort axial dans la poutre droite}$$

Résultats

Résistances de la poutre

COMPRESSION

$$A_b = 155,98 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$N_{cb,Rd} = 4289,45 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de calcul de la section à la compression} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

CISAILLEMENT

$$A_{vb} = 116,18 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$$V_{cb,Rd} = 1844,61 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de calcul de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$$W_{plb} = 3512,40 \quad [\text{cm}^3] \quad \text{Facteur plastique de la section} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{b,pl,Rd} = 965,91 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$$W_{pl} = 5036,85 \quad [\text{cm}^3] \quad \text{Facteur plastique de la section} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{cb,Rd} = 1385,13 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

AILE ET AME EN COMPRESSION

$$M_{cb,Rd} = 1385,13 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$h_f = 855 \quad [\text{mm}] \quad \text{Distance entre les centres de gravité des ailes} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$$F_{c,fb,Rd} = 1620,76 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'aile et de l'âme comprimées} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$\beta = 6,8$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$\gamma = 8,6$ [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

$b_{\text{eff,c,wb}} = 330$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{\text{vb}} = 83,78$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 0,88$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{\text{com,Ed}} = 0,00$ [kPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$k_{\text{wc}} = 1,00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

$F_{\text{c,wb,Rd1}} = [\omega k_{\text{wc}} b_{\text{eff,c,wb}} t_{\text{wb}} f_{\text{yb}} / \gamma_{\text{M0}}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$

$F_{\text{c,wb,Rd1}} = 3546,56$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{\text{wb}} = 514$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_{\text{p}} = 1,16$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 0,72$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$F_{\text{c,wb,Rd2}} = [\omega k_{\text{wc}} \rho b_{\text{eff,c,wb}} t_{\text{wb}} f_{\text{yb}} / \gamma_{\text{M1}}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$

$F_{\text{c,wb,Rd2}} = 2535,98$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'aile du renfort

$F_{\text{c,wb,Rd3}} = b_{\text{b}} t_{\text{b}} f_{\text{yb}} / (0,8 \cdot \gamma_{\text{M0}})$

$F_{\text{c,wb,Rd3}} = 1512,50$ [kN] Résistance de l'aile du renfort [6.2.6.7.(1)]

Résistance finale:

$F_{\text{c,wb,Rd,low}} = \text{Min}(F_{\text{c,wb,Rd1}}, F_{\text{c,wb,Rd2}}, F_{\text{c,wb,Rd3}})$

$F_{\text{c,wb,Rd,low}} = 1512,50$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Paramètres géométriques 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	34	-	60	-	150	212	251	212	251	256	221	221	221
2	34	-	60	-	150	212	210	210	210	300	150	150	150
3	34	-	60	-	130	212	210	210	210	260	130	130	130
4	34	-	60	-	110	212	210	210	210	220	110	110	110
5	34	-	60	-	110	212	210	210	210	220	110	110	110
6	34	-	60	-	110	212	210	210	210	220	110	110	110

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}
7	34	-	60	-	110	212	210	210	210	216	160	160	160

m – Distance du boulon de l'âme

m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1

l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2

l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1

l_{eff,2,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

Résistance de l'assemblage à la compression

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} / 2, F_{c,wb,Rd,low})$$

$$N_{j,Rd} = 3025,00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,08 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,08)$$

Résistance de l'assemblage à la flexion

$$F_{t,Rd} = 211,68 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 366,44 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

F_{t,fc,Rd} – résistance de la semelle du poteau à la flexion

F_{t,wc,Rd} – résistance de l'âme du poteau à la traction

F_{t,ep,Rd} – résistance de la platine fléchée à la flexion

F_{t,wb,Rd} – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4], [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5], [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

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
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	416,66	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(1)} = 416,66$	416,66	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 701,19$	701,19	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 732,87$	732,87	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} = 1620,76$	1620,76	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	321,84	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)} = 387,19$	387,19	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 693,89$	693,89	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 732,87$	732,87	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1620,76 - 416,66$	1204,10	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 738,50 - 416,66$	321,84	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1223,99 - 416,66$	807,33	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	329,17	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 387,19$	387,19	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 693,89$	693,89	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 732,87$	732,87	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1620,76 - 738,50$	882,25	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 672,79 - 321,84$	350,95	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 924,00 - 321,84$	602,16	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1067,67 - 738,50$	329,17	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1652,99 - 738,50$	914,49	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$$

$$F_{t3,Rd} = 260,50 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$$

$$F_{t3,Rd} = 247,62 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	387,19	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 387,19$	387,19	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 693,89$	693,89	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 732,87$	732,87	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 1620,76 - 986,12$	634,63	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 643,88 - 247,62$	396,26	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 792,00 - 247,62$	544,38	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 987,50 - 569,46$	418,04	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 1287,00 - 569,46$	717,54	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1382,38 - 986,12$	396,26	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 2015,99 - 986,12$	1029,87	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$$

$$F_{t4,Rd} = 203,24 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd} h_4/h_2$$

$$F_{t4,Rd} = 193,19 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	387,19	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(5)} = 387,19$	387,19	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 693,89$	693,89	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 732,87$	732,87	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 1620,76 - 1179,31$	441,44	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 629,42 - 193,19$	436,23	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 726,00 - 193,19$	532,81	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 958,59 - 440,81$	517,78	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 1155,00 - 440,81$	714,19	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 1302,22 - 762,65$	539,56	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 1650,00 - 762,65$	887,35	Ame de la poutre - traction - groupe

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 1697,09 - 1179,31$	517,78	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 2378,99 - 1179,31$	1199,68	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t5,Rd} = F_{t1,Rd} h_5/h_1$$

$$F_{t5,Rd} = 145,98 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t5,Rd} = F_{t2,Rd} h_5/h_2$$

$$F_{t5,Rd} = 138,76 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{t6,Rd} = \text{Min} (F_{t6,Rd,comp})$	302,68	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(6)} = 387,19$	387,19	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 693,89$	693,89	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 732,87$	732,87	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^5 F_{ij,Rd} = 1620,76 - 1318,07$	302,68	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{ij,Rd} = 629,42 - 138,76$	490,66	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{ij,Rd} = 726,00 - 138,76$	587,24	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 944,13 - 331,95$	612,18	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 1089,00 - 331,95$	757,05	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 1273,30 - 579,57$	693,73	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 1518,00 - 579,57$	938,43	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 1616,93 - 901,41$	715,51	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 2013,00 - 901,41$	1111,59	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 2011,81 - 1318,07$	693,73	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 2741,99 - 1318,07$	1423,92	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t6,Rd} = F_{t1,Rd} h_6/h_1$$

$$F_{t6,Rd} = 88,72 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t6,Rd} = F_{t2,Rd} h_6/h_2$$

$$F_{t6,Rd} = 84,33 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 7

F_{t7,Rd,comp} - Formule	F_{t7,Rd,comp}	Composant
$F_{t7,Rd} = \text{Min} (F_{t7,Rd,comp})$	218,35	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(7)} = 387,19$	387,19	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(7)} = 693,89$	693,89	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 732,87$	732,87	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^6 F_{ij,Rd} = 1620,76 - 1402,41$	218,35	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(7+6)} - \sum 6^6 F_{ij,Rd} = 665,66 - 84,33$	581,33	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6)} - \sum 6^6 F_{ij,Rd} = 891,45 - 84,33$	807,11	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5)} - \sum 6^5 F_{ij,Rd} = 980,37 - 223,09$	757,28	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5)} - \sum 6^5 F_{ij,Rd} = 1254,45 - 223,09$	1031,35	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4)} - \sum 6^4 F_{ij,Rd} = 1295,08 - 416,28$	878,80	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4)} - \sum 6^4 F_{ij,Rd} = 1617,45 - 416,28$	1201,16	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum 6^3 F_{ij,Rd} = 1624,25 - 663,90$	960,35	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum 6^3 F_{ij,Rd} = 2046,45 - 663,90$	1382,54	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum 6^2 F_{ij,Rd} = 1967,88 - 985,75$	982,13	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum 6^2 F_{ij,Rd} = 2541,45 - 985,75$	1555,70	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum 6^1 F_{ij,Rd} = 2362,76 - 1402,41$	960,35	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum 6^1 F_{ij,Rd} = 3270,44 - 1402,41$	1868,03	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t7,Rd} = F_{t1,Rd} h7/h1$

$F_{t7,Rd} = 31,46$ [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

$F_{t7,Rd} = F_{t2,Rd} h7/h2$

$F_{t7,Rd} = 29,90$ [kN] 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	800	416,66	-	-	416,66	701,19	423,36	732,87
2	650	321,84	-	-	387,19	693,89	423,36	732,87
3	500	247,62	-	-	387,19	693,89	423,36	732,87
4	390	193,19	-	-	387,19	693,89	423,36	732,87
5	280	138,76	-	-	387,19	693,89	423,36	732,87
6	170	84,33	-	-	387,19	693,89	423,36	732,87

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}
7	60	29,90	-	-	387,19	693,89	423,36	732,87

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 797,28 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,34 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,34)$$

Vérification de l'interaction M+N

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1 \quad [6.2.5.1.(3)]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \quad 0,42 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,42)$$

Résistance de l'assemblage au cisaillement

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,89 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 43,96 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 211,68 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 324,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 324,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	423,36	-35,99	416,66	142,17	106,17	72,17
2	423,36	-35,99	321,84	109,81	73,82	76,97
3	423,36	-35,99	247,62	84,49	48,50	80,72
4	423,36	-35,99	193,19	65,92	29,92	83,48
5	423,36	-35,99	138,76	47,35	11,35	86,23
6	423,36	-35,99	84,33	28,77	-7,22	87,92
7	423,36	-35,99	29,90	10,20	-25,79	87,92

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

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{ij,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{ij,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{ij,Ed} = F_{ij,Ed,N} + F_{ij,Ed,M}$$

$$F_{v_j,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Rd} (1 - F_{ij,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_{i=1}^n F_{v_j,Rd} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{j,Rd} = 575,41 \quad \text{[kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,01 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

Résistance des soudures

$$A_w = 278,70 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wy} = 140,56 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wz} = 138,14 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$I_{wy} = 224503,98 \quad \text{[cm}^4\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = -42940,86 \quad \text{[kPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -41772,22 \quad \text{[kPa]} \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\tau_{\parallel} = -339,88 \quad \text{[kPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\beta_w = 0,85 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad \text{[4.5.3.2(7)]}$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3^*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 85881,72 < 381176,47 \quad \text{vérifié} \quad (0,23)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 83546,51 < 381176,47 \quad \text{vérifié} \quad (0,22)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 42940,86 < 291600,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,15)$$

Rigidité de l'assemblage

$$t_{wash} = 4 \quad \text{[mm]} \quad \text{Epaisseur de la plaquette} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$h_{head} = 14 \quad \text{[mm]} \quad \text{Hauteur de la tête du boulon} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$h_{nut} = 20 \quad \text{[mm]} \quad \text{Hauteur de l'écrou du boulon} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$L_b = 64 \quad \text{[mm]} \quad \text{Longueur du boulon} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$k_{10} = 6 \quad \text{[mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité des boulons} \quad \text{[6.3.2.(1)]}$$

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	120,34	6828,66
1	800	∞	∞	40	5	37,43	2996,33
2	650	∞	∞	28	4	27,69	1801,14
3	500	∞	∞	24	4	20,35	1018,41
4	390	∞	∞	20	4	14,96	584,21

Nr	hj	k3	k4	k5	keff,j	keff,j hj	keff,j hj ²
5	280	∞	∞	20	4	10,75	301,39
6	170	∞	∞	20	4	6,53	111,32
7	60	∞	∞	30	4	2,62	15,85

$k_{eff,j} = 1 / (\sum_{i=1}^5 (1 / k_{i,j}))$ [6.3.3.1.(2)]

$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$

$Z_{eq} = 567$ [mm] Bras de levier équivalent [6.3.3.1.(3)]

$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$

$k_{eq} = 21$ [mm] Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons [6.3.3.1.(1)]

$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 k_{eq}$ [6.3.1.(4)]

$S_{j,ini} = 1434018,30$ [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)]

$S_j = 1434018,30$ [kN*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig} = 127998,60$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

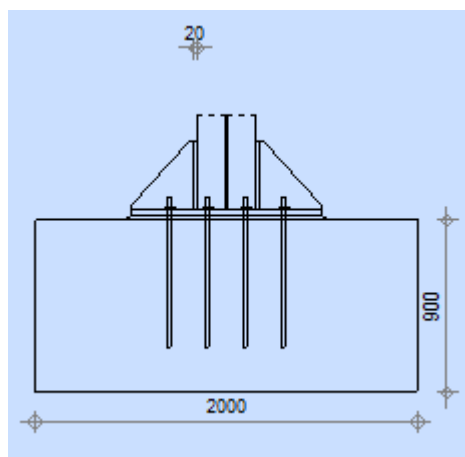
$S_{j,pin} = 7999,91$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RIGIDE

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,42

A.X-7-Ancrage du Pied de Poteau HEA400 :



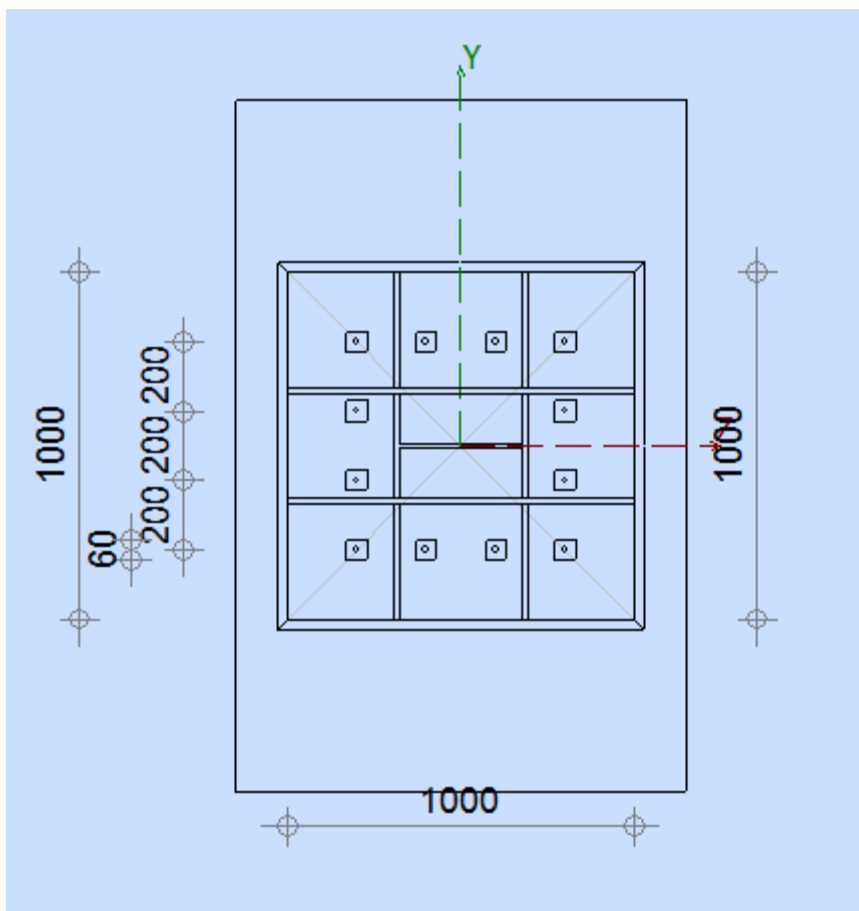
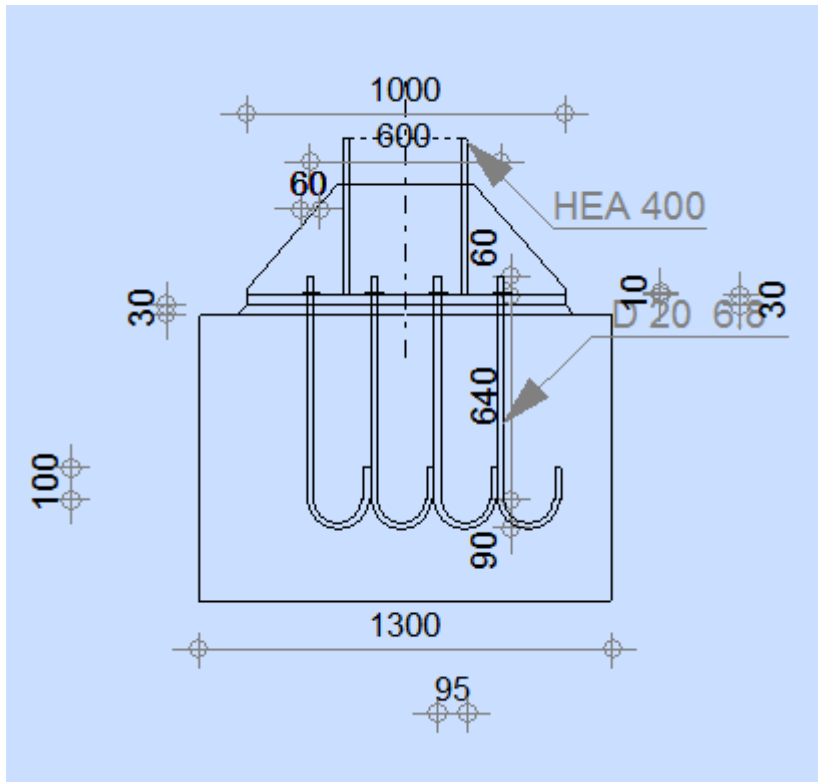


Fig.X.7 : Ancrage pied de poteau HEA400



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014

Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009
+ CEB Design Guide: Design of fastenings on concrete



Ratio
0,57

Général

Assemblage N°: 2
Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré
Noeud de la structure: 5
Barres de la structure: 3

Géométrie

Poteau

Profilé: HEA 400

Barre N°: 3

$L_c = 15,00$ [m] Longueur du poteau
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 390$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 11$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 19$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 158,98$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{yc} = 45069,40$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER E28

$f_{yc} = 275000,00$ [kPa] Résistance
 $f_{uc} = 405000,00$ [kPa] Résistance ultime du matériau

Platine de prescellement

$l_{pd} = 1000$ [mm] Longueur

$b_{pd} = 1000$ [mm] Largeur

$t_{pd} = 30$ [mm] Epaisseur

Matériau: ACIER E28

$f_{ypd} = 275000,00$ [kPa] Résistance

$f_{upd} = 405000,00$ [kPa] Résistance ultime du matériau

Ancrage

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 6.8 Classe de tiges d'ancrage

$f_{yb} = 410000,00$ [kPa] Limite de plasticité du matériau du boulon

$f_{ub} = 600000,00$ [kPa] Résistance du matériau du boulon à la traction

$d = 20$ [mm] Diamètre du boulon

$A_s = 2,45$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 3,14$ [cm²] Aire de la section du boulon

$n_H = 4$ Nombre de colonnes des boulons

$n_V = 4$ Nombre de rangées des boulons

Ecartement $e_{Hi} = 200;200$ [mm]

Entraxe $e_{Vi} = 200;200$ [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 60$ [mm]

$L_2 = 640$ [mm]

$L_3 = 180$ [mm]

$L_4 = 100$ [mm]

Platine

$l_{wd} = 60$ [mm] Longueur

$b_{wd} = 60$ [mm] Largeur

$t_{wd} = 10$ [mm] Epaisseur

Raidisseur

$l_s = 1000$ [mm] Longueur

$w_s = 1000$ [mm] Largeur

$h_s = 350$ [mm] Hauteur

$t_s = 20$ [mm] Epaisseur

$d_1 = 20$ [mm] Grugeage

$d_2 = 20$ [mm] Grugeage

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_C = 1,50$ Coefficient de sécurité partiel

Semelle isolée

$L = 1300$ [mm] Longueur de la semelle

$B = 2000$ [mm] Largeur de la semelle

$H = 900$ [mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe BETON25

$f_{ck} = 25000,00$ [kPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 30$ [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 12000,00$ [kPa] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

Soudures

$a_p = 10$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_s = 10$ [mm] Raidisseurs

Efforts

Cas: 27: $G+Q_{EXP}+1.2EX (1+2) * 1.00+8*1.20$

$N_{j,Ed} = -1892,17$ [kN] Effort axial

$V_{j,Ed,z} = -95,33$ [kN] Effort tranchant

$M_{j,Ed,y} = 304,57$ [kN*m] Moment fléchissant

Résultats

Zone comprimée

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = 16666,6$ [kPa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

$f_j = 17462,4$ [kPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]

$$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$$

$c = 69$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]

$b_{eff} = 156$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 437$ [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$A_{c0} = 684,50$ [cm²] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)]

$A_{c1} = 6160,52$ [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]

$$F_{rd1} = A_{c0} * f_{cd} * \sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3 * A_{c0} * f_{cd}$$

$A_{c1} = 6160,52$ [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]

$\beta_j = 0,67$ Coefficient réducteur pour la compression [6.2.5.(7)]

$$f_{jd} = \beta_j * F_{rd1} / (b_{eff} * l_{eff})$$

$f_{jd} = 33333,33$ [kPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]

$A_{c,n} = 5622,15$ [cm²] Aire de compression efficace [6.2.8.2.(1)]

$A_{c,y} = 2314,89$ [cm²] Aire de flexion My [6.2.8.3.(1)]

$$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} \cdot f_{jd}$$

$F_{c,Rd,n} = 18740,52$ [kN] Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,y} = 7716,30$ [kN] Résistance du béton à la flexion My [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]

$W_{pl,y} = 17445,80$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{c,Rd,y} = 4797,60$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_{f,y} = 497$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$$

$F_{c,fc,Rd,y} = 9649,64$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$$

$N_{j,Rd} = 18740,52$ [kN] Résistance de la semelle à l'effort axial [6.2.8.2.(1)]

$$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$$

$F_{c,Rd,y} = 7716,30$ [kN] Résistance de la semelle dans la zone comprimée [6.2.8.3]

Contrôle de la résistance de l'assemblage

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24) $0,10 < 1,00$ **vérifié** (0,10)

$e_y = 161$ [mm] Excentricité de l'effort axial [6.2.8.3]

$z_{c,y} = 249$ [mm] Bras de levier $F_{c,Rd,y}$ [6.2.8.1.(2)]

$z_{t,y} = 300$ [mm] Bras de levier $F_{T,Rd,y}$ [6.2.8.1.(3)]

$M_{j,Rd,y} = 1507,79$ [kN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2.8.3]

$$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad (6.23)$$

$$0,20 < 1,00$$

vérifié

$$(0,20)$$

Cisaillement

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$$\alpha_{d,z} = \frac{3,0}{3} \quad \text{Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\alpha_{b,z} = \frac{1,0}{0} \quad \text{Coef. pour les calculs de la résistance } F_{1,vb,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$k_{1,z} = \frac{2,5}{0} \quad \text{Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = 486,00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]}$$

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$$\alpha_b = 0,32 \quad \text{Coef. pour les calculs de la résistance } F_{2,vb,Rd} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$A_{vb} = 3,14 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section du boulon} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$f_{ub} = 600000,00 \quad [\text{kPa}] \quad \text{Résistance du matériau du boulon à la traction} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$$F_{2,vb,Rd} = 47,80 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$\alpha_M = 2,00 \quad \text{Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation} \quad \text{CEB [9.3.2.2]}$$

$$M_{Rk,s} = 0,48 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion} \quad \text{CEB [9.3.2.2]}$$

$$l_{sm} = 55 \quad [\text{mm}] \quad \text{Longueur du bras de levier} \quad \text{CEB [9.3.2.2]}$$

$$\gamma_{Ms} = 1,20 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.2]}$$

$$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$$

$$F_{v,Rd,sm} = 14,64 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 208,81$ [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.4]

$k_3 = 2,00$ Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage CEB [9.3.3]

$\gamma_{Mc} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,cp} = 193,35$ [kN] Résistance du béton à l'effet de levier CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z} = 556,1$ [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(a)]

$\psi_{A,V,z} = 1,00$ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.3.4]

$\psi_{h,V,z} = 1,00$ Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation CEB [9.3.4.(c)]

$\psi_{s,V,z} = 1,00$ Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement CEB [9.3.4.(d)]

$\psi_{ec,V,z} = 1,00$ Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(e)]

$\psi_{\alpha,V,z} = 1,00$ Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant CEB [9.3.4.(f)]

$\psi_{ucr,V,z} = 1,00$ Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation CEB [9.3.4.(g)]

$\gamma_{Mc} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z} \cdot \psi_{A,V,z} \cdot \psi_{h,V,z} \cdot \psi_{s,V,z} \cdot \psi_{ec,V,z} \cdot \psi_{\alpha,V,z} \cdot \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,c,z} = 257,47$ [kN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton [6.2.2.(6)]

$N_{c,Ed} = 1892,17$ [kN] Effort de compression [6.2.2.(6)]

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$$

$$F_{f,Rd} = 567,65 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance au glissement} \quad [6.2.2.(6)]$$

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,z} = 743,29 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,13 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,13)$$

Contrôle des raidisseurs

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$$M_1 = 49,32 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \quad \text{Moment fléchissant du raidisseur}$$

$$Q_1 = 323,39 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant du raidisseur}$$

$$z_s = 75 \text{ [mm]} \quad \text{Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)}$$

$$I_s = 24487,8 \text{ [cm}^4\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du raidisseur}$$

$$\sigma_d = 9154,19 \text{ [kPa]} \quad \text{Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\sigma_g = 61333,0 \text{ [kPa]} \quad \text{Contrainte normale dans les fibres supérieures} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\tau = 46198,2 \text{ [kPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle dans le raidisseur} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\sigma_z = 80539,7 \text{ [kPa]} \quad \text{Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0 \quad 0,29 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,29)$$

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$$M_1 = 57,73 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \quad \text{Moment fléchissant du raidisseur}$$

$$Q_1 = 349,90 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant du raidisseur}$$

$$z_s = 75 \text{ [mm]} \quad \text{Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)}$$

$I_s = 24487,8$	[cm ⁴] Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d = 10716,3$	[kPa] Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 71799,7$	[kPa] Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 49985,0$	[kPa] Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 87237,3$	[kPa] Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)	$0,32 < 1,00$	vérifié	(0,32)
--	---------------	----------------	--------

Soudures entre le poteau et la plaque d'assise

$\sigma_{\perp} = 20785,39$	[kPa] Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 20785,39$	[kPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} = 0,00$	[kPa] Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} = -2026,63$	[kPa] Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_w = 0,85$	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	$0,07 < 1,00$	vérifié	(0,07)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,11 < 1,00$	vérifié	(0,11)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,10 < 1,00$	vérifié	(0,10)

Soudures verticales des raidisseurs

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} = 0,00$	[kPa] Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 0,00$	[kPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} = 75734,89$	[kPa] Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z = 0,00$	[kPa] Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w = 0,85$	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,34 < 1,00$	vérifié	(0,34)
---	---------------	----------------	--------

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	99975,15 [kPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	99975,15 [kPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	49985,02 [kPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	217889,03 [kPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,57 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,57)$$

Soudures horizontales des raidisseurs

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	37486,86 [kPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	37486,86 [kPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	59877,40 [kPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	127972,52 [kPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,34 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,34)$$

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	37486,86 [kPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	37486,86 [kPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	62758,75 [kPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	132049,39 [kPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,35 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,35)$$

Rigidité de l'assemblage

Moment fléchissant $M_{i,Ed,y}$

$b_{eff} =$	156 [mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	437 [mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]

$$k_{13,y} = E_c \cdot \sqrt{(b_{\text{eff}} \cdot l_{\text{eff}})} / (1.275 \cdot E)$$

$$k_{13,y} = 31 \text{ [mm]} \text{ Coef. de rigidité du béton comprimé} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$l_{\text{eff}} = 242 \text{ [mm]} \text{ Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1} \quad [6.2.6.5]$$

$$m = 39 \text{ [mm]} \text{ Pince boulon-bord de renforcement} \quad [6.2.6.5]$$

$$k_{15,y} = 0.425 \cdot l_{\text{eff}} \cdot t_p^3 / (m^3)$$

$$k_{15,y} = 48 \text{ [mm]} \text{ Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$L_b = 240 \text{ [mm]} \text{ Longueur efficace du boulon d'ancrage} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$k_{16,y} = 1.6 \cdot A_b / L_b$$

$$k_{16,y} = 2 \text{ [mm]} \text{ Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$\lambda_{0,y} = 1,03 \text{ Elancement du poteau} \quad [5.2.2.5.(2)]$$

$$S_{j,\text{ini},y} = 811563,34 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \text{ Rigidité en rotation initiale} \quad [\text{Tableau 6.12}]$$

$$S_{j,\text{rig},y} = 189291,48 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \text{ Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,\text{ini},y} \geq S_{j,\text{rig},y} \text{ RIGIDE} \quad [5.2.2.5.(2)]$$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,57

X.8 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons procédé à la vérification des différents assemblages de la structure.

À partir de ce chapitre, nous avons conclu qu'un assemblage approprié assure la transmission des efforts entre les éléments de la structure et par conséquent homogénéise d'avantage de la structure.

Conclusion générale

La vérification des ossatures en charpente métallique doit être satisfaite à la condition de sécurité et d'économie.

Les règles de vérification doivent être aussi améliorées de telle façon à obtenir une vérification précise et plus simplifiée que possible.

Le travail que nous avons réalisé, a permis de mettre en pratique, les connaissances acquises durant le cursus universitaire dans le domaine de la génie mécanique et en particulier la construction métallique.

Le stage pratique effectué à GTP nous a permis :

- ❖ D'effectuer un travail collectif qui nous a permis de connaître les taches d'un ingénieur dans une entreprise.
- ❖ D'actualiser, améliorer nos connaissances théoriques et de s'adapter en milieu industriel.
- ❖ De maîtriser le logiciel de calcul **ROBOT** qui permet: un calcul rapide, facilite les taches critiques et enfin minimise les erreurs commises manuellement.
- ❖ Connaître et appliquer les nouveaux règlements de calcul (**LES EUROCODE**, **RPA99 version 2003**, et **DTR** algérien).

BIBLIOGRAPHIE

📖 **Eurocode 3** « calcul des structures en acier »

Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments.

📖 **Eurocode 4** : conception et dimensionnement des structures mixtes « acier-béton »

Partie 1-1 : calculs des poutres mixtes. par Jean –marie ARIBERT

📖 **Jean MOREL** :

Conception et calcul des structures métalliques selon l'EUROCODE 3. Editions Eyrolles, Paris, 1994

📖 **Règlement Neige et Vent** :

« R.N.V.1999 » centre national d'études et de recherche intégrées du bâtiment

📖 **Règles Parasismiques Algériennes RPA99** :

Modifiées 2003, centre national de recherche appliquée en génie parasismique, Alger, 2003.

📖 **Mémotech structures métallique** :

Auteur : Claude HAZAD.

Freddy LELONG.

Bruno QUINZAIN.

Éditions : CASTEILLA-25, rue Monge-75005 Paris, 2004

📖 **Mémoire fin étude** .