



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
Faculté de Génie de la construction
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDE

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

Thème :

**Etude d'un double hangar (R+1) en construction
métallique avec décrochement à usage industriel**



Réalisé par :
Mr. SIGUERDJIDJENE LYES
Mr. OULD MOHAMED OUALI

Dirigé par:
Mr. DAHMANI LAHLOU

Promotion : 2021/2022

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I- Présentation du projet	1
I-1- Zone d'implémentation	1
I-2- Donnée géométrique	1
I-3- Les éléments de l'ouvrage	2
I-3-1- La stabilité.....	2
I-3-2- Plancher mixte	2
I-3-3- Escalier.....	3
I-3-4- Toiture.....	3
I-4- Matériaux utilisés	4
I-4-1- Acier.....	4
I-4-2- Béton	4
I-5- Normes et règlement utilisé.....	4

Chapitre II : Etude climatique

II- Introduction	5
II-1- Etude au vent.....	5
II-1-1- Détermination des différents paramètre et coefficients de calcul.....	5
II-1-2- Détermination de la pression dynamique de pointe $q_p(z)$	7
II-1-3- Détermination du coefficient de pression extérieur C_{pe} (décrochement en L).....	9
II-1-4- Calcul de la force de frottement	18
II-1-5- Action d'ensemble	20
II-1-6- Calcul de la stabilité de l'ensemble	22
II-2- Action de la neige	24
II-2-1- Domaine d'application	24
II-2-2- Charge de neige sur le sol.....	24
II-2-3- Charge de la neige sur le toit	25

Chapitre III : Prédimensionnement des éléments secondaire

III- Introduction.....	26
III-1- Prédimensionnement des pannes	26
III-1-1- Définition	26
III-1-2- Donnée de calcul	27
III-1-3- Evaluation des charges et surcharges	27
III-1-4- Combinaison des charges les plus défavorables	28
III-1-5- Principe de prédimensionnement	29

III-1-6- Condition de la flèche	29
III-1-7- Classification de la section	30
III-1-8- Vérification à la sécurité	31
III-2- Calcul des liernes.....	37
III-2-1- Introduction	37
III-2-2- Calcul de l'effort maximal revenant au lierne.....	38
III-2-3- Dimensionnement des liernes.....	39
III-3- Echantignolle	40
III-3-1- Introduction	40
III-3-2- Calcul des charges revenant à l'échantignolle	40
III-3-3- Calcul des moments de renversement	41
III-3-4- Dimensionnement de l'échantignolle.....	41
III-4- Lisse de bardage	42
III-4-1- Introduction	42
III-4-2- Calcul des lisses de bardages	43
III-4-3- Calcul des liernes	48
III-5- Potelet	49
III-5-1- Introduction	49
III-5-2- Donné de calcul	50
III-5-3- Evaluation des charges	50
III-5-4- Dimensionnement du potelet.....	50
III-5-5- Vérification a la résistance	52
III-5-6- Vérification aux instabilités.....	53
III-6- Escalier	56
III-6-1- Les éléments constituent les escaliers	56
III-6-2- Dimensionnement des escaliers.....	56
III-6-3- Prédimensionnement des éléments.....	57

Chapitre IV : Etude d'un plancher mixte

IV- Introduction.....	77
IV-1- Disposition des solives	78
IV-2- Vérification au stade de montage	78
IV-2-1- Evaluation des charges et surcharges.....	78
IV-2-2- Combinaison de charge	78
IV-2-3- Condition de la flèche	79
IV-2-4- Verification à l'ELU	80
IV-2-5- Vérification à l'ELS	80

IV-3- Vérification au stade final	81
IV-3-1- Evaluation des charges	81
IV-3-2- Combinaison de charge	81
IV-3-3- Caractéristique du plancher mixte.....	81
IV-3-4- Vérification à l'ELU	83
IV-3-5- Vérification à l'ELS	84
IV-4- Calcul des connexion acier-béton.....	84
IV-4-1- Dimensionnements des connecteurs	85
IV-4-2- Calcul du nombre de connecteurs (goujon)	85
IV-4-3- Espacement entre connecteur	86

Chapitre V : Prédimensionnement des éléments structuraux

V- Les poutres	87
V-1- Introduction.....	87
V-2- Poutre principale	87
V-2-1- Evaluation des charges et surcharges	87
V-2-2- Combinaison des charges	87
V-2-3- Condition à la flèche.....	87
V-2-4- Vérification à l'ELU.....	88
V-2-5- Vérification à l'ELS	89
V-3- Poutre secondaire.....	89
V-3-1- Evaluation des charges et surcharges	89
V-3-2- Combinaison des charges	89
V-3-3- Condition à la flèche.....	90
V-3-4- Vérification à l'ELU.....	91
V-3-5- Vérification à l'ELU.....	92
V-3-6- Vérification à l'ELS	92
V-4- Les poteaux.....	93
V-4-1- Evaluation des charges et surcharges	93
V-4-2- Combinaison des charges	93
V-4-3- Choix de la section	93
V-4-4- Vérification de la condition à résistance	94
V-4-5- Vérification a la stabilité	95
V-5- Les portiques.....	95
V-5-1- Introduction	95
V-5-2- Evaluation des charges	96
V-5-3- Effet de la neige.....	96

V-5-4- Effet du vent	96
V-5-5- Surcharge d'entretien	97
V-5-6- Combinaison des charges	97
V-6- Etude numérique du portique avec le logiciel ROBOT	98
V-6-1- Introduction	98
V-6-2- Description du logiciel ROBOT	98
V-6-3- Etape à suivre dans le logiciel	99
V-6-4- Vérification manuelle de la traverse (IPE 450) :	104
V-7- Conclusion	105

Chapitre VI : Prédimensionnement des contreventements

VI- Introduction.....	106
VI-1- Rôle des systèmes de contreventement	106
VI-2- Prédimensionnement de la poutre au vent en pignon selon l'EC3	106
VI-2-1- Effort F de compression simple en tête des potelets.	106
VI-2-2- Effort de traction dans les diagonales	107
VI-2-3- Section dans la diagonal.....	108
VI-2-4- Vérification à la résistance ultime de la section.....	108
VI-3- Prédimensionnement de la palée de stabilité selon l'EC3.....	109
VI-3-1- Effort de traction dans la diagonale	109
VI-3-2- Section dans la diagonal.....	110
VI-3-3- Vérification à la résistance ultime de la section.....	110

Chapitre VII : Etude sismique

VII- Introduction	112
VII-1- Classification de notre ouvrage selon l'RPA99 version 2003	112
VII-1-1- Classification de la zone sismique	112
VII-1-2- Classification de notre ouvrage selon son importance (Art3.2 RPA99 version2003).....	113
VII-1-3- Classification du site (Art3.3 RPA99 version2003)	113
VII-1-4- Classification des systèmes de contreventement (Art. 8-4-2 RPA99 version2003).....	113
VII-2- Méthodes de calcul.....	113
VII-3- Principe Méthode statique équivalente	114
VII-4- Calcul de la force sismique totale (art 4.2.3 RPA99/03)	114
VII-5- Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur.....	119
VII-6- Re-vérification des poteaux avec la charge sismique	120

Chapitre VIII : Calcul des Assemblages

VIII- Introduction.....	121
VIII-1- Classe d'assemblages.....	121
VIII-2- Type d'assemblages.....	121
VIII-2-1- Le boulonnage	121
VIII-2-2- La soudure	123
VIII-3- Calcul des assemblages de la poutre au vent	123
VIII-3-1- Choix du nombre de boulons.....	123
VIII-3-2- Positionnement des boulons	123
VIII-3-3- Vérification de la pression diamétrale.....	124
VIII-3-4- Vérification de la résistance à la traction de la cornière.....	124
VIII-3-5- Vérification de la résistance à la traction du gousset	124
VIII-3-6- Vérification de la cornière au cisaillement de bloc	125
VIII-3-7- Vérification aux effort combinée de cisaillement et de traction	126
VIII-4- Calcul des assemblages du palée de stabilité.....	126
VIII-4-1- Choix du nombre de boulons.....	126
VIII-4-2- Positionnement des boulons	126
VIII-4-3- Vérification de la pression diamétrale.....	127
VIII-4-4- Vérification de la résistance à la traction de la cornière.....	127
VIII-4-5- Vérification de la résistance à la traction du gousset	128
VIII-4-6- Vérification de la cornière au cisaillement de bloc	128
VIII-4-7- Vérification aux effort combinée de cisaillement et de traction	129
VIII-5- Calcul de l'assemblage de rive	129
VIII-5-1- Calcul du moment résistant	129
VIII-5-2- Vérification à la résistance de l'assemblage.....	130
VIII-5-3- Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant.....	130
VIII-5-4- Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue	130
VIII-5-5- Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée	131
VIII-5-6- Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée.....	132
VIII-6- Calcul des assemblages avec logiciel Robot 2023	132
VIII-6-1- Assemblage poteaux traverse	133
VIII-6-2- Assemblage des deux traverses au niveau du faitage.....	143
VIII-6-3- Assemblage Poteau-Poutre de rive.....	149
VIII-6-4- Assemblage Poteau-Poutre du plancher	160
VIII-6-5- Encastrement en pied de poteau	170

Chapitre IX : Vérification des éléments

IX- Introduction.....	179
IX-1- Récapitulatif des éléments utilisés	179
IX-2- Vérification des pannes	179
IX-3- Vérification des lisses.....	180
IX-4- Vérification des potelet	181
IX-5- Vérification des solives	183
IX-6- Vérification des poutres principales	184
IX-7- Vérification des poutres secondaire	185

Chapitre X : Calcul des pieds de poteaux

X- Introduction.....	187
X-1- Calcul de la base du poteau	187
X-1-1- Partie tendue	187
X-1-2- Partie comprimée	187
X-1-3- Vérification de la plaque d'assise.....	188
X-1-4- Calcul de l'effort de la traction dans les goujons	189
X-1-5- Vérification de l'épaisseur de la plaque	189
X-1-6- Calcul des boulons d'ancrage.....	190
X-1-7- Vérification de la tige d'ancrage à l'adhérence.....	190

Chapitre XI : Calcul des fondations

XI- Introduction.....	192
XI-1- Etude du sol	192
XI-2- Choix du type de fondation	192
XI-3- Etude des semelles.....	192
XI-3-1- Dimensionnement de la semelle	193
XI-3-2- Vérification de la stabilité	193
XI-3-3- Calcul du ferrailage.....	194
XI-4- Calcul des longrines	195
XI-4-1- Calcul de l'espacement des cadres.....	196

Chapitre XII : Protection de la structure

XII- Généralité	197
XII-1- Protection à la corrosion	197
XII-1-1- Introduction.....	197
XII-1-2- Généralité sur la corrosion.....	197

XII-1-3- Nature de la corrosion.....	197
XII-1-4- Prévention de la corrosion	197
XII-2- Protection anti incendie.....	199
XII-2-1- Introduction.....	199
XII-2-2- Effet de la température sur l'acier.....	199
XII-2-3- Mesure de protection contre les incendies.....	199

LISTE DES FIGURES

Figure I-1 Vue en 3D	1
Figure I-2 Plancher mixte.....	2
Figure I-3 Panneau sandwich	3
Figure II-1 Hauteur de référence Z_e et le profil correspondant de la pression dynamique	8
Figure II-2 Distribution des pressions selon la longueur développée.....	9
Figure II-3 Décrochement en plan au vent	9
Figure II-4 Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois verticales suivant le pignon.....	11
Figure II-5 Vue en plan des zones de pression sur la toiture suivant le pignon	12
Figure II-6 Coefficient de pression intérieur (distribution uniforme des ouvertures).....	13
Figure II-7 répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens de pignon (daN/m^2)	14
Figure II-8 répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens de pignon (daN/m^2).....	14
Figure II-9 valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois verticale suivant le long-pan.....	15
Figure II-10 Vue en plan des zones de pression sur la toiture suivant le long-pan	16
Figure II-11 La répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens de long-pan (daN/m^2)	17
Figure II-12 La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens de long-pan(daN/m^2)	18
Figure II-13 Représentation des surfaces de frottement	18
Figure II-14 Représentation du frottement.....	19
Figure II-15 Représentation des charges provoquant un moment de renversement au long-pan	23
Figure II-16 Représentation des charges provoquant un moment de renversement au pignon	23
Figure II-17 Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol	24
Figure II-18 Disposition des charges de neige a considéré pour toiture a versants multiples	25
Figure III-1 Disposition des pannes sur la toiture	26
Figure III-2 Chargement permanant au niveau de la toiture.....	27
Figure III-3 Panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement.....	32

Figure III-4 Panne de toiture en flexion.	33
Figure III-5 Panne de toiture en cisaillement sous les différents plans de chargement.	33
Figure III-6 Vérification de la flèche	36
Figure III-7 Dispositions des liernes.....	38
Figure III-8 Réaction R sur les liernes.....	38
Figure III-9 Les efforts dans les liernes	39
Figure III-10 Disposition de l'échantignole	40
Figure III-11 Représentation de l'échantignolle	42
Figure III-12 Disposition des lisses de bardages.	42
Figure III-13 Semelle comprimée soutenue sur toute sa longueur	47
Figure III-14 Représentation des charges et surcharges sur le potelet	50
Figure III-15 Disposition des cornières	58
Figure III-16 Charge appliqué sur la cornière	58
Figure III-17 Distribution des charges sur un limon	60
Figure III-18 Charge équivalente "G"	61
Figure III-19 Charge équivalente "Q"	62
Figure III-20 Les charge sur la poutre d'appuis des limons.....	68
Figure III-21 Les charges sur la poutre d'appuis des limons.....	69
Figure IV-1 Eléments constructifs d'un plancher mixte	77
Figure IV-2 Représentation de la tôle HI-BOND 55	77
Figure IV-3 Disposition des solives	78
Figure IV-4 Dimensions d'une poutre mixte	81
Figure IV-5 Beff selon l'EUROCODE 4.....	82
Figure IV-6 Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive).	83
Figure IV-7 Disposition d'un connecteur	84
Figure IV-8 Caractéristiques des connecteurs selon l'EUROCODE 4.....	85
Figure IV-9 Distance entre les goujons.....	86
Figure V-1 Surface reprise par le poteau le plus sollicité	93
Figure V-2 Vue du portique en 3D.....	95
Figure V-3 Interface du logiciel Robot Structural Analysis Professional.....	98
Figure V-4 Vu d'ensemble du portique	99
Figure V-5 Profilés selon ROBOT	99
Figure V-6 Diagrammes des efforts normaux	103

Figure V-7 Diagramme des moments fléchissant	103
Figure V-8 Diagramme des efforts tranchant.....	104
Figure VI-1 Schéma statique de la poutre au vent	106
Figure VI-2 Disposition des hauteurs "hi"	107
Figure VI-3 L'effort F_d dans la diagonale d'extrémité.....	107
Figure VI-4 Schéma statique du Palée de stabilité en long pan.....	109
Figure VII-1 la carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage global des différentes wilayas.....	112
Figure VII-2 Limites des décrochements en plan	113
Figure X-1 Vue d'ensemble des assemblages sur ROBOT	132
Figure X-2 Détail de l'assemblage Traverse-Poteau	133
Figure X-3 Vue 3D de l'assemblage Traverse-Poteau.....	133
Figure X-4 Vue 3D de l'assemblage au niveau du faîtage.....	143
Figure X-5 Détail de l'assemblage au niveau du faîtage.....	144
Figure X-6 Vue 3D de l'assemblage Poteau-Poutre de rive.....	150
Figure X-7 Détail sur l'assemblage Poteau-Poutre	150
Figure X-8 Vue en 3D de l'assemblage Poteau-Poutre du plancher.....	160
Figure X-9 Détail de l'assemblage Poteau-Poutre du plancher	160
Figure X-10 Vue 3D de l'assemblage au niveau du pied de poteau	171
Figure X-11 Détail de l'assemblage au niveau du pied de poteau	171
Figure XI-1 Diagramme des efforts des pannes.....	179
Figure XI-2 Diagramme des efforts des lisses	180
Figure XI-3 Diagramme des efforts des potelets	181
Figure XI-4 Diagramme des efforts des solives.....	183
Figure XI-5 Diagramme des efforts des poutres principales	184
Figure XI-6 Diagramme des efforts des poutres secondaires	185
Figure IX-1 Résistance en traction des tiges d'ancrage	190
Figure VIII-1 Diagramme des contraintes agissant sur les fondations.....	192
Figure VIII-2 Détail de la semelle isolé	195
Figure VIII-3 Ferrailage des longrines	196
Figure XII-1 Protection par peinture.....	200
Figure XII-2 Protection par produits projetés.....	200
Figure XII-3 Protection par produits en plaques.....	200
Figure XII-4 Les différents type de Protection par écran	201

Figure XII-5 Enrobage total d'une poutrelle en H.	202
Figure XII-6 Poteau bétonné entre les ailes.	202
Figure XII-7 Poteau mixte acier-béton en profil creux.	203
Figure XII-8 profilés connectés à une dalle en béton	203
Figure XII-9 profilés laminés noyés dans l'épaisseur d'une dalle béton	203
Figure XII-10 Enrobage partiel d'un profilé en H.	203
Figure XII-11 Dalle collaborant : bac acier en queue d'aronde + dalle béton.....	204
Figure XII-12 Plancher collaborant avec plafond coupe-feu.....	204
Figure XII-13 Coupe type sur un plancher sec.	204

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II-1 Catégorie du terrain	5
Tableau II-2 Coefficient dynamique de point.....	8
Tableau II-3 Coefficients de pressions extérieures (parois verticales) « V1 »	10
Tableau II-4 Surface des zones chargée pour la toiture.....	11
Tableau II-5 Valeur de pression aérodynamique $\Theta=90^\circ$ (V1).....	14
Tableau II-6 Coefficients de pressions extérieures (parois verticales) « V2 »	15
Tableau II-7 Valeur de pression aérodynamique des parois vertical $\Theta=0^\circ$ (V2)	17
Tableau II-8 Valeur de pression aérodynamique du versons de toiture $\Theta=0^\circ$ (V2).....	17
Tableau II-9 Surface tribulaire des zones	20
Tableau II-10 Valeurs des forces horizontales et verticales : Direction du vent($\Theta=90^\circ$) avec pression intérieure de +0.2	21
Tableau II-11 Valeurs des forces horizontales et verticales : Direction du vent($\Theta=90^\circ$) avec pression intérieure de -0.3	21
Tableau II-12 Valeurs des forces horizontales et verticales : Direction du vent($\Theta=0^\circ$) avec pression intérieure de +0.2	22
Tableau II-13 Valeurs des forces horizontales et verticales : Direction du vent($\Theta=0^\circ$) avec pression intérieure de -0.3	22
Tableau II-14 Valeur du coefficient de forme μ_i	25
Tableau III-1 Valeur des charges d'entretiens	27
Tableau III-2 Dimensions et caractéristiques de IPE 160	30
Tableau III-3 Facteur d'imperfection α_{LT}	35
Tableau III-4 Choix du type de courbe de déversement.....	36
Tableau III-5 Les caractéristiques de la barre ronde R 10.....	40
Tableau III-6 dimension et caractéristique de l'UPN 140.....	44
Tableau III-7 Les caractéristiques de la barre ronde R 10.....	49
Tableau III-8 Dimension et caractéristique du HEB 260	51
Tableau III-9 Caractéristique et dimension du L 40×40×5	59
Tableau III-10 Caractéristique et dimension de L'UPN 200	62
Tableau III-11 Facteur d'imperfection α_{LT}	64
Tableau III-12 Choix du type de courbe de déversement.....	65
Tableau III-13 Caractéristique et dimension de L'UPN 280	65
Tableau III-14 Facteur d'imperfection α_{LT}	67
Tableau III-15 Choix du type de courbe de déversement.....	67

Tableau III-16 Caractéristique et dimension de L'IPE 140	70
Tableau III-17 Facteur d'imperfection α_{LT}	71
Tableau III-18 Choix du type de courbe de déversement.....	72
Tableau III-19 Caractéristique et dimension de L'IPE 180	72
Tableau III-20 Facteur d'imperfection α_{LT}	74
Tableau III-21 Choix du type de courbe de déversement.....	74
Tableau IV-1 Caractéristique et dimension de L'IPE 200	79
Tableau V-1 Caractéristique et dimension du HEA 450.....	88
Tableau V-2 Caractéristique et dimension du IPE 400	90
Tableau V-3 Caractéristique et dimension du HEA 360.....	91
Tableau V-4 Caractéristique et dimension du HEA 500.....	94
Tableau V-5 Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales et la toiture, cas de vent le plus défavorable.....	97
Tableau V-6 Profilés des éléments porteurs.....	105
Tableau VI-1 Coefficient minorateur β_2 et β_3	108
Tableau VI-2 Coefficient minorateur β_2 et β_3	110
Tableau VII-1 Coefficient d'accélération de zone A.....	114
Tableau VII-2 période caractéristique associée à la catégorie du site	115
Tableau VII-3 Valeurs des pénalités P_q	116
Tableau VII-4 Poids propre des éléments du premier étage	117
Tableau VII-5 Poids propre des éléments du RDC	118
Tableau VII-6 Poids Total de la structure.....	118
Tableau X-1 Caractéristiques dimensionnelles des boulons ordinaires.....	122
Tableau X-2 Caractéristique mécanique des boulons ordinaires selon leur classe d'acier ..	122
Tableau X-3 Caractéristique mécanique des boulons précontraints selon leur classe d'acier	123
Tableau XI-1 éléments utilisés.....	179

NOTATION

Dimensions et caractéristiques de calcul	
Notation	Signification
A	Aire de la section brute.
A_{net}	Aire de la section nette.
A_{eff}	Aire de la section efficace (section4).
A_{fr}	Aire de l'élément de surface balayé par le vent.
A_s	Section résistant de la tige d'un boulon en fond de filet.
A_v	Aire de cisaillement.
h	Hauteur.
z_{min}	Hauteur minimale.
b	Largueur.
L	Longueur.
l	Largeur.
l_k	Longueur de flambement.
d	Diamètre du fut du goujon.
S	Surface.
L_0	La portée de la poutre.
t	Epaisseur.
t_w	Epaisseur de l'âme.
t_f	Epaisseur de la semelle.
r	Rayon de raccordement.
t_p	Epaisseur platine d'extrémité.
d	Diamètre nominal du trou.
d_o	Diamètre du trou.
e	Pince longitudinale ou transversale.

p	Entraxe des boulons.
I_y	Moment d'inertie de flexion maximale.
I_z	Moment d'inertie de flexion maximale.
W_{pl}	Module de résistance plastique de la section.
W_{el}	Module de résistance élastique.
W_{eff}	Module de résistance efficace.
i	Rayon de gyration.
I_t	Moment d'inertie de torsion.
F_v	Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement.
F_t	Résistance des boulons en traction.
F_B	Résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées.
Coefficients et grandeurs sans dimensions	
C_t	Coefficient de topographie.
C_d	Coefficient dynamique.
C_p	Coefficient de pression.
C_e	Coefficient d'exposition au vent.
C_r	Coefficient de rugosité.
C_{fr}	Coefficient de frottement.
C_T	Coefficient, fonction du système de contreventement.
s	Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient dynamique C_d .
γ_M	Coefficient partiel de sécurité.
γ_v	Coefficient partiel de sécurité.
μ	Coefficient de frottement / Coefficient de forme.
R	Coefficient de comportement de la structure.
λ	Élancement.
λ_k	Élancement eulérien.
$\bar{\lambda}$	Élancement réduit.

λ_{LT}	Élancement de l'élément vis-à-vis du déversement.
χ	Coefficient de réduction pour le flambement.
χ_{LT}	Coefficient de réduction pour le déversement.
K_T	Facteur de terrain.
C_1	Facteur sans dimension qui dépend de la nature du diagramme des moments.
Q_{My}	Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.
c	Facteur de résistance du béton.
Q	Facteur de qualité.
D	Facteur d'amplification dynamique moyen.
η	Facteur de correction d'amortissement.
I_w	Facteur de gauchissement.
Sollicitations et contraintes	
M	Moment sollicitant.
M_{sd}	Moment fléchissant.
M_{cr}	Moment critique élastique de déversement.
M_{pl}	Moment fléchissant de résistance plastique.
M_{el}	Le moment de résistance élastique.
M_b	Moment résistant de déversement.
M_r	Moment de renversement.
M_s	Moment stabilisant.
V_{sd}	Effort tranchant sollicitant.
V_{pl}	Résistance plastique de la section à l'effort tranchant.
N	Effort normal.
N_{pl}	Effort normal de plastification.
F_u	La résistance à la traction.
f_y	Limite d'élasticité.
F_{cj}	Résistance caractéristique à la compression.
F_{tj}	Résistance caractéristique à la traction.

$F_{t,Rd}$	Résistance de l'âme du poteau à la traction.
F_{pC}	Précontrainte de frottement.
F_{fr}	Force de frottements (d'entraînement) éventuelles.
q_p	Pression dynamique de pointe.
W	Pression aérodynamique du vent.
q_{ref}	Pression dynamique de référence.
ρ	Masse volumique.
E	Module d'élasticité longitudinale.
G	Module cisaillement / Charge permanente.
Q	Surcharge d'exploitation.
Notes de calcul « ROBOT »	
N_{sd}	Effort axial.
$N_{t,Rd}$	Résistance ultime plastique en traction.
V_{sd}	Effort de cisaillement.
$V_{pl,Rd}$	Résistance ultime en cisaillement.
M_{sd}	Moment fléchissant.
M_{cr}	Moment critique pour le déversement.
$M_{b,Rd}$	Moment ultime pour le déversement.
$M_{pl,Rd}$	Moment ultime plastique.
$M_{el,Rd}$	Moment ultime élastique.
$M_{y,Rd}$	Moment ultime compte tenu de l'interaction.
L_{fy}	Longueur de flambement.
ID_{sup}	Longueur de déversement de la semelle supérieure.
ID_{inf}	Longueur de déversement de la semelle inférieure.
λ_y	Elancement de la barre.
$\lambda_{rel,y}$	Elancement relatif de la barre.
λ_{LT}	Elancement fictif de la barre pour le déversement.
χ_y	Coefficient de flambement.

X_{LT}	Coefficient de déversement.
K_{LT}	Coefficient de réduction pour le déversement.
M_{ly}	Coefficient pour le calcul de K_{fy} .
M_{lLT}	Coefficient pour le calcul de K_{LT} .
K_y	Coefficient de reduction en flexion.
C_1	Coefficient pour le calcul du moment critique.
$Beta_{M_y}$	Coefficient dépendant du diagramme des moments.
$Beta_{MLT}$	Coefficient dépendant du diagramme des moments.
u	Flèche.
u_{max}	Flèche admissible.
u_{inst}	Flèche due aux charges variables.
$u_{inst,max}$	Flèche admissible due aux charges variables en z.

INTRODUCTION GENERALE

La construction métallique est une branche, qui répond aux besoins actuels dans le domaine de la construction de par sa rapidité, solidité, légèreté et les possibilités architecturales qu'il propose.

Ce dernier touche plusieurs axes tel que les ponts, bâtiments, tours, hangars ..., et aussi la chaudronnerie (réservoirs, cuves, échangeurs, récipient...).

La construction métallique offre d'importants avantages à la réalisation et l'utilisation :

- Utilisation optimale de l'espace grâce aux grandes portées et aux sections réduites des éléments
- Structure porteuses aérées et tolérances réduites facilitant la mise en place des installations techniques et des éléments du second-œuvre.
- Grand liberté grâce aux structures filigranes et légères.
- Facilite d'adoption aux changements d'affectation grâce à des assemblages démontables et à l'intégration de nouveaux éléments et installations.
- Avec les revêtements on obtient un meilleur protecteur contre corrosion et l'incendie
- Economie importantes grâce au poids réduite de la structure.
- La légèreté de l'acier qui réduit les charges sur le sol, nous permettons d'avoir des bâtiments de plus grande envergure
- Montage rapide, indépendant des conditions atmosphériques,
- Écologie exemplaire (possibilité de démontage, recyclage).
- Le comportement élastique de l'acier offre une rigidité élevée ainsi, l'acier supporte des contraintes plus importantes à la traction comme à la compression jusqu'à sa limite d'élasticité.

Les structures métalliques présentent également certains inconvénients, on peut citer :

- Mauvaise tenue de l'acier au feu cela exige des mesures de protections délicates.
- Nécessité de l'entretien et de maintenance régulière des éléments contre la corrosion.

Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage

I-Présentation du projet

L'ouvrage étudié dans ce projet fait office d'un double hangar à multiple toiture en R+1, à usage industrielle.

I-1-Zone d'implémentation

L'ouvrage est implémenté dans la Wilaya de Tizi Ouzou, classé comme étant « Zone I » selon la réglementation neige et vent « RNV 2013 » et « Zone IIa » selon la réglementation parasismique algérienne « RPA99/version 2013 ».

I-2-Donnée géométrique

L'œuvre est d'une superficie $S=2160\text{m}^2$ avec les caractéristiques suivantes :

- Longueur total (long pan) : 60m.
- Largeur total (pignon) : 36m.
 - Hauteur totale : 13.7m.
 - Hauteur des poteaux : 12m.
 - Hauteur de la toiture : 1.7m.
 - Hauteur du RDC : 5.5m.

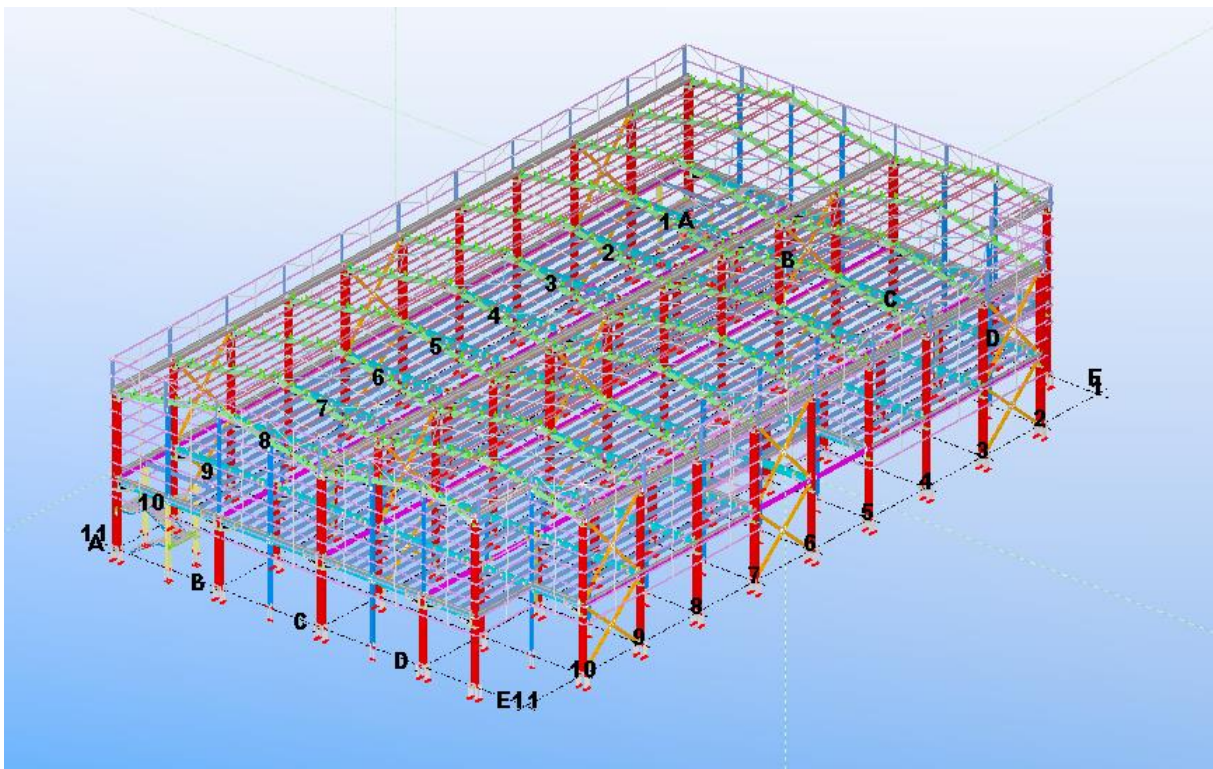


Figure I-1 Vue en 3D

I-3-Les éléments de l'ouvrage

I-3-1-La stabilité

La stabilité de la structure est assurée par deux types de systèmes de contreventement :

- Contreventement verticale : a pour but, de transférer les forces horizontales aux fondations, assurées par portique et palée en **X**.
- Contreventement horizontal a pour but de rigidifier les surfaces horizontal (plancher) qui doivent transmettre les forces dues au vent et au séisme agissant sur la façade au point fixe verticaux.

Ce type de contreventement est assuré par les planchers collaborant et les poutres au vent.

I-3-2-Plancher mixte

Une dalle mixte est composée d'une tôle nervurée sur laquelle on coule une dalle en béton comportant un léger treillis d'armature destiné à limiter la fissuration du béton due au retrait et aux effets de la température. Dans ce type de dalles, la tôle nervurée sert de plate-forme de travail lors du montage, de coffrage.

Elle peut également servir de contreventement horizontal provisoire lors du montage de la structure porteuse du bâtiment, à condition qu'elle soit fixée à la poutraison de façon adéquate.

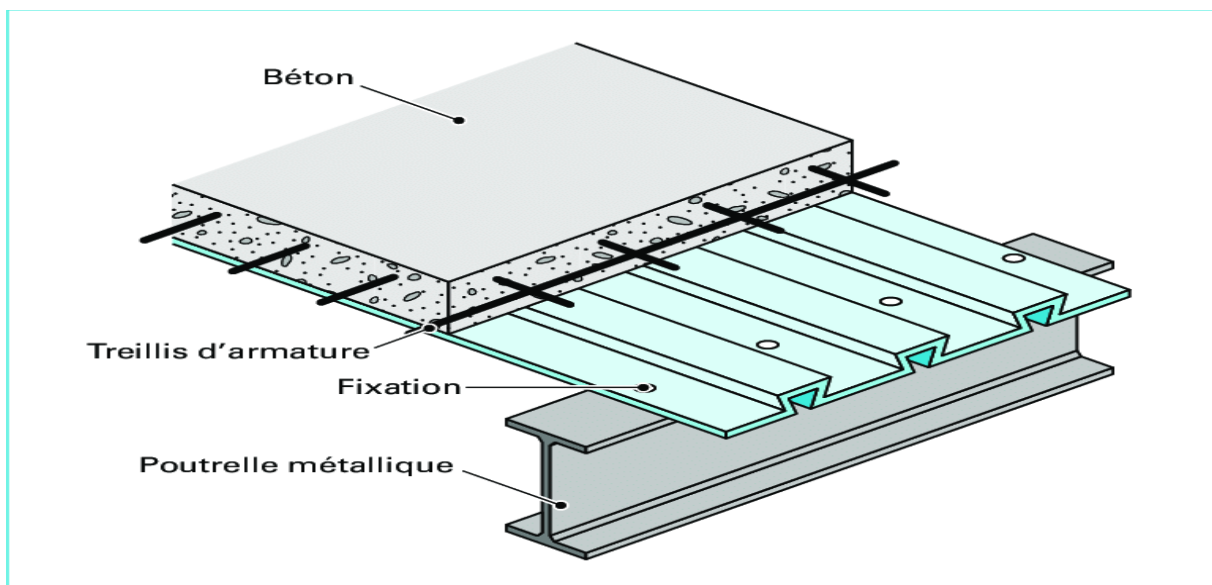


Figure I-2 Plancher mixte

La connexion entre le béton et la tôle est assurée par plusieurs types de connecteur et les plus Utilisés sont :

1. Les goujons à tête soudés électriquement avec un pistolet adéquat.
2. Les cornières fabriquées par pliage à froid.
3. Butées soudées (découpées dans des cornières ou des dars en T) mais ce type est rarement utiliser.

Le rôle principal des connecteurs est de limiter le glissement entre l'acier et le béton. Selon le nombre de connecteur on distinguera deux types de connexion : connexion complète et connexion partiel.

I-3-3-Escalier

Un escalier est une succession des marches et contre marches permettant de passer d'un niveau à un autre ; on appelle la longueur l'embranchement, la largeur giron et la hauteur se dit contre marche.

Un escalier est généralement constitué de :

- Palier : espace plat 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 : élément incliné supportant les marches, aussi connu sous le nom de Crémaillère.
- Garde-coup : assure la sécurité de l'utilisateur.
- Giron : largeur d'une marche d'escalier, mesurée entre l'aplomb de deux contre marches successives.

Il existe plusieurs types d'escalier, chacun adapté à différente structure et hauteur, dans notre projet on utilise des « escalier tournant » plus précisément des « escalier à retour parallèle ».

I-3-4-Toiture

La toiture en charpente métallique a multiple versant réalisé en panneaux sandwichs composé de deux lobs en acier plats ou nervurés et d'une âme rigide isolante.

Pour cet ouvrage on a opté pour une toiture en « TL 75 » constitués d'une peau externe trapézoïdale et d'une peau interne linéaire intercalées par une mousse dure offrent à la fois une :

1. Isolation thermique et phonique.
2. Etanchéité.
3. Par-vapeur.

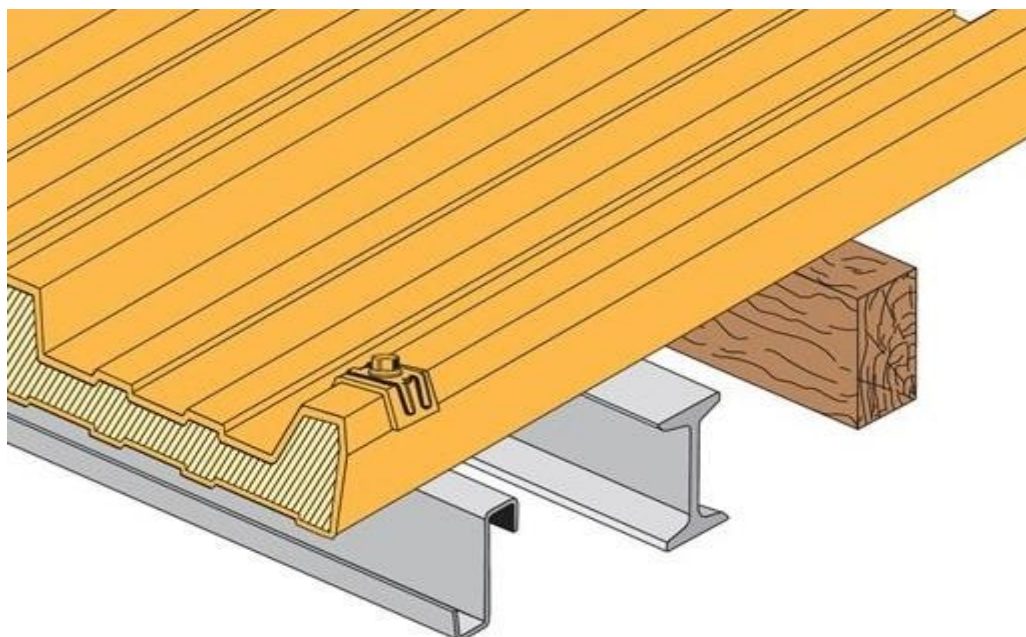


Figure I-3 Panneau sandwich

I-4-Matériaux utilisés

I-4-1-Acier

L'acier est un alliage métallique constituer essentiellement de Fer et d'un taux de Carbone faible (1%).

Dans ce projet on a opté pour un acier de classe S275 avec les caractéristiques suivantes :

- La limite élastique de traction, $f_y=275$ Mpa.
- Module de YOUNG (module d'élasticité longitudinal) $E=210000$ Mpa.
- Module d'élasticité transversal $G=81000$ Mpa.
- La limite élastique de cisaillement, $\tau = 0.58 f_y$ Mpa.
- La masse volumique de l'acier : $\rho = 7850$ Kg/m³.
- Le Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 1,2 \cdot 10^{-6}$.
- Coefficient de poisson $\nu= 0.3$.

I-4-2-Béton

Le béton est un matériau composé d'un mélange de granulats, sable, gravier, eau et éventuellement des adjuvants, liés entre eux par une pâte de ciment, ce dernier présente une excellente résistance à la compression mais une faible résistance à la traction.

Pour les planchers et les fondations, on utilise un béton qui présente les caractéristiques suivantes :

- Résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25$ Mpa.
- La résistance caractéristique à la traction $f_{t28}=0,06 \times f_{c28}+0,6 = 2,1$ MPa.
- Poids volumique $\rho = 2500$ Kg/m³.
- Module d'élasticité : $E=31000$ MPa.

I-5-Normes et règlement utilisé

Afin de garantir la sécurité de l'ouvrage, notre conception est essentiellement basée sur les codes et normes suivants :

- Règles Neige et Vent « **RNV2013** »
- Règles parasismiques algériennes « **RPA99 - version 2003** »
- Règles de conception des structures en acier « **CCM97** »
- Règles de calcul des structures en acier « **EC3. ENV 1993-1-1 Eurocode** »
- Béton armée aux états limites « **BAEL 91 - version 99** »
- Règles de calcul des fondations superficiels « **DTR-BC 2.331** »
- Eurocode 4 (structure mixte)
- Charge permanentes et charges d'exploitation « **DTR-BC 2.2** »

Chapitre II :

Etude climatique

II-Introduction

Ce chapitre a pour but de déterminer les différentes sollicitations climatiques produites par les charges du vent et de la neige, agissant sur l'ensemble de l'ouvrage et sur ses différentes parties, cette étude sera réalisée conformément au règlement neige et vent (**RNV 2013**). Ce document technique réglementaire (**DTR**) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties.

II-1-Etude au vent

Cette étude est réalisée à partir des caractéristiques dépendant de la structure ainsi que le site d'implantation.

Dans notre cas on a les caractéristiques suivantes :

- Wilaya de Tizi-Ouzou appartient à la zone de vent I.
- La zone industrielle est classée comme un terrain de catégorie III.

II-1-1-Détermination des différents paramètre et coefficients de calcul

II-1-1-1-Effet de la région

Le projet est situé à la, wilaya de Tizi Ouzou, et selon le RNV2013 la wilaya est classée en zone **I**, et la pression dynamique de référence est donnée comme suit :

$$q_{\text{ref}} = 37.5 \text{ dan/m}^2 \quad (\text{Tableau 2.2, chapitre2 RNV99 V 2013})$$

II-1-1-2-Catégorie du terrain

Notre structure sera implantée dans une zone plate et selon le règlement RNV2013 le terrain est de catégorie I

Catégorie de terrain **III** (Tableau 2.4, chapitre2 RNV 2013)

D'où :

Tableau II-1 Catégorie du terrain

Catégorie de terrain	K_T	Z_0 (m)	Z_{min} (m)
III	0.215	0.3	5

K_T : facteur de terrain.

h_0 : paramètre de rugosité.

h_{min} : hauteur minimale.

II-1-1-3-Coefficient de topographie C_T

Dans notre cas, on a un site plat, donc le coefficient de topographie :

$C_T = 1$ (§ 2.4.5.2, chapitre2 RNV 2013).

II-1-1-4-Calcul du coefficient dynamique C_d

Le coefficient C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

C_d est donné en fonction des dimensions de la structure (la hauteur et la largeur), ainsi que du matériau constituant la structure.

La structure du bâtiment étant une structure métallique, dont la hauteur est inférieure à 15m

On prend : $C_d=1$ (§ 3.2, chapitre2 RNV 2013).

II-1-1-5-Coefficient de rugosité C_r

Le coefficient de rugosité $C_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est donné par la relation suivante car : $Z_m < Z < 200m$

$$C_r = K_T \times \ln \frac{Z}{z_0} \quad (\text{Selon RNVA 2013, Chap2, formule 2.3})$$

K_T : Facteur de terrain.

h_0 : (en m) le paramètre de rugosité.

$h_{\min}$: (en m) la hauteur minimale.

h : (en m) la hauteur considérée.

$$C_r = 0.215 \times \ln \left(\frac{13.7}{0.3} \right) \quad C_r = 0.821$$

II-1-1-6-Intensité de turbulence I_v

L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent est donnée par l'équation suivante car : $Z > Z_{\min}$

$$I_v = \frac{1}{C_t(z) \times \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right)}$$

Avec :

C_t : coefficient topographique

Z_0 : paramètre de rugosité

$$\text{On a } Z = 13.7 \text{ m} > Z_{\min} = 5\text{m} \rightarrow I_v (Z = 13.7\text{m}) = \frac{1}{1 \times \ln \left(\frac{13.7}{0.3} \right)} = 0,261$$

$$I_v (Z=13.7\text{m}) = 0.261$$

II-1-1-7-Coefficient d'exposition C_{ex}

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

$$C_{ex} = C_t^2 \times C_r^2 \times [1 + 7 \times I_v]$$

Avec :

C_r : coefficient de rugosité

C_t : coefficient de topographie

I_v : l'intensité de la turbulence

$$C_{ex} = 1^2 \times 0.821^2 \times [1 + 7 \times 0.261] \quad C_{ex} = 1.905$$

II-1-2-Détermination de la pression dynamique de pointe $q_p(z)$

La pression dynamique de pointe $q(z)$ qui s'exerce sur un élément de surface au niveau de la hauteur h est donné par la formule suivante :

$$q(Z) = q_{ref} \times C_{ex}(Z) \quad \text{en daN / m}^2 \quad (\text{RNV2013 ; Paragraphe 2.3})$$

$q_{ref} = 37.5$ (daN/m²) la pression dynamique de référence.

C_{ex} : est le coefficient d'exposition au vent.

- Hauteur de référence :

Pour les murs au vent des bâtiments à parois verticales, Z_e est déterminé comme indiqué par la figure 2.1 du RNVA 2013.

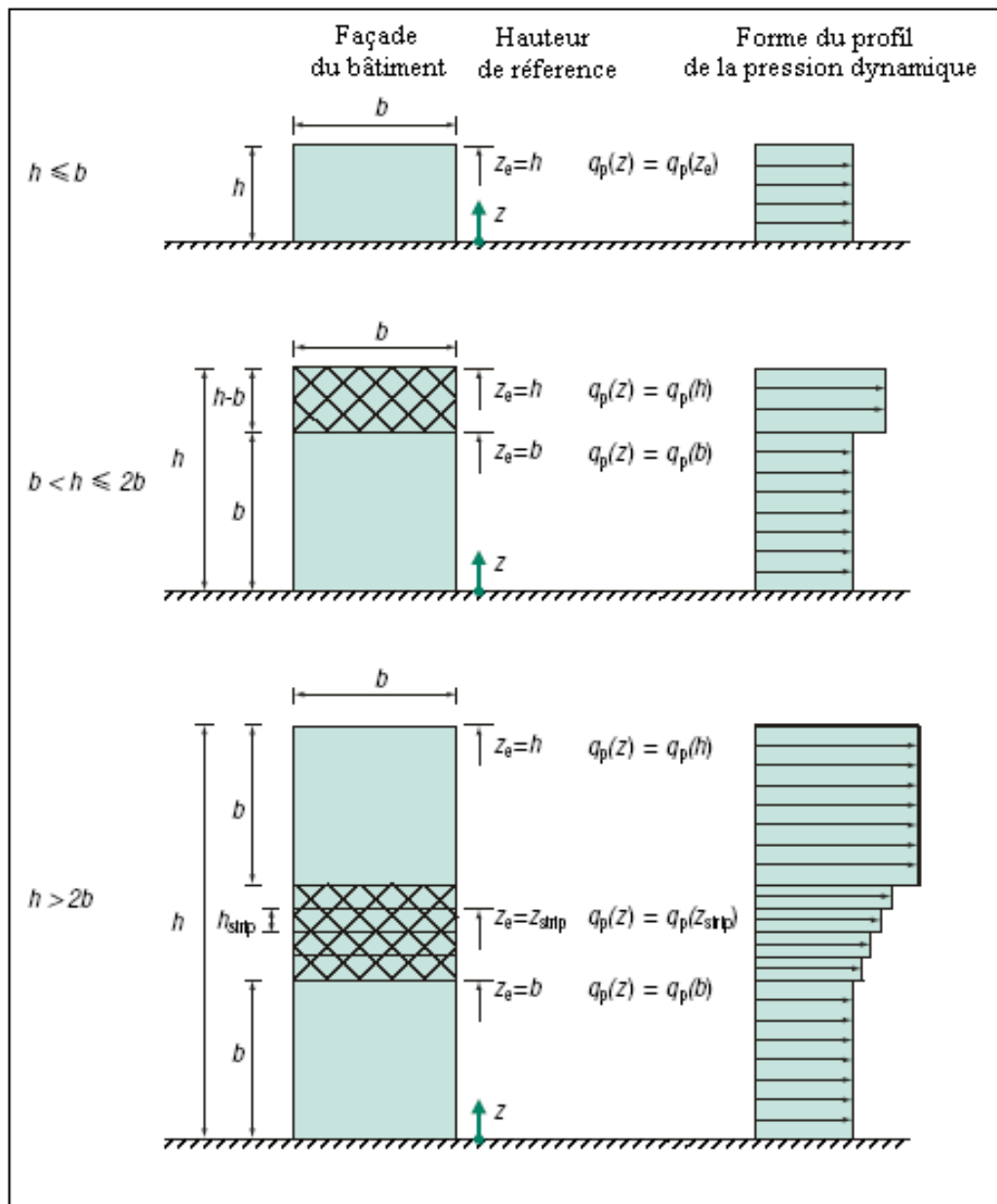


Figure II-1 Hauteur de référence Z_e et le profil correspondant de la pression dynamique

Dans notre cas la hauteur $h=13.70\text{m}$, Et la largeur $b=36\text{m} \rightarrow h \leq b$;
 $\rightarrow Z_e=h=13.7\text{m}$; (Selon RNVA 2013 CH.2 article 2.3.2).

$$qp = 37.5 \times 1.905 = 71.437 \quad qp(z) = 71.437 \text{ daN/m}^2$$

Tableau II-2 Coefficient dynamique de point

$Z(\text{m})$	$q_{\text{réf}} (\text{daN/m}^2)$	$C_{\text{ex}}(z)$	$q_p (\text{daN/m}^2)$
13.7	37.5	1.821	71.437

II-1-3-Détermination du coefficient de pression extérieure C_{pe} (décrochement en L)

Un décrochement est dit « au vent » si une des faces adjacentes à l'angle rentrant est directement frappée par le vent.

Dans ce cas, la distribution des pressions extérieures est très sensible à l'angle d'incidence du vent. Pour le traitement de ce genre de bâtiments avec décrochement en plan ou en élévation comme dans notre cas, l'Annexe Nationale de la NF EN 1991-1-4 [1] propose au chapitre 7.2.2 (2) de se reporter aux recommandations de la CECM[3].

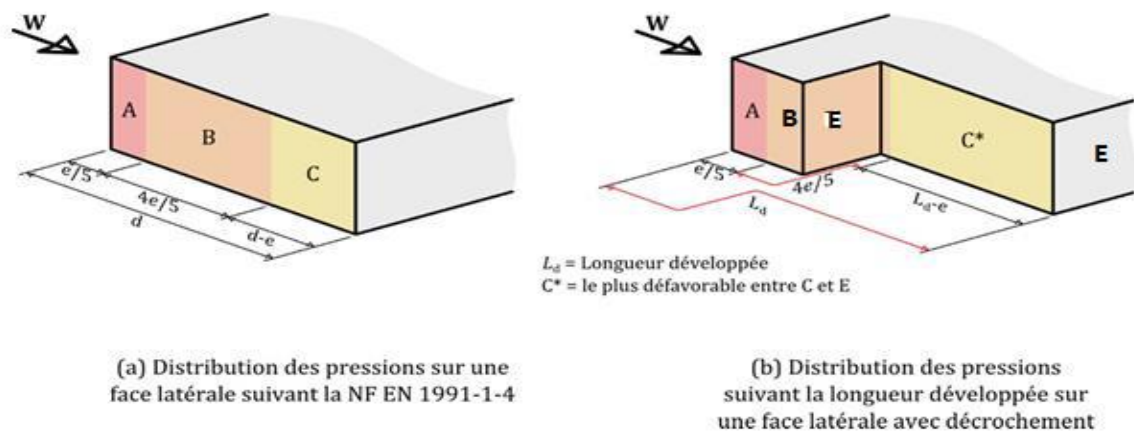


Figure II-2 Distribution des pressions selon la longueur développée

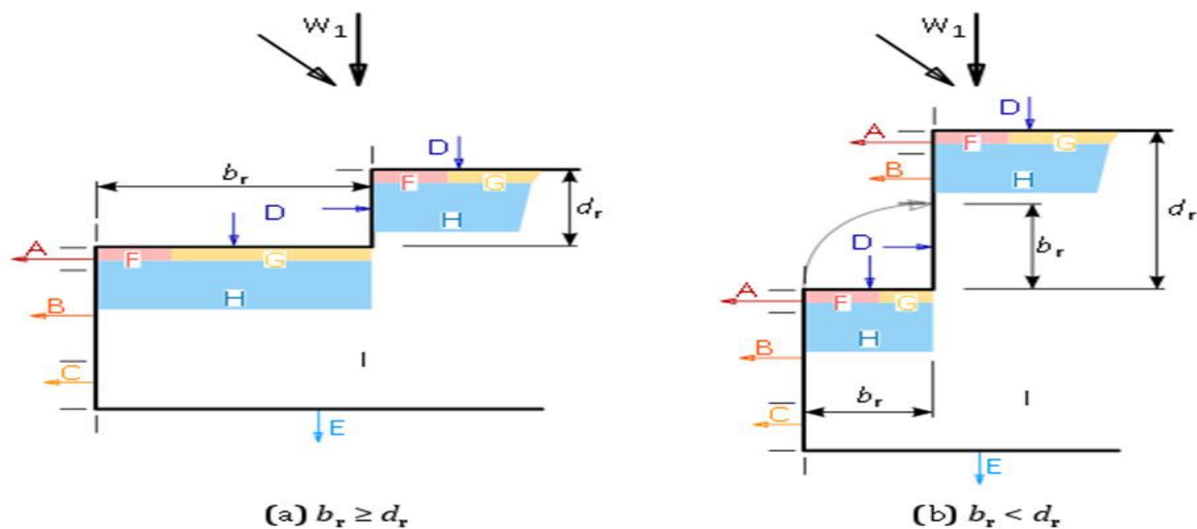


Figure II-3 Décrochement en plan au vent

Les coefficients de pression extérieure C_{pe} applicables aux bâtiments et aux parties de bâtiments dépendent de la dimension de la surface chargée A, qui est la surface de la construction produisant l'action du vent dans la section à calculer. Les coefficients de pression extérieure sont donnés pour des surfaces chargées A de 1m^2 et 10m^2 dans les tableaux relatifs aux configurations de bâtiment appropriées ; ils sont notés C_{pe1} pour les coefficients locaux,

et C_{pe10} pour les coefficients globaux, respectivement. (**Chapitre 5 : coefficient dépression page 80 RNVA2013**).

$$\begin{aligned} C_{pe} &= C_{pe1} & \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2 \\ C_{pe} &= C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(S) & \text{si } 1 \text{ m}^2 \leq S \leq 10 \text{ m}^2 \\ C_{pe} &= C_{pe10} & \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Avec : S est la surface chargée de la paroi considérée

II-1-3-1-Vent perpendiculaire au pignon (V1)

II-1-3-1-1-Parois verticales

Pour cette direction du vent on a $b=36\text{m}$, $d=60\text{m}$, $h=13.7\text{m}$.
 $e = \min [b ; 2h] = \min [27 ; 2 \times 13.7] = 27,4\text{m}$. $e=27,4\text{m}$

$e < d \Rightarrow$ on aura les zones A, B, C, D et E.

$$\text{Zone A : } \frac{e}{5} = \frac{27,4}{5} = 5,48\text{m}$$

$$\text{Zone B : } \frac{4e}{5} = \frac{4 \times 27,4}{5} = 21,92\text{m}$$

$$\text{Zone C : } d - e = 60 - 27,4 = 32,6\text{m}$$

$$\text{Zone D : } 36\text{m}$$

$$\text{Zone E : } 36\text{m}$$

Toutes les surfaces sont supérieures à 10m^2 .

Donc : $C_{pe} = C_{pe,10}$ pour chaque zone. (Selon RNVA 2013 CH.5, article 5.1.1.2).

Suivant le tableau 5.1 de RNVA 2013 on va déterminer les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone.

Tableau II-3 Coefficients de pressions extérieures (parois verticales) « V1 »

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

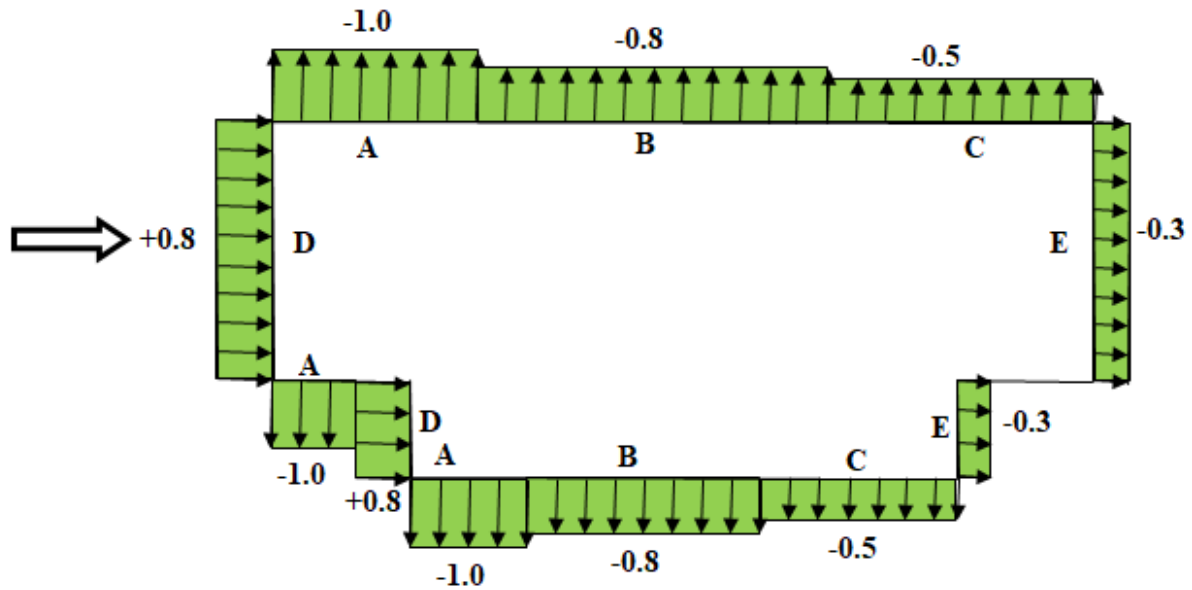


Figure II-4 Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois verticales suivant le pignon

II-1-3-1-2-Versant de toiture

Calcul de l'angle d'inclinaison de la toiture

On a :

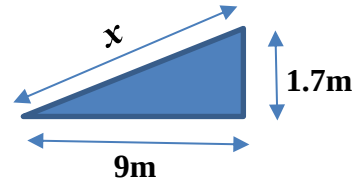
$$x = \sqrt{9^2 + 1.7^2}$$

$$x = 9.16m$$

Donc :

$$\alpha = \cos^{-1} \frac{9}{9.16}$$

$$\alpha = 10.72^\circ$$



➤ Calcul du coefficient de pression extérieur C_{pe}

Les valeurs du C_{pe} sont en fonction de l'inclinaison du versant, on a $\alpha = 10.72^\circ$; cette valeur est comprise dans le tableau entre 5° et 15° donc dans ce cas on obtient les valeurs de C_{pe} par interpolation linéaire entre les coefficients de pression pour $\alpha = 5^\circ$ et $\alpha = 15^\circ$ par la formule suivante :

$$f(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} \times (x - x_0)$$

Tableau II-4 Surface des zones chargée pour la toiture

Zone	F	F'	G	G'	H	I
Surface (m ²)	18.769	0.506	37.538	1.518	377.865	1639.8

Par interpolation linéaire on obtient :

$$C_{pe}(F) = -1.6 + \frac{-1.3+1.6}{15-5} \times (10.72 - 5) \\ = -1.42$$

$$C_{pe}(G) = -1.3 + \frac{-1.3+1.3}{15-5} \times (10.72 - 5) \\ = -1.3$$

$$C_{pe}(H) = -0.7 + \frac{-0.6+0.7}{15-5} \times (10.72 - 5) \\ = -0.64$$

$$C_{pe}(I) = -0.6 + \frac{-0.5+0.6}{15-5} \times (10.72 - 5) \\ = -0.54$$

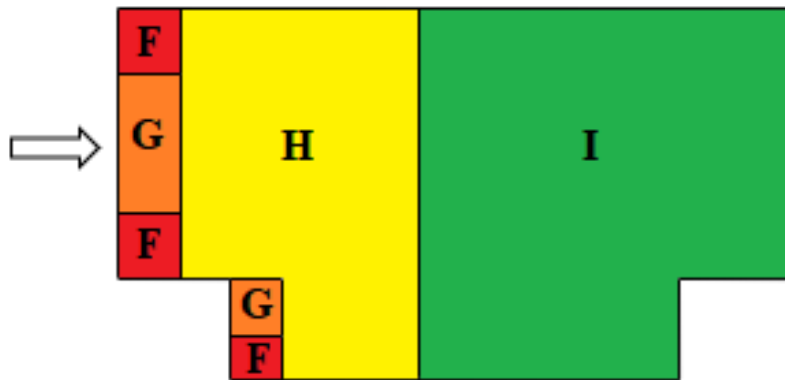


Figure II-5 Vue en plan des zones de pression sur la toiture suivant le pignon

➤ **Détermination des coefficients de pression intérieur C_{pi}**

Le coefficient de pression intérieure C_i des bâtiments sans cloisons intérieures (hall industriel par exemple) est donné en fonction de l'indice de perméabilité μ_p (**figure 5.14 du chapitre 5 du RNV 2013**)

$$\mu_p = \frac{\Sigma \text{ aire des ouvertures où } C_{pe} \leq 0}{\Sigma \text{ aire de toutes les ouvertures}}$$

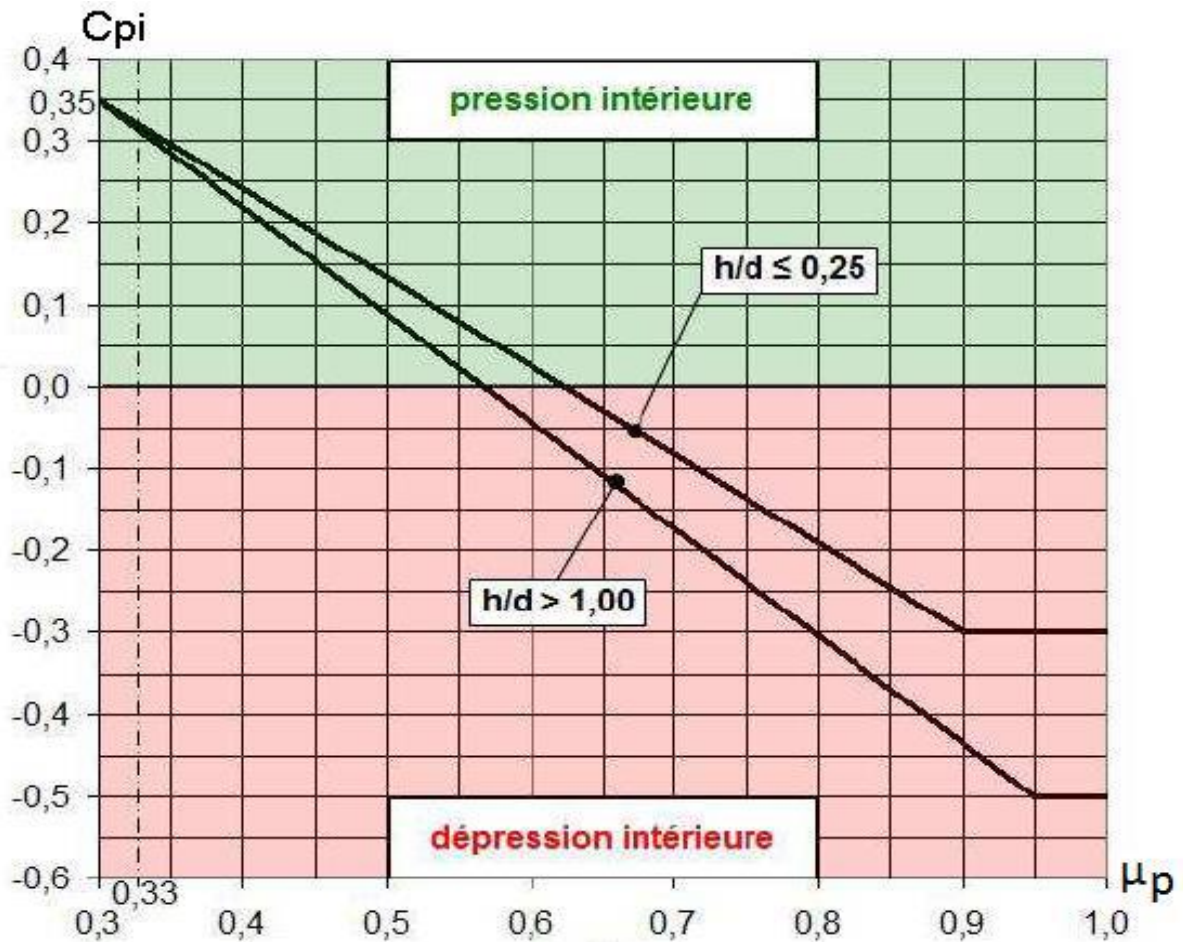


Figure II-6 Coefficient de pression intérieure (distribution uniforme des ouvertures)

D'après la « **note 2 § 7.2.9 NF EN 1991-1-4** » les valeurs recommandées lorsqu'on ne connaît pas la perméabilité des parois du bâtiment ; on peut travailler avec des valeurs extrêmes :

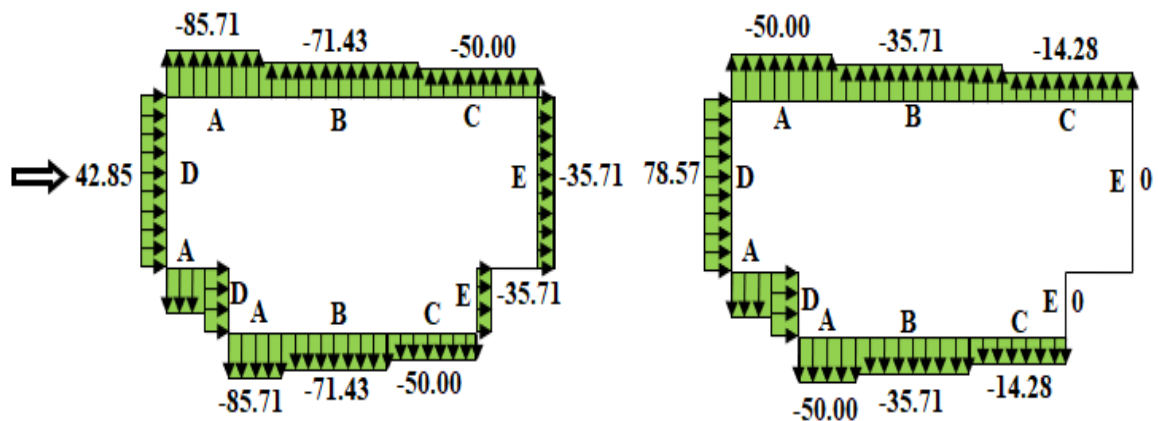
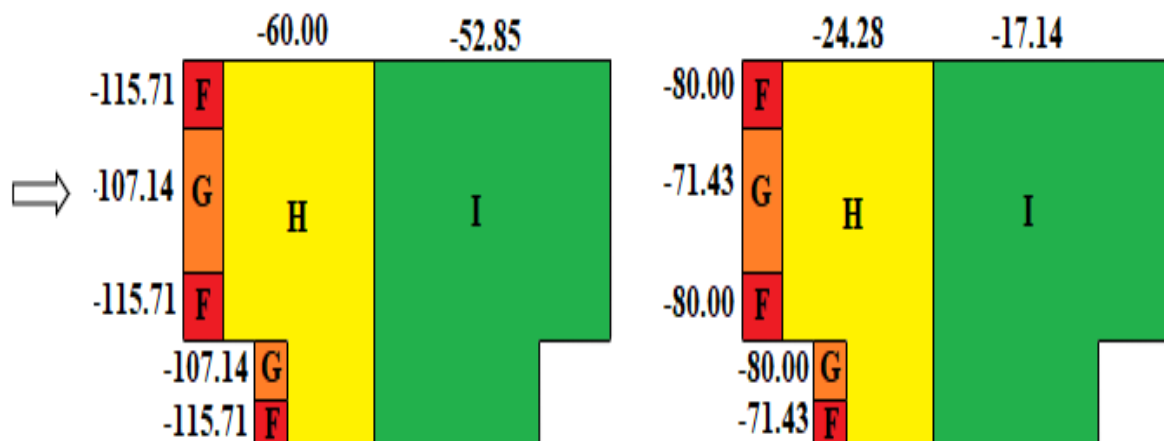
- Pression intérieure : $C_{pi} = +0.2$
- Dépression intérieure : $C_{pi} = -0.3$

On a :

$$W(z) = q_p(z) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

Tableau II-5 Valeur de pression aérodynamique $\Theta=90^\circ$ (V1)

Parois Vertical							Versons de Toiture						
Zone	qp(z)	Cpe	Cpi(1)	Cpi(2)	W(z)1	W(z)2	Zone	qp(z)	Cpe	Cpi(1)	Cpi(2)	W(z)1	W(z)2
D	71.43	+0.8	+0.2	-0.3	42.85	78.57	F	71.43	-1.42	+0.2	-0.3	-115.71	-80.00
A	71.43	-1.0	+0.2	-0.3	-85.71	-50.00	G	71.43	-1.3	+0.2	-0.3	-107.14	-71.43
B	71.43	-0.8	+0.2	-0.3	-71.43	-35.71	H	71.43	-0.64	+0.2	-0.3	-60.00	-24.28
C	71.43	-0.5	+0.2	-0.3	-50.00	-14.28	I	71.43	-0.54	+0.2	-0.3	-52.85	-17.14
E	71.43	-0.3	+0.2	-0.3	-35.71	0							


Figure II-7 répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens de pignon (daN/m²)

Figure II-8 répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens de pignon (daN/m²)

II-1-3-2-Vent perpendiculaire au long-pan (V2)

II-1-3-2-1-Parois verticales

Pour cette direction du vent on a $b=60\text{m}$, $d= 36\text{m}$, $h= 13.7\text{m}$.

$e = \min [b ; 2h] = \min [60 ; 2 \times 13.7] = 27,4\text{m}$. $e=27,4\text{m}$

$e < d \Rightarrow$ on aura les zones A, B, C, D et E.

$$\text{Zone A : } \frac{e}{5} = \frac{27,4}{5} = 5.48\text{m}$$

$$\text{Zone B : } \frac{4e}{5} = \frac{4 \times 27,4}{5} = 21.92\text{m}$$

$$\text{Zone C : } d - e = 36 - 27,4 = 8.6\text{m}$$

Zone D : 60m

Zone E : 60m

Toutes les surfaces sont supérieures à 10m^2 .

Donc : $C_{pe} = C_{pe,10}$ pour chaque zone. (Selon RNVA 2013 CH.5, article 5.1.1.2).

Suivant le tableau 5.1 de RNVA 2013 on va déterminer les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone.

Tableau II-6 Coefficients de pressions extérieures (parois verticales) « V2 »

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

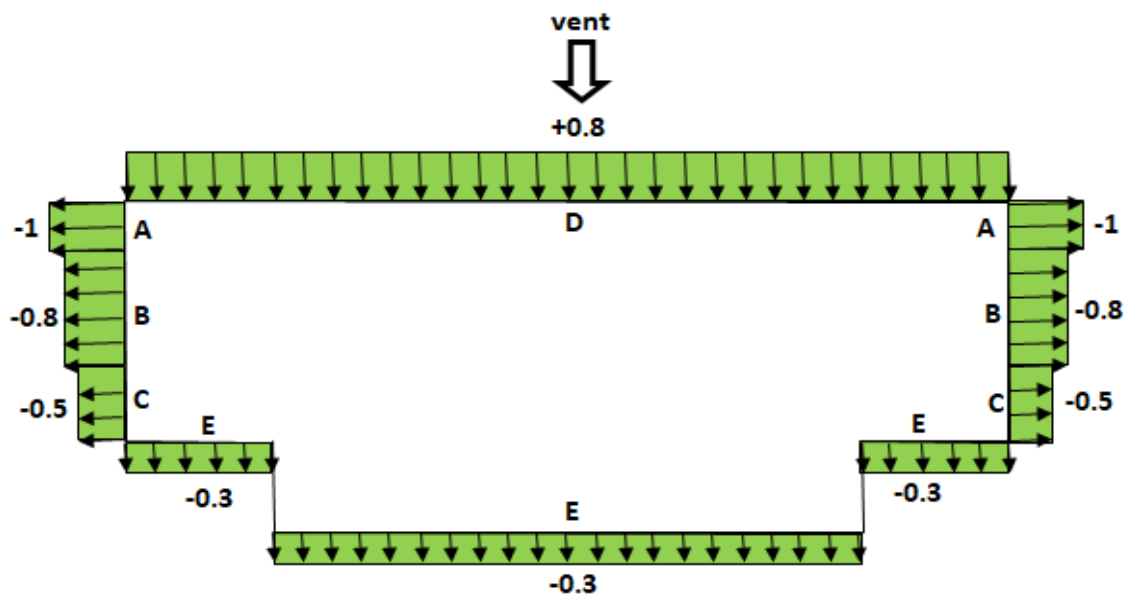


Figure II-9 valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois verticale suivant le long-pan

II-1-3-2-2-Versant de toiture

Par interpolation linéaire

$$f(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} \times (x - x_0)$$

On obtient :

- Action ver le haut ↑

$$C_{pe}(F) = -1.7 + \frac{-0.9+1.7}{15-5} \times (10.72 - 5) \\ = -1.24$$

$$C_{pe}(G) = -1.2 + \frac{-0.8+1.2}{15-5} \times (10.72 - 5) \\ = -0.97$$

$$C_{pe}(H) = -0.6 + \frac{-0.3+0.6}{15-5} \times (10.72 - 5) \\ = -0.42$$

$$C_{pe}(I) = -0.6 + \frac{-0.4+0.6}{15-5} \times (10.72 - 5) \\ = -0.48$$

$$C_{pe}(J) = -0.6 + \frac{-1.0+0.6}{15-5} \times (10.72 - 5) \\ = -0.82$$

- Action ver le bas ↓

$$C_{pe}(F, G, H) = 0.0 + \frac{+0.2+0}{15-5} \times (10.72 - 5) \\ = 0.11$$

$$C_{pe}(J) = +0.2 + \frac{+0.0-0.2}{15-5} \times (10.72 - 5) \\ = 0.08$$

$$C_{pe}(I) = 0$$

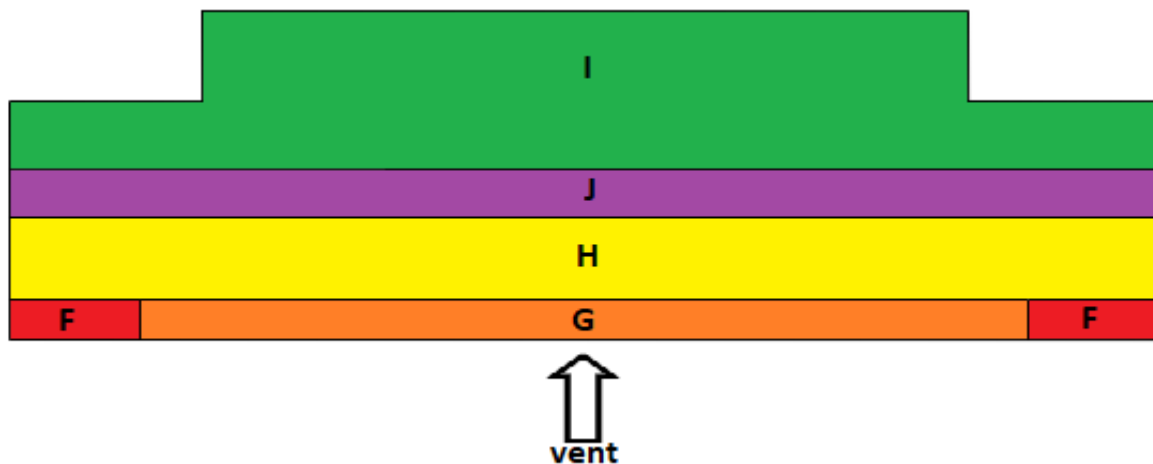


Figure II-10 Vue en plan des zones de pression sur la toiture suivant le long-pan

Tableau II-7 Valeur de pression aérodynamique des parois vertical $\Theta=0^\circ$ (V2)

Parois Vertical						
Zone	qp(z)	Cpe	Cpi(1)	Cpi(2)	W(z)1	W(z)2
D	71.43	+0.8	+0.2	-0.3	42.85	78.57
A	71.43	-1.0	+0.2	-0.3	-85.71	-50.00
B	71.43	-0.8	+0.2	-0.3	-71.43	-35.71
C	71.43	-0.5	+0.2	-0.3	-50.00	-14.28
E	71.43	-0.3	+0.2	-0.3	-35.71	0

Tableau II-8 Valeur de pression aérodynamique du versants de toiture $\Theta=0^\circ$ (V2)

Verns de Toiture						
Zone	qp(z)	Cpe	Cpi(1)	Cpi(2)	W(z)1	W(z)2
F	71.43	-1.24	+0.2	-0.3	-102.86	-67.15
		0.11			-6.42	+29.28
G	71.43	-0.97	+0.2	-0.3	-83.58	-47.86
		0.11			-6.42	+29.28
H	71.43	-0.42	+0.2	-0.3	-44.29	-8.57
		0.11			-6.42	+29.28
I	71.43	-0.48	+0.2	-0.3	-48.57	-12.85
		0			-14.28	+21.43
J	71.43	-0.82	+0.2	-0.3	-72.86	-37.14
		0.08			-8.57	+27.14

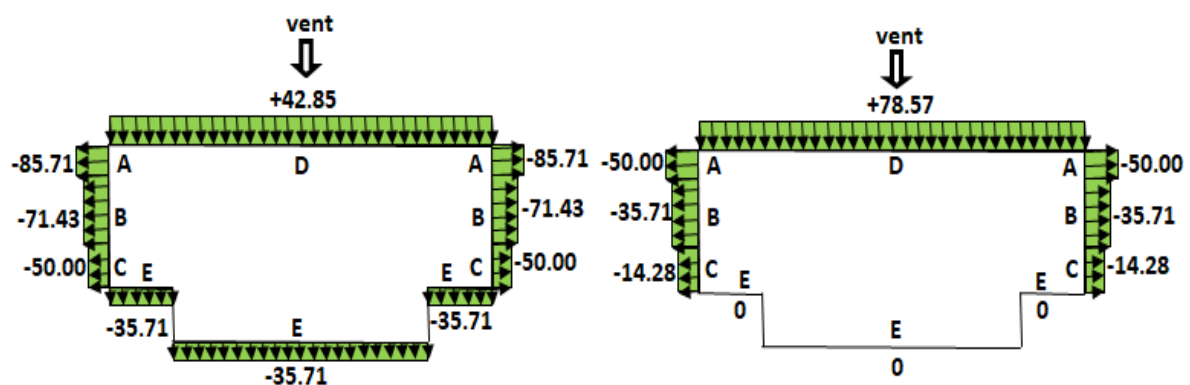


Figure II-11 La répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens de long-pan (daN/m²)

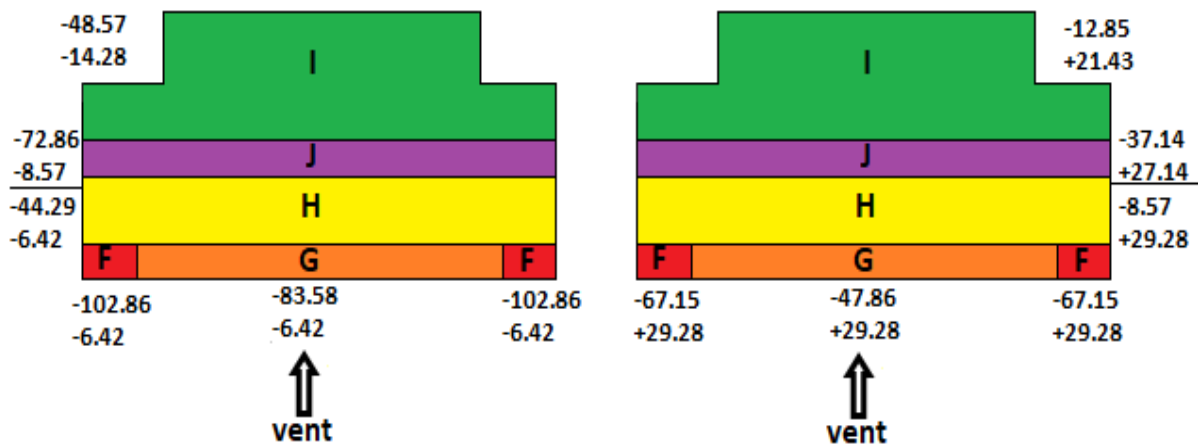


Figure II-12 La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens de long-pan(daN/m²)

II-1-4-Calcul de la force de frottement

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

Selon « RNV 2013, Chapitre 2, Article 2.6.3 ».

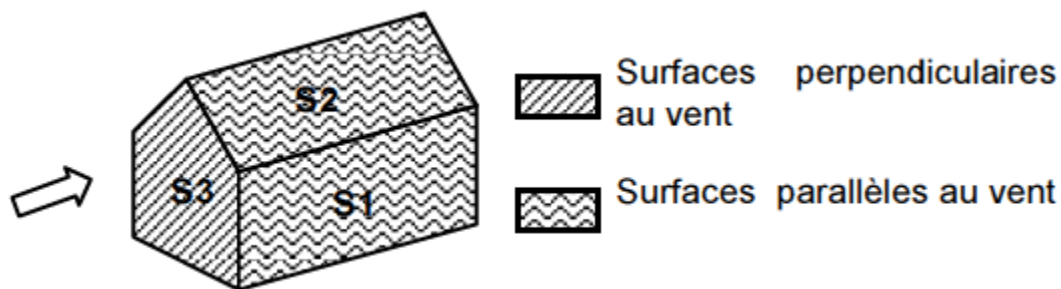


Figure II-13 Représentation des surfaces de frottement

La force de frottements est négligeables si : $S2 + S1 \leq 4 S3$

a) Direction vent perpendiculaire au pignon

- Surface parallèle au vent

$$S1 = (60 \times 12) + [(51 \times 12) + (4.5 \times 2 \times 12)] = 1440 \text{ m}^2$$

$$S2 = 3 \times (60 \times 9.16) + (4.58 \times 60) + (4.58 \times 48) = 2143.44 \text{ m}^2$$

- Surface perpendiculaire au vent

$$S3 = (36 \times 12) + (3 \times \frac{9 \times 1.7}{2}) + (\frac{4.5 \times 0.85}{2}) + (\frac{4.5 \times 0.85}{2}) = 462.6 \text{ m}^2$$

On a : $3583.44 > 1850.4 \text{ m}^2$ $\longrightarrow$ Condition non vérifié.

b) Direction vent perpendiculaire au long-pan

- Surface parallèle au vent

$$S1 = [(36 \times 12) + (3 \times \frac{9 \times 1.7}{2}) + (\frac{4.5 \times 0.85}{2}) + (\frac{4.5 \times 0.85}{2})] \times 2 = 925.2 \text{ m}^2$$

$$S2 = (60 \times 18) = 1080 \text{ m}^2.$$

- Surface perpendiculaire au vent

$$S3 = 60 \times 12 = 720 \text{ m}^2.$$

On a : $2005.2 < 2880 \text{ m}^2 \longrightarrow$ **Condition vérifié.**

Conclusion : On ne doit pas négliger l'effet de frottement F_{fr} .

II-1-4-1-Calcul de l'air de frottement A_{fr}

La force de frottement F_{fr} est donnée par la formule suivante :

$$F_{fr} = \sum (q_p(z) \times C_{fr} + S_{fr})$$

où :

$q_p(z)$: (en daN/m^2) est la pression dynamique du vent à la hauteur 'h' considérée

S_{fr} : (en m^2) est l'aire de l'élément de surface considérée

C_{fr} : est le coefficient de frottement pour l'élément de surface considérée

On prendra dans notre cas un bardage en toiture et au niveau des parois verticales dont les ondulations sont perpendiculaires à la direction du vent. $C_{fr} = 0.04$ (**tableau 2.8 chapitre 2 RNV 2013**)

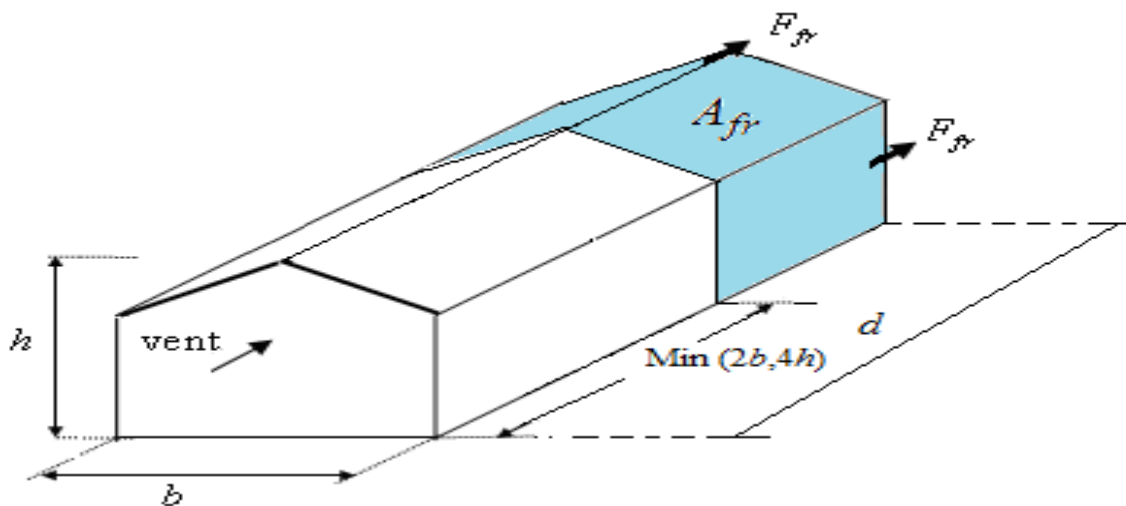


Figure II-14 Représentation du frottement

$$\text{Min } [2b, 4h] = \text{Min } (72, 54.8) = 54.8\text{m}$$

➤ Pour les parois verticales
 $S_{fr} = [(60 - 54.8) \times 12 \times 2] = 124.8\text{m}^2$.

$$F_{fr} = 124.8 \times 68.287 \times 0.04 = 340.88\text{daN}.$$

➤ Pour le versant de toiture
 $S_{fr} = (3 \times \frac{9 \times 1.7}{2}) + (\frac{4.5 \times 0.85}{2}) + (\frac{4.5 \times 0.85}{2}) = 30.6\text{m}^2$.

$$F_{fr} = 30.6 \times 71.437 \times 0.04 = 87.43\text{daN}.$$

➤ Pour toute la bâtisse
 $F_{fr} = 340.88 + 87.43 = 428.31\text{daN}.$

II-1-5-Action d'ensemble

La force résultante F_w est donnée par :

$$F_w = \sum W(z) \times A_{ref} + \sum F_{fr}$$

Avec :

$W(z)$ [daN / m²] : pression aérodynamique du vent qui s'exerce sur un élément de surface considérée.

A_{ref} [m²] : l'aire de l'élément de surface considérée.

F_{fr} [daN] : les forces de frottements (d'entraînement) éventuelles.

➤ Direction du vent ($\theta = 90^\circ$)

Les surfaces tributaires de chaque zone (projection horizontale)

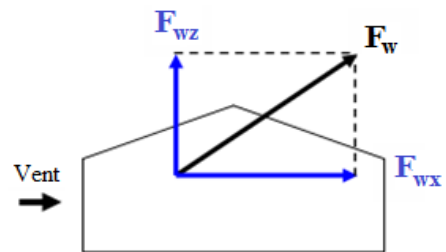


Tableau II-9 Surface tributaire des zones

Zone	F1-F2	F3	G1	G2	H	I
Surface (m ²)	18.769	0.506	37.538	1.518	377.865	1639.8

Tableau II-10 Valeurs des forces horizontales et verticales : Direction du vent($\Theta=90^\circ$) avec pression intérieure de +0.2

Zone	Composante Horizontale F_{wy} (daN)	Composante Vertical F_{wz} (daN)
D	$42.85 \times 462.6=19822.41$	0
E	$35.71 \times 462.6=16519.44$	0
F1	0	$115.71 \times 18.769 \times \cos\alpha = 2133.85$
F2	0	$115.71 \times 18.769 \times \cos\alpha = 2133.85$
F3	0	$115.71 \times 0.506 \times \cos\alpha = 57.52$
G1	0	$107.14 \times 37.538 \times \cos\alpha = 3951.63$
G2	0	$107.14 \times 1.518 \times \cos\alpha = 159.79$
H	0	$60 \times 377.865 \times \cos\alpha = 22276.22$
I	0	$52.85 \times 1639.8 \times \cos\alpha = 85150.97$
F_{fr}	428.31	0
Total	$F_{wy}= 36770.16$	$F_{wz}= 115863.83$

Tableau II-11 Valeurs des forces horizontales et verticales : Direction du vent($\Theta=90^\circ$) avec pression intérieure de -0.3

Zone	Composante Horizontale F_{wy} (daN)	Composante Vertical F_{wz} (daN)
D	$78.57 \times 462.6=36346.48$	0
E	0	0
F1	0	$80 \times 18.769 \times \cos\alpha = 1475.31$
F2	0	$80 \times 18.769 \times \cos\alpha = 1475.31$
F3	0	$80 \times 0.506 \times \cos\alpha = 39.77$
G1	0	$71.43 \times 37.538 \times \cos\alpha = 2634.60$
G2	0	$71.43 \times 1.518 \times \cos\alpha = 106.53$
H	0	$24.28 \times 377.865 \times \cos\alpha = 9014.44$
I	0	$17.14 \times 1639.8 \times \cos\alpha = 27615.66$
F_{fr}	428.31	0
Total	$F_{wy}= 36774.79$	$F_{wz}= 42361.65$

➤ Direction du vent ($\theta = 0^\circ$)

Tableau II-12 Valeurs des forces horizontales et verticales : Direction du vent($\theta=0^\circ$) avec pression intérieure de +0.2

Zone	Composante Horizontale F_{wx} (daN)	Composante Vertical F_{wz} (daN)
D	$42.84 \times 462.6 = 19817.78$	0
E	$35.71 \times 462.6 = 16519.44$	0
F1	$102.86 \times 18.769 \operatorname{tg} \alpha = 365.48$	$102.86 \times 18.769 = 1930.58$
F2	$102.86 \times 18.769 \operatorname{tg} \alpha = 365.48$	$102.86 \times 18.769 = 1930.58$
F3	$102.86 \times 0.506 \operatorname{tg} \alpha = 9.85$	$102.86 \times 0.506 = 52.05$
G1	$83.58 \times 37.538 \operatorname{tg} \alpha = 593.96$	$83.58 \times 37.538 = 3137.43$
G2	$83.58 \times 1.518 \operatorname{tg} \alpha = 24.02$	$83.58 \times 1.518 = 126.87$
H	$44.29 \times 377.865 \operatorname{tg} \alpha = 3168.28$	$44.29 \times 377.865 = 16735.64$
I	$48.57 \times 1639.8 \operatorname{tg} \alpha = 15077.89$	$48.57 \times 1639.8 = 79645.09$
J	$72.86 \times 98.64 \operatorname{tg} \alpha = 1360.58$	$72.86 \times 98.64 = 7186.91$
Total	$F_{wx} = 57302.76$	$F_{wz} = 110745.14$

Tableau II-13 Valeurs des forces horizontales et verticales : Direction du vent($\theta=0^\circ$) avec pression intérieure de -0.3

Zone	Composante Horizontale F_{wx} (daN)	Composante Vertical F_{wz} (daN)
D	$78.57 \times 462.6 = 36346.48$	0
E	$0 \times 462.6 = 0$	0
F1	$67.15 \times 18.769 \operatorname{tg} \alpha = 238.60$	$67.15 \times 18.769 = 1260.34$
F2	$67.15 \times 18.769 \operatorname{tg} \alpha = 238.60$	$67.15 \times 18.769 = 1260.34$
F3	$67.15 \times 0.506 \operatorname{tg} \alpha = 6.43$	$67.15 \times 0.506 = 33.98$
G1	$47.85 \times 37.538 \operatorname{tg} \alpha = 340.11$	$47.85 \times 37.538 = 1796.57$
G2	$47.85 \times 1.518 \operatorname{tg} \alpha = 13.75$	$47.85 \times 1.518 = 72.65$
H	$8.57 \times 377.865 \operatorname{tg} \alpha = 613.05$	$8.57 \times 377.865 = 3238.30$
I	$12.85 \times 1639.8 \operatorname{tg} \alpha = 3989.11$	$12.85 \times 1639.8 = 21071.43$
J	$37.14 \times 98.64 \operatorname{tg} \alpha = 693.55$	$37.14 \times 98.64 = 3663.49$
Total	$F_{wx} = 42479.68$	$F_{wz} = 32397.10$

II-1-6-Calcul de la stabilité de l'ensemble

II-1-6-1-Vérification de la stabilité transversale ($\Theta=0^\circ$)

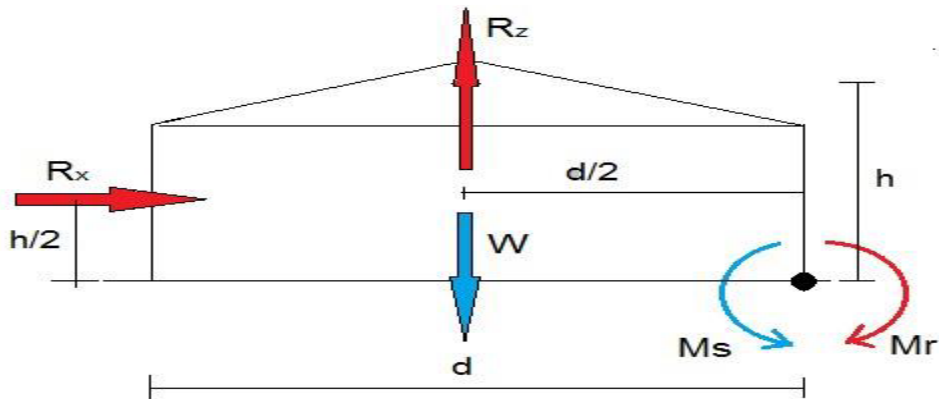


Figure II-15 Représentation des charges provoquant un moment de renversement au long-pan

➤ Calcul du moment de renversement

$$M_r = (F_{wx} \times h/2) + (F_{wz} \times d/2)$$

$$M_r = (57302.76 \times 6.85) + (110745.14 \times 18)$$

$$M_r = 2478072.84 \text{ daN.m}$$

➤ Calcul du moment stabilisant

$$M_s = W \times d/2$$

Où :

W : Poids de la surface en plan du hangar

W =

$M_s =$

Conclusion

$$M_r \ll M_s$$

➔ La stabilité transversale est vérifiée.

II-1-6-2- Vérification de la stabilité longitudinale($\Theta=90^\circ$)

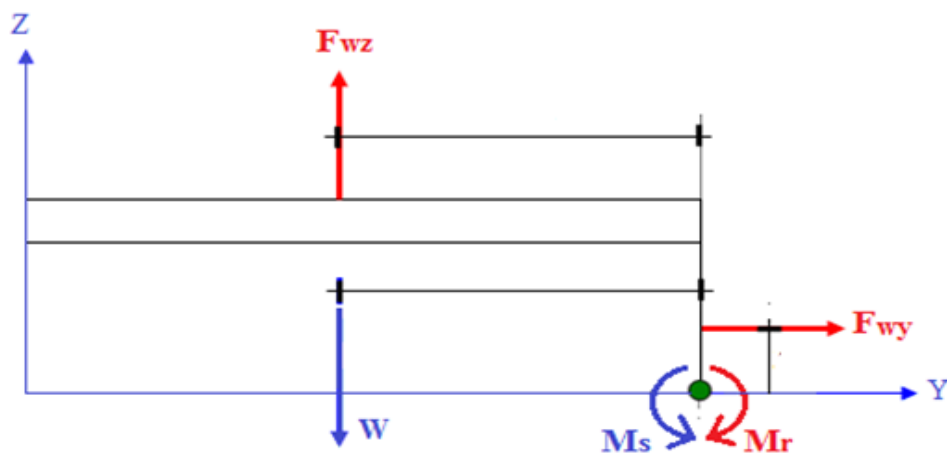


Figure II-16 Représentation des charges provoquant un moment de renversement au pignon

➤ **Calcul du moment de renversement**

$$M_r = (F_{wy} \times h/2) + (F_{wz} \times d/2)$$

$$M_r = (36774.79 \times 6.85) + (115863.83 \times 18)$$

$$M_r = 2337456.25 \text{ daN.m}$$

➤ **Calcul du moment stabilisant**

$$M_s = W \times d/2$$

Où :

W : Poids de la surface en plan du hangar

W =

M_s=

Conclusion

$$M_r \ll M_s$$

➔ La stabilité transversale est vérifiée.

II-2-Action de la neige

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

II-2-1-Domaine d'application

Le présent règlement s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure ou égale à 2000 m. (Selon RNVA 2013 partie I, Article 2.2)

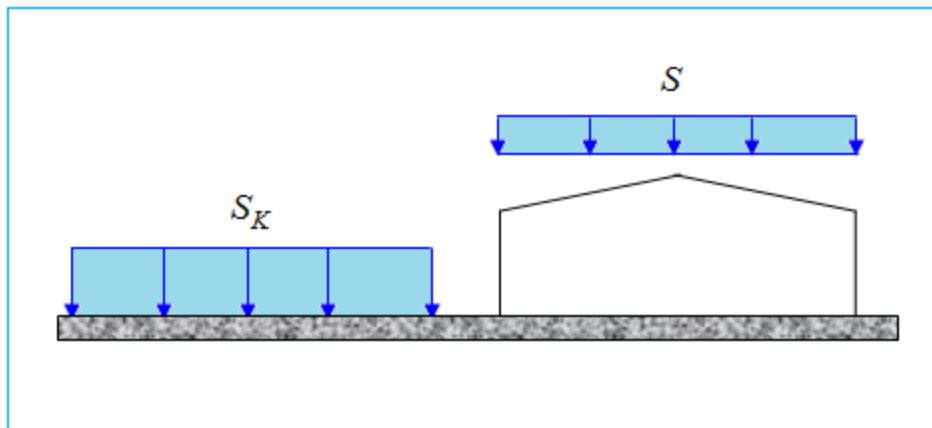


Figure II-17 Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol

Donné :

→ $\alpha = 10.72^\circ$

→ Zone : A (selon l'annexe 1 du RNVA 2013 : **zone de neige par commune page 37**)

→ Altitude : 300m

II-2-2- Charge de neige sur le sol

La charge de neige sur le sol S_k par unité de surface est fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré. La valeur de S_k est déterminée par la loi de variation suivante en fonction de l'altitude du point considéré (RNV2013 article 4 page 21) :

$$\text{Zone A} \longrightarrow S_k = \frac{0.07H+15}{100} = \frac{0.07 \times 300 + 15}{100} = 0.36 \text{ KN/m}^2$$

II-2-3- Charge de la neige sur le toit

La charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale de toiture soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante (RNVA 2013. Art.3.1.1):

$$S = \mu \times S_k \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

Où :

S_k : (en KN/m²) est Charge de neige sur le sol.

μ : Coefficient de forme (à déterminer en fonction de la forme de la toiture).

a) Coefficient de forme de la toiture μ (RNV 2013. Art.6)

Le coefficient de forme des toitures à versants multiples sont donnés par le **Tableau II-14** et illustrés sur la **Figure II-10**. Les dispositions de charge à considérer correspondant à :

- (Cas i) : sans accumulation de neige
- (Cas ii) : avec accumulation de neige.

Tableau II-14 Valeur du coefficient de forme μ_i

(α) pente du versant (en °)	$0 \leq \alpha \leq 30$
Coefficient μ_1	0.8
Coefficient μ_2	$0.8 + 0.8 \left(\frac{\alpha}{30} \right)$

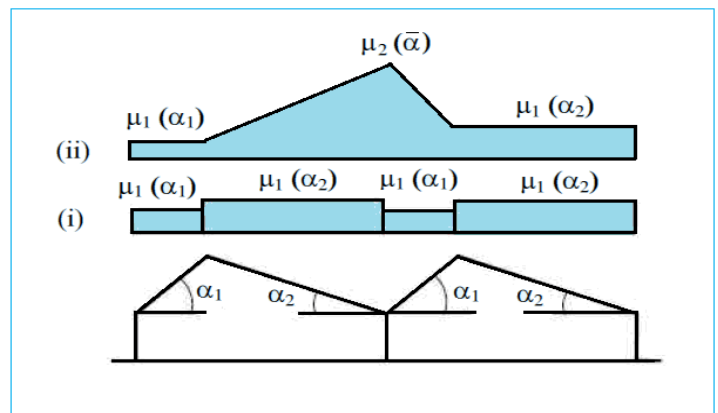


Figure II-18 Disposition des charges de neige a considéré pour toiture a versants multiples

➤ Sans accumulation

On a :

$$\alpha = \alpha_1 = \alpha_2$$

$$0 \leq \alpha = 10.72^\circ \leq 30$$

$$\mu_1(\alpha) = 0.8$$

$$S(\alpha) = 0.8 \times 10.72 = 8.57 \text{ daN/m}^2.$$

$$0.5 \times S(\alpha) = 4.28 \text{ daN/m}^2.$$

• Avec accumulation

On à :

$$\bar{\alpha} = \left(\frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2} \right) = \alpha = 10.72^\circ$$

$$0 \leq \bar{\alpha} = 10.72^\circ \leq 30$$

$$\mu_2 = 0.8 + 0.8 \left(\frac{\alpha}{30} \right) = 1.08$$

$$S(\bar{\alpha}) = 1.08 \times 10.72 = 11.57 \text{ daN/m}^2.$$

$$S(\alpha) = 8.57 \text{ daN/m}^2.$$

$$0.5 \times S(\alpha) = 4.28 \text{ daN/m}^2.$$

Chapitre III : Prédimensionnement des éléments secondaire

III-Introduction

Dans ce chapitre on s'intéresse à définir les profils qui devront résister aux différentes sollicitations selon l'**Eurocode 3**, le principe de la vérification nécessaire à la résistance et à la stabilité des profilés concernés par cette étude qui sont : les pannes, les potelets, les lisses de bardage.

III-1-Prédimensionnement des pannes

III-1-1-Définition

Les pannes sont des éléments de profile laminée, disposées parallèlement à la ligne de faîtage dans le plan de versant, elles sont réalisées soit en profile en I en U. Elles ont pour rôle de supporter la couverture et toutes surcharges possibles (neige, vent ...etc.), et par conséquent elles travaillent en flexion déviée. Les pannes sont posées sur les traverses ou fermes et fixées par boulonnage, à l'aide d'échantignoles, la figure ci-dessous nous montre la disposition de la panne sur la toiture.

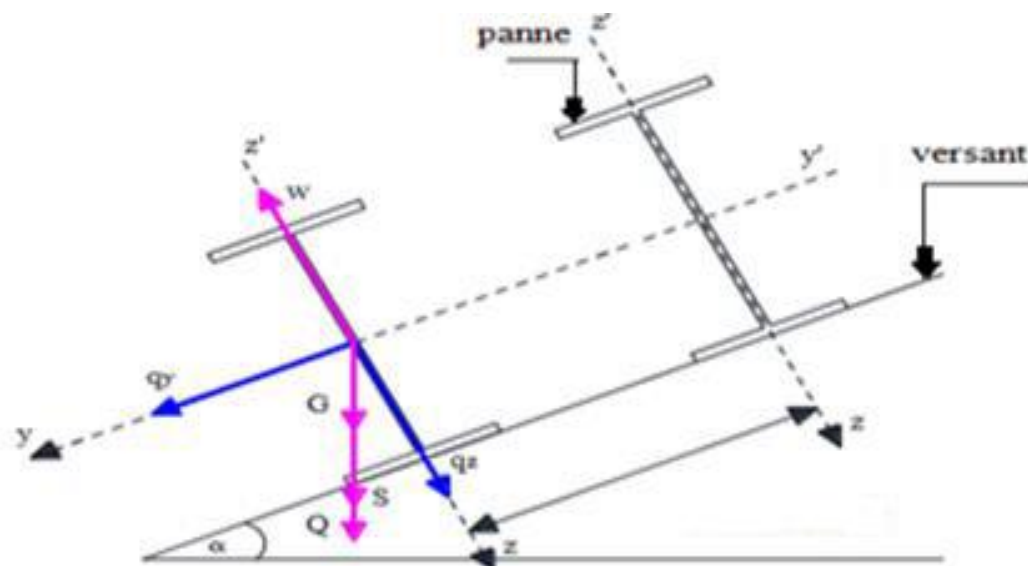


Figure III-1 Disposition des pannes sur la toiture

III-1-2-Donnée de calcul

- Chaque panne repose sur 2 appuis.
- L'entre axe des pannes $e=1.30\text{m}$ (espace entre 2 pannes).
- On dispose de 8 lignes de pannes sur chaque versant de toiture.
- Les pannes sont en acier S275
- La pente de chaque versant est $\alpha=10.72^\circ$.
- Longueur de chaque panne $L=6\text{m}$.
- Le coefficient partiel de sécurité : $\gamma_{m0}= 1.1$.

III-1-3- Evaluation des charges et surcharges

a) Les charge permanentes

- Poids propre du panneau sandwich TL75 14.2 daN/m².
- Poids propre d'accessoire d'attache 4 daN/m².
- Poids propre de la panne estimer 12 daN/ml.

$$G = [(P_{tole} + P_{accessoire}) \times e] + P_{panne}$$

$$G = [(14.2 + 4) \times 1.30] + 12$$

$$G = 35.66 \text{ daN/ml.}$$

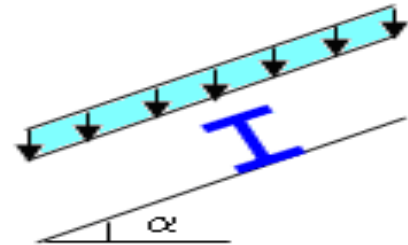


Figure III-2 Chargement permanent au niveau de la toiture

b) La surcharge d'entretien (E)

D'après les Eurocodes EN 1991-1-1 et 1-3, pour les couvertures dont la pente est inférieure à 30° on prend comme charge d'entretien une charge minimale de 60daN/m² (60kg/m²) de la surface de la couverture.

Tableau III-1 Valeur des charges d'entretiens

Roof slope, α degrees	q_k (KN/m ²)
$\alpha < 30^\circ$	0,6
$30^\circ \leq \alpha < 60$	$0,6[(60 - \alpha) / 30]$
$\alpha \geq 60$	0

On a :

$$e = 1.30\text{m}$$

$$E = q_k \times e$$

$$E = 60 \times 1.3$$

$$E = 78\text{daN/ml}$$

c) La surcharge de neige (N)

La surcharge de neige est en fonction de site d'implantation de la construction (région, altitude) et de la forme de toiture. Pour raison sécuritaire nous majorons la valeur estimée.

$$N = S \times e$$

$$N = 11.57 \times 1.30$$

$$N = 15.04 \text{ daN/ml.}$$

d) La surcharge du vent (V)

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent (zone F : vent de soulèvement)

$$V = W \times e$$

$$V = 115.71 \times 1.3$$

$$V = 150.42 \text{ daN/ml.}$$

III-1-4- Combinaison des charges les plus défavorables**a) A L'ELU**

➤ Action vers le bas ↓

$$Q_{sd1} = 1.35 G + 1.5 E = (1.35 \times 35.66) + (1.5 \times 78) = 165.14 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{sd2} = 1.35G + 1.5 N = (1.35 \times 35.66) + (1.5 \times 15.04) = 70.70 \text{ daN/ml.}$$

➤ Action vers le haut ↑

$$Q_{z,sd} = G \cos \alpha - 1.5V = 35.66 \cos (10,72) - 1.5(150.42) = -190.59 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{y,sd} = G \sin \alpha = 35.66 \sin (10,72) = 6.63 \text{ daN/ml.}$$

Remarque :

D'après le nouveau règlement (Article 7.3 du DTR B.C.2.2), les charges climatiques ne se combinent pas avec la surcharge d'entretien.

On retient la combinaison la plus défavorable pour les calculs :

$$Q_{sd} = \max (Q_{sd1} ; Q_{z,sd} ; Q_{y,sd}) = \max (165.14 ; -190.59 ; 8.95) = -190.59 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{sd} = -190.59 \text{ daN/ml.}$$

b) A L'ELS

➤ Action vers le bas ↓

$$Q_{sd1} = G - V = 35.66 - 150.42 = -114.76 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{sd2} = G + N = 35.66 + 15.04 = 50.7 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{sd} = \max [Q_{sd1}; Q_{sd2}] = 114.76 \text{ daN/ml.}$$

➤ Action vers le haut ↑

$$Q_{z,sd} = Q_{sd} \times \cos \alpha = 114.76 \times \cos (10,72) = 112.75 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{y,sd} = Q_{sd} \times \sin \alpha = 114.76 \sin (10,72) = 21.34 \text{ daN/ml.}$$

III-1-5- Principe de prédimensionnement

Les pannes sont sollicitées à la flexion déviée (flexion bi axiale). Elles doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

- Condition de la flèche (l'ELS)
- Condition de résistance (l'ELU).

Généralement, on fait le pré dimensionnement des pannes par l'utilisation de la condition de flèche, puis on fait la vérification de la condition de résistance.

III-1-6- Condition de la flèche

a) Flèche vertical

On a :

$$f_z \leq f_{ad}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z,sd} \times l^4}{E \times I_y}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z,sd} \times l^4}{E \times \frac{l}{200}}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{112.75 \times 10^{-2} \times 600^4}{2.1 \times 10^6 \times \frac{600}{200}}$$

$$I_y \geq 302.00 \text{ cm}^4$$

b) Flèche latérale

On a :

$$f_y \leq f_{ad}$$

$$f_{ad} = \frac{l/2}{200}$$

$$f_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{Q_{y,sd} \times (l/2)^4}{E \times I_z}$$

$$I_z \geq \frac{2.05}{384} \times \frac{Q_{y,sd} \times (l/2)^4}{E \times \frac{(l/2)}{200}}$$

$$I_z \geq \frac{2.05}{384} \times \frac{21.34 \times 10^{-2} \times 300^4}{2.1 \times 10^6 \times \frac{300}{200}}$$

$$I_z \geq 2.92 \text{ cm}^4$$

On a $I_y \geq 302.00 \text{ cm}^4$ donc on opte pour un IPE 160.

Tableau III-2 Dimensions et caractéristiques de IPE 160

Profilé IPE 160	Dimensions						Caractéristiques de calcul						
	h	b	t _w	t _f	r	d	W _{pl.y}	W _{pl.z}	A _{vz}	A	I _y	I _z	
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm ³	cm ³	cm ²	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	
	160	82	5	7.4	9	127.2	124	26.1	9.66	20.1	869	68.3	

III-1-7-Classification de la section

a) Classification de la semelle

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w - 2r)/2}{t_f} \leq 9\epsilon$$

$$\text{Avec } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\frac{(b-t_w-2r)/2}{t_f} = \frac{(82-5-18)/2}{7.4} = 3.98 \leq 8.28 \text{ Donc semelle de classe 1.}$$

b) Classification de l'âme

$$\frac{c}{t_f} = \frac{d}{t_w} = 25.44 \leq 72\epsilon = 66.24 \text{ Donc âme de classe 1.}$$

Conclusion

La section est de classe 1.

III-1-8- Vérification à la sécurité**III-1-8-1- Vérification à L'ELU****III-1-8-1-1- Vérification à la flexion**

Pour la vérification a la flexion biaxial on utilise la formule suivante :

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{pl,y}} \right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z}} \right]^{\beta} \leq 1 \quad (\text{Formule 5.35 page 68 ; CCM97})$$

Avec : $\alpha=2$; $\beta=1$ section en I.

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{124 \times 275 \times 10^{-1}}{1.1} = 3100 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz,rd} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{26.1 \times 275 \times 10^{-1}}{1.1} = 652.5 \text{ daN.m}$$

$$Q_{z,sd} = Q_{sd} \times \cos \alpha = 190.59 \times \cos (10,72) = 187.26 \text{ daN/m.}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{8} = \frac{187.26 \times 6^2}{8} = 842.67 \text{ daN.m}$$

$$Q_{y,sd} = Q_{sd} \times \sin \alpha = 190.59 \sin (10,72) = 35.45 \text{ daN/m.}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times (l/2)^2}{8} = \frac{35.45 \times 3^2}{8} = 39.88 \text{ daN.m}$$

A.N pour la vérification de la résistance en flexion

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{pl,y}} \right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z}} \right]^{\beta} = \left[\frac{842.67}{3100} \right]^2 + \left[\frac{39.88}{652.5} \right]^1 = 0.13 \leq 1$$

Conclusion

La résistance en flexion pour le profilé IPE 160 est vérifiée.

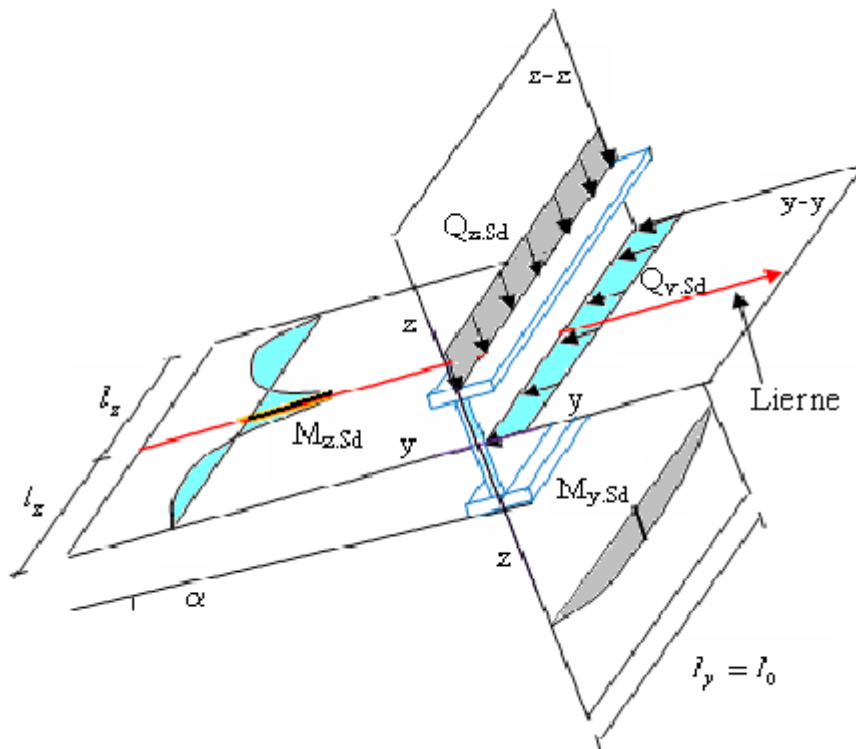


Figure III-3 Panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement

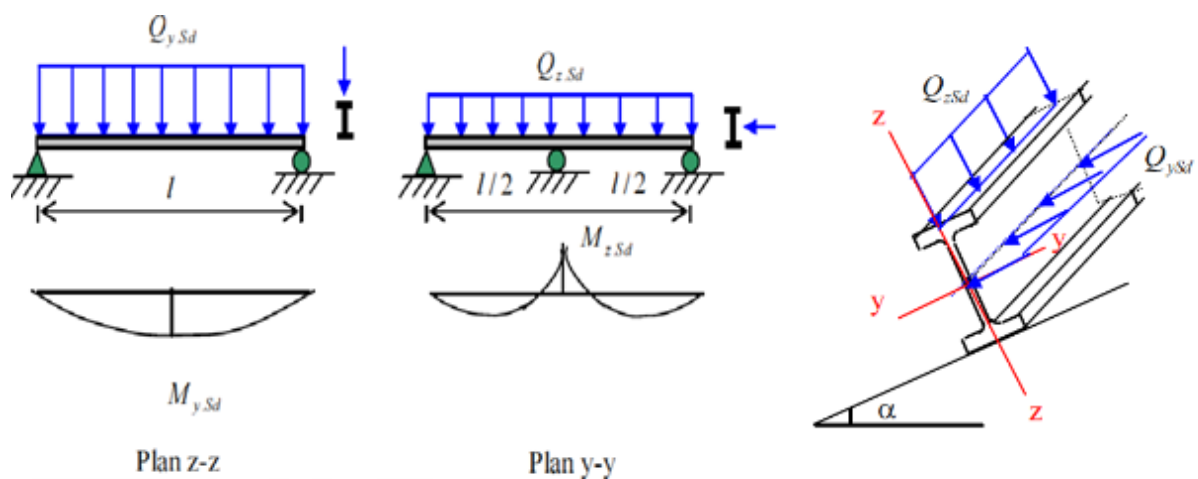


Figure III-4 Panne de toiture en flexion.

III-1-8-1-2- Vérification au cisaillement

La vérification est donnée par les formules suivantes (**Eurocode 03**) :

$$V_{z,sd} \leq V_{plz,rd} \quad \text{Et} \quad V_{y,sd} \leq V_{ply,rd}$$

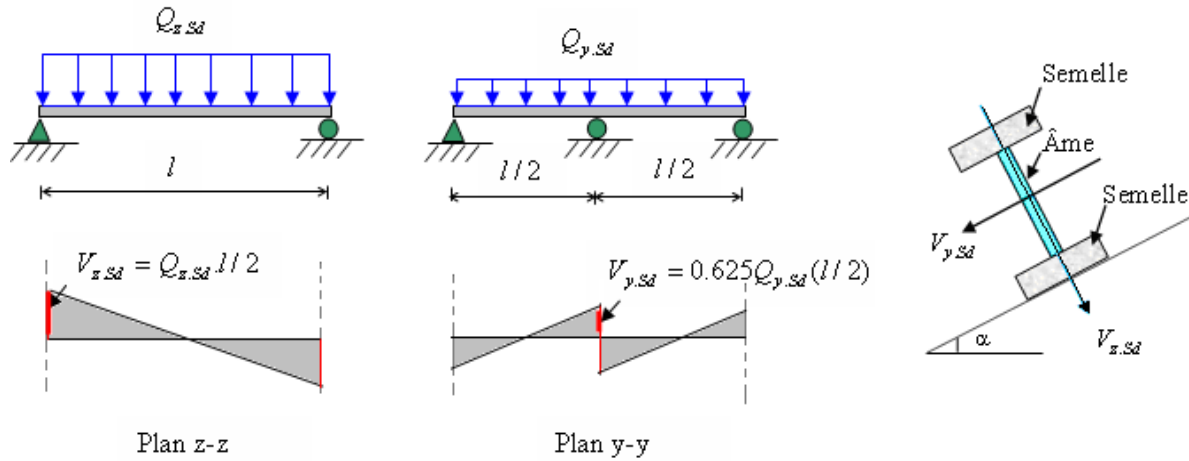


Figure III-5 Panne de toiture en cisaillement sous les différents plans de chargement.

$$V_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l}{2} = \frac{187.26 \times 6}{2} = 561.78 \text{ daN}$$

$$V_{y,sd} = 0.625 \times Q_{y,sd} \times (l/2) = 0.625 \times 35.45 \times 3 = 66.46 \text{ daN}$$

$$V_{plz,rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{1.1} = \frac{9.66 \times (2750 / \sqrt{3})}{1.1} = 13943 \text{ daN}$$

$$V_{ply,rd} = \frac{A_{vy} \times (f_y / \sqrt{3})}{1.1} = \frac{12.136 \times (2750 / \sqrt{3})}{1.1} = 17516.80 \text{ daN}$$

$$V_{z,sd} = 561.78 \text{ daN} < V_{plz,rd} = 13943 \text{ daN}$$

$$V_{y,sd} = 66.46 \text{ daN} < V_{ply,rd} = 17516.80 \text{ daN}$$

Conclusion

La résistance au cisaillement pour le profilé IPE 160 est vérifiée.

III-1-8-1-3- Vérification au déversement

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{b,rd}} \right] + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z,rd}} \right] \leq 1$$

a) Calcul du moment ultime

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{8} = \frac{187.26 \times 6^2}{8} = 842.67 \text{ daN.m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times (l/2)^2}{8} = \frac{35.45 \times 3^2}{8} = 39.88 \text{ daN.m}$$

b) Calcul du moment résistant au déversement $M_{b,rd}$

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

Avec : $\beta_w = 1.0$ pour les sections de classe 1 et 2

L'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$ est déterminé par la formule suivante :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}} \right]^{0.5} \quad \text{Ou} \quad \bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times [\beta_w]^{0.5} \quad (\text{Annexe F à l'Eurocode, §F.2})$$

$$\lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9\varepsilon \quad \text{Et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda_1 = 86.80$$

Pour les poutres à section constante et doublement symétriques (profilés laminés I et H), l'élancement vaut :

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} \quad [\text{Annexe F EC03 partie 1-1}]$$

Pour IPE 160 : $i_z = 1.84 \text{ cm}$; $h = 16 \text{ cm}$; $t_f = 0.74 \text{ cm}$

$L = 600 \text{ cm}$

C_1 : Facteur sans dimension qui dépend de la nature du diagramme des moments.

Puisque les charges sont uniformément réparties donc : $C_1 = 1,132$

$$\lambda_{LT} = \frac{600/1.84}{1.132^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{600/1.84}{16/0.74} \right)^2 \right]^{0.25}} = 163.41$$

Donc : $\overline{\lambda}_{LT} = \left[\frac{163.41}{86.80} \right] = 1.88$

➤ Calcul de χ_{LT}

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}}$$

Avec : $\phi_{LT} = 0.5 \times \left[1 + \alpha_{LT} \times (\overline{\lambda}_{LT} - 0.2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right]$

Où : ϕ_{LT} : facteur d'imperfection pour le déversement.

Les valeurs recommandées pour les facteurs d'imperfection des courbes de déversement :

Tableau III-3 Facteur d'imperfection α_{LT}

Courbe de déversement	a	b	c	d
α_{LT}	0.21	0.34	0.49	0.76

Le choix des courbes de déversement est précisé dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-4 Choix du type de courbe de déversement

Section transversales	Limites	Courbes de déversement
Sections en I laminées	$h/b \leq 2$	a
	$h/b \geq 2$	b
Section en I soudées	$h/b \leq 2$	c
	$h/b \geq 2$	d
Autres section	-	d

Sections en I laminées $h/b = 160/82 = 1.95 < 2 \rightarrow$ courbes de déversement a $\rightarrow \alpha_{LT} = 0.21$

$$\phi_{LT} = 0.5 \times [1 + 0.21 \times (1.88 - 0.2) + 1.88^2] = 2.4436$$

Donc :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{2.4436 + [2.4436^2 - 1.88^2]^{0.5}} = 0.2497$$

De ce fait :

$$M_{b,rd} = 0.2497 \times 3100 = 774.07 \text{ daN.m}$$

$$\left[\frac{507.37}{774.07} \right] + \left[\frac{24}{652.5} \right] = 0.69 \leq 1 \rightarrow \text{Donc la résistance au déversement est vérifiée.}$$

Conclusion

Le profilé IPE 160 est vérifié à l'état limite ultime

III-1-8-2- Vérification à l'ELS

III-1-8-2-1- Vérification à la flèche

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

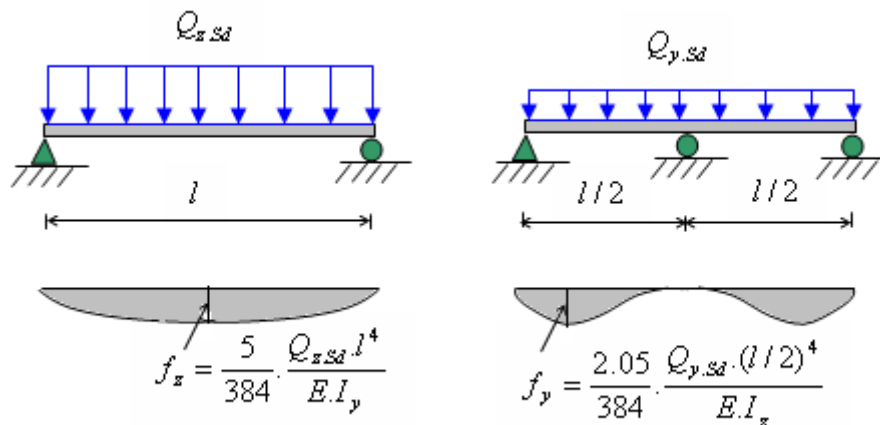


Figure III-6 Vérification de la flèche

On a :

$$Q_{sd} = 114.76 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{z,sd} = Q_{sd} \times \cos \alpha = 114.76 \times \cos (10,72) = 112.75 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{y,sd} = Q_{sd} \times \sin \alpha = 114.76 \sin (10,72) = 21.34 \text{ daN/ml.}$$

Flexion verticale suivant (zz') : sur deux appuis

$$f_z \leq f_{ad} \text{ Avec } f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z, sd} \times l^4}{E \times I_y}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{112.75 \times 10^{-2} \times 600^4}{2.1 \times 10^6 \times 869} = 1.04 \text{ cm} \leq f_{ad} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

La flèche verticale est vérifiée.

Flexion latérale suivant (yy') : sur trois appuis

$$f_y \leq f_{ad} \text{ avec } f_{ad} = \frac{l/2}{200}$$

$$f_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{21.34 \times 10^{-2} \times 300^4}{2.1 \times 10^6 \times 68.3} = 0.06 \text{ cm} \leq f_{ad} = \frac{300}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

La flèche latérale est vérifiée.

Conclusion

Le profilé en **IPE 160** est vérifié aux états limites ultimes et de services donc vérifié à la sécurité et convient comme panne de toiture.

III-2-Calcul des liernes

III-2-1-Introduction

Les liernes sont des tirants qui travaillent en traction disposés à mi-portée des pannes perpendiculairement à ces dernières dans le plan de la toiture, ils sont généralement formés barres rondes ou de petites cornières. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes, mais aussi à limiter la longueur de déversement et le flambement latérale pour les parties comprimées.

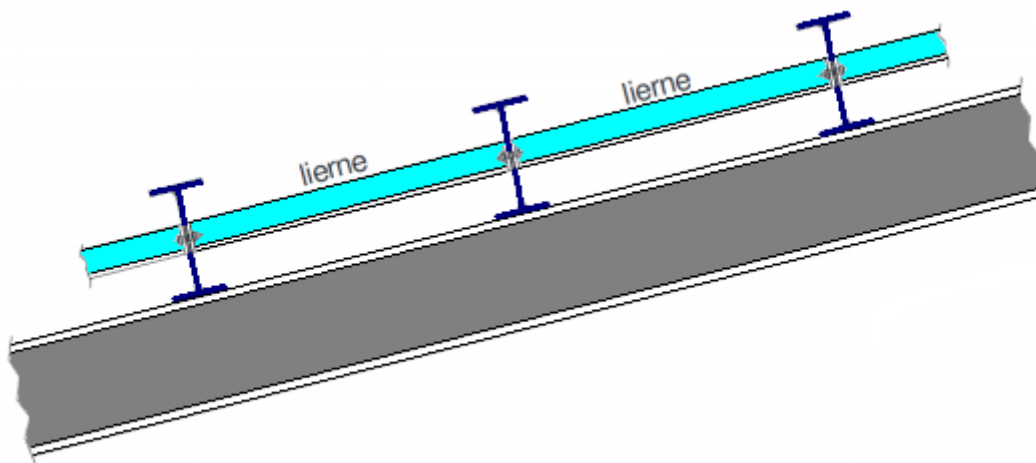


Figure III-7 Dispositions des liernes

III-2-2- Calcul de l'effort maximal revenant au lierne

III-2-2-1-Calcul de la réaction d'appui

$$Q_{y, sd} = Q_{sd} \times \sin \alpha = 190.59 \sin (10,72) = 35.45 \text{ daN/ml.}$$

$$R = 1.25 \times Q_{y, sd} \times l/2 = 1.25 \times 35.45 \times 3 = 132.93 \text{ daN}$$

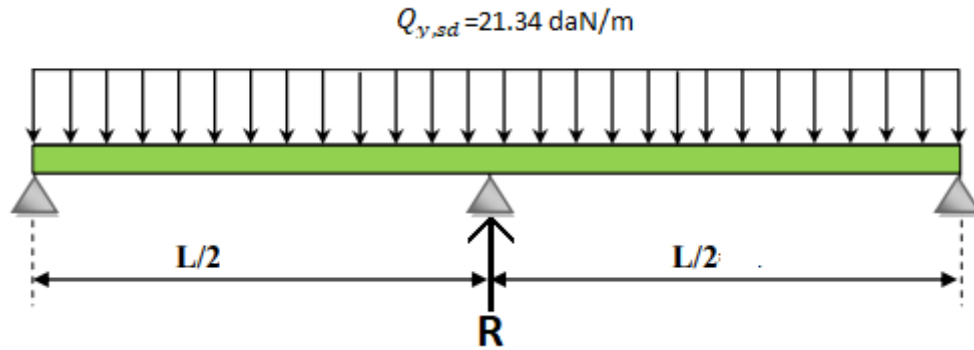


Figure III-8 Réaction R sur les liernes

III-2-2-2- Calcul de l'effort de traction

L'effort de traction dans le tronçon de lierne L₁ provenant de la panne sablière :

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{132.93}{2} = 66.46 \text{ daN}$$

Effort dans le tronçon L₂ :

$$T_2 = R + T_1 = 199.39 \text{ daN}$$

Effort dans le tronçon L₃ :

$$T_3 = R + T_2 = 332.32 \text{ daN}$$

Effort dans le tronçon L₄ :

$$T_4 = R + T_3 = 465.25 \text{ daN}$$

Effort dans le tronçon L₅ :

$$T_5 = R + T_4 = 598.18 \text{ daN}$$

Effort dans le tronçon L₆ :

$$T_6 = R + T_5 = 731.11 \text{ daN}$$

Effort dans le tronçon L₇ :

On a :

$$\theta = \arctg \times \frac{1.3}{3} = 23.42^\circ$$

$$2T_7 \times \sin(\theta) = T_6$$

$$T_7 = \frac{T_6}{2 \sin(\theta)} = 919.70 \text{ daN}$$

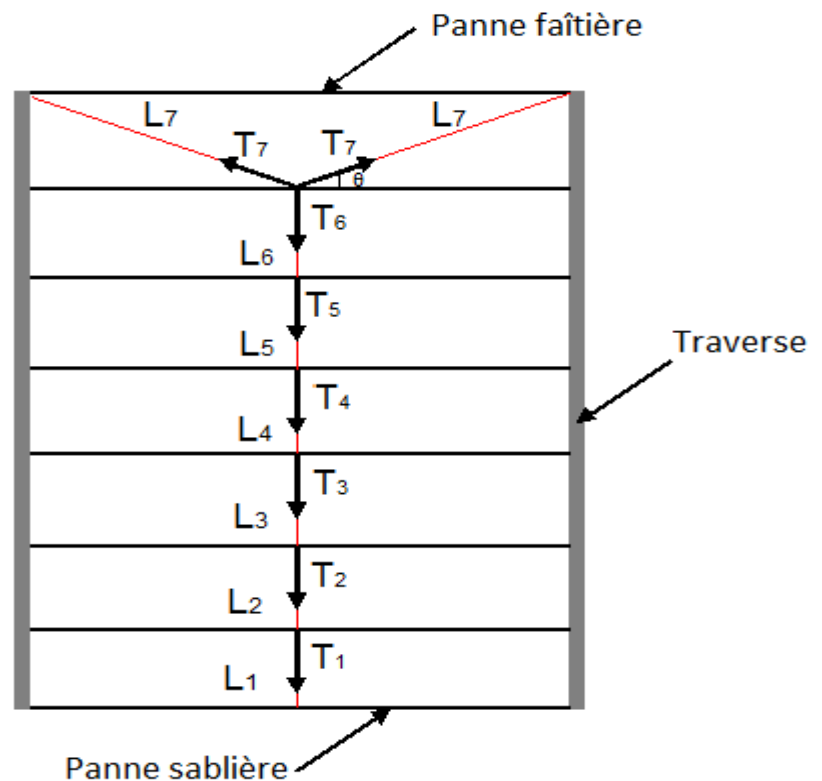


Figure III-9 Les efforts dans les liernes

III-2-3- Dimensionnement des liernes

Traction simple :

$$N_{sd} \leq N_{t,rd} = N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Le tronçon le plus sollicité est L₇.

$$T_7 = N_{sd} = 919.70 \text{ daN}$$

$$A \geq \frac{T_7}{f_y/\gamma_{M1}} = \frac{919.70}{27.5/1.1} = 36.78 \text{ mm}^2$$

$$A = \frac{\pi \times \varphi^2}{4} \geq 36.78 \text{ mm}^2$$

$$\varphi \geq \sqrt{\frac{4 \times 36.78}{\pi}} = 6.84 \text{ mm}$$

Conclusion

Pour des raisons pratiques et pour plus de sécurité, on opte pour une barre ronde de diamètre :
 $\varnothing = 10 \text{ mm}$

Tableau III-5 Les caractéristiques de la barre ronde R 10

Eléments	Diamètre	G (Kg/m)	d (mm)	A (cm ²)
Liernes de toiture	R 10	0.617	10	0.785

III-3- Echantignolle

III-3-1-Introduction

L'échantignolle est un dispositif de fixation qui permet de fixer les pannes sur les fermes ou les traverses de portiques. Elle s'oppose aux charges tangentielles dues aux poids des charges permanentes et de la neige. Elle s'oppose aussi à l'action de soulèvement due au vent. Elles sont fixées soit par boulonnage soit par soudage.

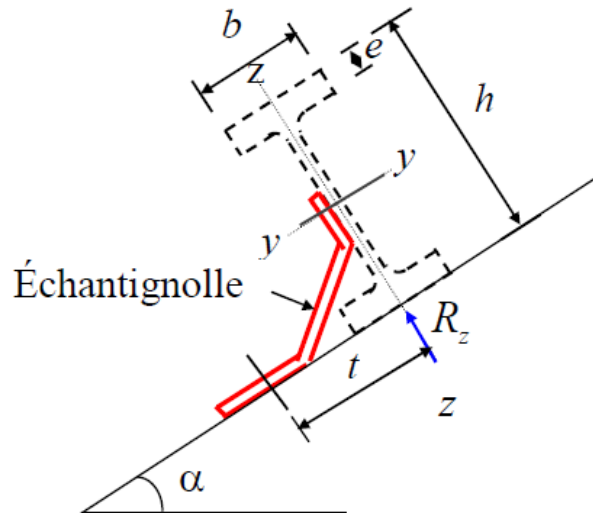


Figure III-10 Disposition de l'échantignolle

III-3-2- Calcul des charges revenant à l'échantignolle

➤ **Effort de soulèvement**

$$Q_{z,sd} = G \cos \alpha - 1.5 V = -190.59 \text{ daN/m}$$

➤ **Effort suivant le rampant**

$$Q_{y,sd} = 1.35 G \sin \alpha = 8.95 \text{ daN/m}$$

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

$$2(b/2) \leq t \leq 3(b/2)$$

Pour **IPE 160** : on a $b = 8.2 \text{ cm}$ et $h = 16 \text{ cm}$

$$8.2 \text{ cm} \leq t \leq 12.3 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad t = 10 \text{ cm}$$

➤ **Echantignole de rive**

$$R_z = Q_{z,sd} \times (l/2) = 190.59 \times 6/2 = 571.77 \text{ daN}$$

$$R_y = Q_{y,sd} \times (l/2) = 8.95 \times 6/2 = 26.85 \text{ daN}$$

➤ **Echantignole intermédiaire**

$$R_z = R_z \times 2 = 1143.54 \text{ daN}$$

$$R_y = R_y \times 2 = 53.7 \text{ daN}$$

III-3-3- Calcul des moments de renversement

$$M_r = (R_z \times t) + (R_y \times h/2) = (1143.54 \times 10) + (53.7 \times 8)$$

$$M_r = 11865 \text{ daN.cm} = 118.65 \text{ daN.m}$$

III-3-4-Dimensionnement de l'échantignolle

Généralement les échantignolles sont des éléments formés à froid d'où la classe de sa section est au moins de classe 3.

Selon l'Eurocode3 la section transversale travaillant en flexion simple doit satisfaire la formule suivante :

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

Avec :

$M_{sd} = M_r$: Le moment sollicitant.

$M_{el,rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{M0}}$: le moment de résistance élastique de la section.

➤ Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle

$$M_r \leq \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{M0}} \longrightarrow W_{el} \geq \frac{M_r \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{11865 \times 1.1}{2750} = 4.74 \text{ cm}$$

Pour une section rectangulaire :

$$W_{el} = \frac{b \times e^2}{6}$$

La largeur de l'échantignolle « b » est prise après avoir dimensionné la traverse (IPE 450). Donc b est pris en fonction de la largeur de la semelle du portique sur laquelle va être soudée l'échantignolle $b = 190 \text{ mm}$

$$e = \sqrt{\frac{W_{el} \times 6}{b}} = \sqrt{\frac{4.74 \times 6}{17}} 1.29 \text{ cm} \text{ soit } e = 12.9 \text{ mm}$$

Conclusion :

On adopte une échantignolle de **14 mm** d'épaisseur.

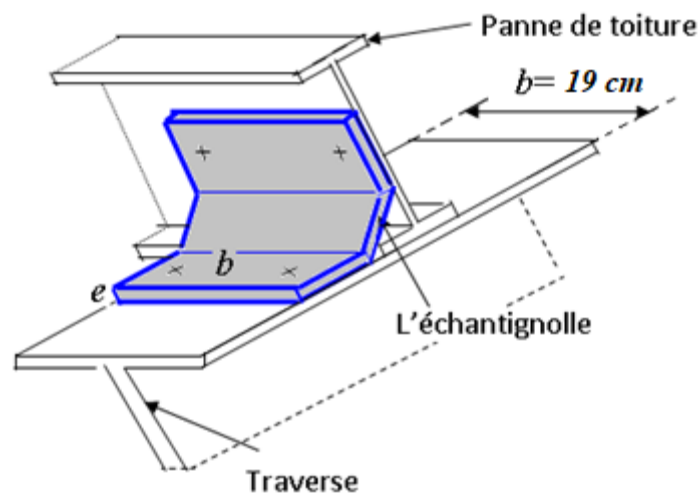


Figure III-11 Représentation de l'échantignolle

III-4-Lisse de bardage

III-4-1-Introduction

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles (IPE, UAP, UPN) ou de profils minces pliés, qui ont pour fonction de supporter les couvertures de façades verticales et les charges qui s'appliquent sur ces bardages, disposées horizontalement, elles portent sur les poteaux de portiques ou éventuellement sur des potelets intermédiaires. L'entre axe des lisses est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage.

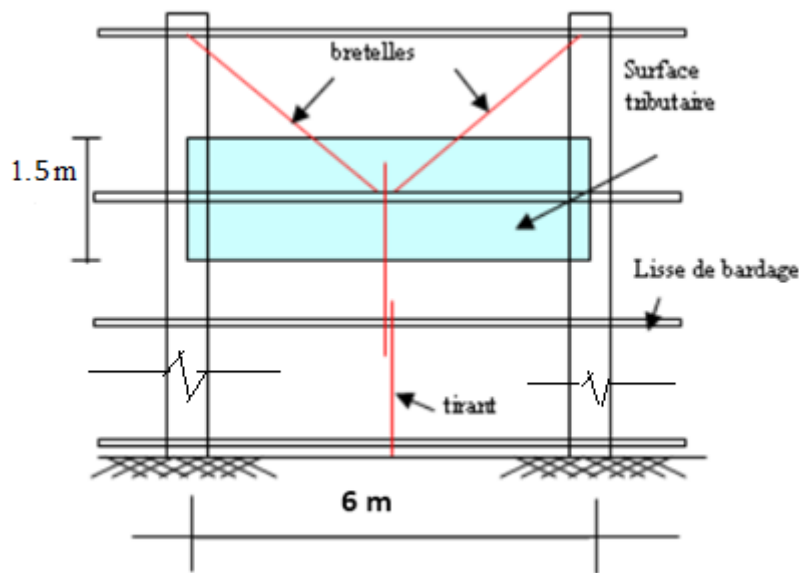


Figure III-12 Disposition des lisses de bardages.

III-4-2- Calcul des lisses de bardages

III-4-2-1- Donné de calcul

- Chaque lisse repose sur 2 appuis.
- La portée entre chaque axe des lisses $e = 1.5\text{m}$ (espace entre 2 lisses).
- On dispose de 9 lignes de lisses sur chaque paroi.
- Les pannes sont en acier S275
- Poids propre de bardage (panneaux sandwichs LL60) 11.84 daN/m^2
- Poids propre d'accessoires d'attache..... 5 daN/m^2
- Poids propre de la lisse estimé 12 daN/m^2

III-4-2-2- Evaluation des charges et surcharges

a) Charge permanente « G »

$$G = (P_{\text{couverture}} + P_{\text{Accessoire}}) \times e + P_{\text{Lisse}}$$

$$G = (11.84 + 5) \times 1.5 + 12 = 37.26 \text{ daN/m}$$

b) Surcharge climatique du au vent « V »

$$W = 78.57 \text{ daN/m}^2 \quad \text{voir (Tableau II-7 chapitre II)}$$

$$V = W \times e$$

$$V = 78.57 \times 1.5 = 117.85 \text{ daN/m}$$

III-4-2-3- Combinaison des charges**a) A'ELU**

$$1.35G + 1.5V$$

$$Q_{y,sd} = 1.35G = 1.35 \times 37.26 = 50.30 \text{ daN/m}$$

$$Q_{z,sd} = 1.5V = 1.5 \times 117.85 = 176.77 \text{ daN/m}$$

b) A'ELS

$$G+V$$

$$Q_{y,sd} = G = 37.26 \text{ daN/m}$$

$$Q_{z,sd} = V = 117.85 \text{ daN/m}$$

III-4-2-4- Condition de la flèche

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche en vérifiant la condition suivante:

$$f \leq f_{ad}$$

a) Flexion verticale suivant (zz') : sur deux appuis

On a :

$$f_z \leq f_{ad}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z,sd} \times l^4}{E \times I_y}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z,sd} \times l^4}{E \times \frac{l}{200}}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{117.84 \times 10^{-2} \times 600^4}{2.1 \times 10^6 \times \frac{600}{200}}$$

$$I_y \geq 315.64 \text{ cm}^4$$

b) Flexion latérale suivant (yy') : sur trois appuis

On a :

$$f_y \leq f_{ad}$$

$$f_{ad} = \frac{l/2}{200}$$

$$f_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{Q_{y,sd} \times (l/2)^4}{E \times I_z}$$

$$I_z \geq \frac{2.05}{384} \times \frac{Q_{y,sd} \times (l/2)^4}{E \times \frac{l/2}{200}}$$

$$I_z \geq \frac{2.05}{384} \times \frac{37.26 \times 10^{-2} \times 300^4}{2.1 \times 10^6 \times \frac{300}{200}}$$

$$I_z \geq 5.11 \text{ cm}^4$$

On a $I_y \geq 315.64 \text{ cm}^4$ donc **on opte pour un UPN 140.**

Tableau III-6 dimension et caractéristique de l'UPN 140

Profilé UPN 140	Dimensions					Caractéristique de calcul					
	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	d mm	W _{pl,y} cm ³	W _{pl,z} cm ³	A _{vy} cm ²	A _{vz} cm ²	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴
	140	60	7	10	98	103	28.3	12	10.4	605	62.7

III-4-2-5-Classification de la section

a) Classification de la semelle

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w - 2r)/2}{t_f} \leq 9\epsilon$$

$$\text{Avec } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\frac{(b - t_w - 2r)/2}{t_f} = \frac{(60 - 7 - 2 \times 10)/2}{10} = 1.65 \leq 8.28 \text{ Donc semelle de classe 1.}$$

b) Classification de l'âme

$$\frac{c}{t_f} = \frac{d}{t_w} = 14 \leq 72\epsilon = 66.24 \text{ Donc âme de classe 1.}$$

Conclusion

La section est de classe 1.

III-4-2-6- Vérification à la sécurité**III-4-2-6-1- Vérification à L'ELU****III-4-2-6-1-1- Vérification à la flexion**

Pour la vérification a la flexion biaxial on utilise la formule suivante :

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{pl,y}} \right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z}} \right]^{\beta} \leq 1 \quad (\text{Formule 5.35 page 68 ; CCM97})$$

Avec : $\alpha=2$; $\beta=1$ section en I.

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{103 \times 275 \times 10^{-1}}{1.1} = 2575 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz,rd} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{28.3 \times 275 \times 10^{-1}}{1.1} = 707.5 \text{ daN.m}$$

$$Q_{z,sd} = 1.5V = 1.5 \times 117.85 = 176.77 \text{ daN/m}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{8} = \frac{176.77 \times 6^2}{8} = 795.46 \text{ daN.m}$$

$$Q_{y,sd} = 1.35G = 1.35 \times 37.26 = 50.30 \text{ daN/m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times (l/2)^2}{8} = \frac{50.3 \times 3^2}{8} = 56.58 \text{ daN.m}$$

A.N pour la vérification de la résistance en flexion

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{pl,y}} \right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z}} \right]^{\beta} = \left[\frac{795.46}{2575} \right]^2 + \left[\frac{56.58}{707.5} \right]^1 = 0.17 \leq 1$$

Conclusion

La résistance en flexion pour le profilé UPN 140 est vérifiée.

III-4-2-6-2-Vérification au cisaillement

La vérification est donnée par les formules suivantes (**Eurocode 03**) :

$$V_{z,sd} \leq V_{plz,rd} \quad \text{Et} \quad V_{y,sd} \leq V_{ply,rd}$$

$$V_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l}{2} = \frac{176.77 \times 6}{2} = 530.31 \text{ daN}$$

$$V_{y,sd} = 0.625 \times Q_{y,sd} \times (l/2) = 0.625 \times 50.30 \times 3 = 94.31 \text{ daN}$$

$$V_{plz,rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{1.1} = \frac{10.4 \times (2750 / \sqrt{3})}{1.1} = 15011.10 \text{ daN}$$

$$V_{ply,rd} = \frac{A_{vy} \times (f_y / \sqrt{3})}{1.1} = \frac{12 \times (2750 / \sqrt{3})}{1.1} = 17320.50 \text{ daN}$$

$$V_{z,sd} = 530.31 \text{ daN} < V_{plz,rd} = 15011.10 \text{ daN}$$

$$V_{y,sd} = 94.31 \text{ daN} < V_{ply,rd} = 17320.50 \text{ daN}$$

Conclusion

La résistance au cisaillement pour le profilé UPN 140 est vérifiée.

III-4-2-6-3- Vérification au déversement

Il n'y a pas de risque de déversement de la lisse du moment que la semelle comprimée est soutenue latéralement sur toute sa longueur.

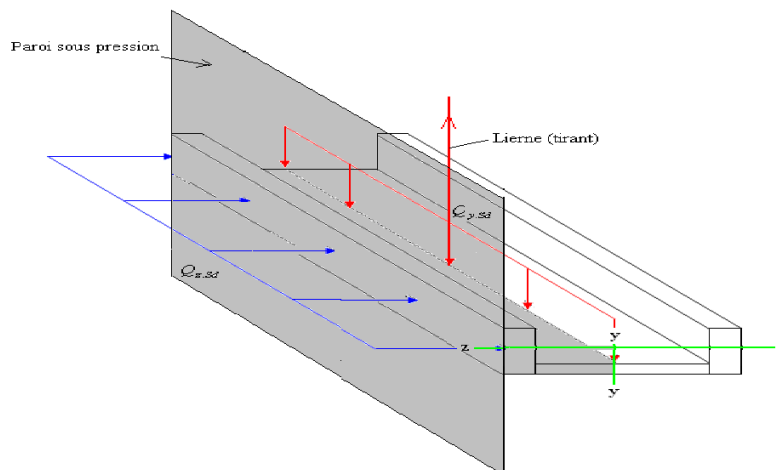


Figure III-13 Semelle comprimée soutenue sur toute sa longueur

Conclusion

Le profilé UPN 140 est vérifié à l'état limite ultime

III-4-2-7- Vérification à l'ELS

III-4-2-7-1- Vérification à la flèche

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

G+V

$$Q_{y,sd} = G = 37.26 \text{ daN/m}$$

$$Q_{z,sd} = V = 117.85 \text{ daN/m}$$

Flexion verticale suivant (zz') : sur deux appuis

$$f_z \leq f_{ad} \text{ Avec } f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z,sd} \times l^4}{E \times I_y}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{117.85 \times 10^{-2} \times 600^4}{2.1 \times 10^6 \times 605} = 1.56 \text{ cm} \leq f_{ad} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

La flèche verticale est vérifiée.

Flexion latérale suivant (yy') : sur trois appuis

$$f_y \leq f_{ad} \text{ avec } f_{ad} = \frac{l/2}{200}$$

$$f_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{37.26 \times 10^{-2} \times 300^4}{2.1 \times 10^6 \times 62.7} = 0.12 \text{ cm} \leq f_{ad} = \frac{300}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

La flèche latérale est vérifiée.

Conclusion

Le profilé en **UPN 140** est vérifié aux états limites ultimes et de services donc vérifié à la sécurité et convient comme lisse de bardage.

III-4-3- Calcul des liernes

III-4-3-1-Calcul de l'effort maximal revenant au lierne

III-4-3-1-1-Calcul de la réaction d'appuie

$$Q_{y,sd} = 1.35G = 1.35 \times 37.26 = 50.30 \text{ daN/m}$$

$$R = 1.25 \times Q_{y,sd} \times l/2 = 1.25 \times 50.30 \times 3 = 188.62 \text{ daN}$$

III-4-3-2- Calcul de l'effort de traction

L'effort de traction dans le tronçon de lierne L₁ provenant de la panne sablière :

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{188.62}{2} = 94.31 \text{ daN}$$

Effort dans le tronçon L₂ :

$$T_2 = R + T_1 = 282.93 \text{ daN}$$

Effort dans le tronçon L₃ :

$$T_3 = R + T_2 = 471.55 \text{ daN}$$

Effort dans le tronçon L₄ :

$$T_4 = R + T_3 = 660.17 \text{ daN}$$

Effort dans le tronçon L₅ :

$$T_5 = R + T_4 = 848.79 \text{ daN}$$

Effort dans le tronçon L₆ :

$$T_6 = R + T_5 = 1037.41 \text{ daN}$$

Effort dans le tronçon L₇ :

$$T_7 = R + T_6 = 1226.03 \text{ daN}$$

Effort dans le tronçon L₈ :

On a :

$$\theta = \arctg \times \frac{1.5}{3} = 26.56^\circ$$

$$2T_8 \times \sin(\theta) = T_7$$

$$T_8 = \frac{T_7}{2 \sin(\theta)} = 1370.98 \text{ daN}$$

III-4-3-3- Dimensionnement des liernes

Traction simple :

$$N_{sd} \leq N_{t,rd} = N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Le tronçon le plus sollicité est L₇.

$$T_8 = N_{sd} = 1370.98 \text{ daN}$$

$$A \geq \frac{T_7}{f_y/\gamma_{M1}} = \frac{1370.98}{27.5/1.1} = 54.83 \text{ mm}^2$$

$$A = \frac{\pi \times \varphi^2}{4} \geq 54.83 \text{ mm}^2$$

$$\varphi \geq \sqrt{\frac{4 \times 54.83}{\pi}} = 8.35 \text{ mm}$$

Conclusion

Pour des raisons pratiques et pour plus de sécurité, on opte pour une barre ronde de diamètre :
 $\varnothing = 10mm$

Tableau III-7 Les caractéristiques de la barre ronde R 10

Eléments	Diamètre	G (Kg/m)	d (mm)	A (cm ²)
Liernes de toiture	R 10	0.617	10	0.785

III-5- Potelet

III-5-1- Introduction

Les potelets sont des éléments en profilé laminé, qui ont pour rôle de transmettre les différents efforts horizontaux à la poutre au vent et les efforts verticaux vers le sol. Sous l'action du vent, le potelet travaille à la flexion composée. En effet, la flexion est provoquée par les efforts dus au vent transmis par les bardages et les lisses. Cette dernière peut aussi bien se produire soit vers l'intérieur de la construction sous l'effet d'une surpression, soit vers l'extérieur de la construction sous l'effet d'une dépression ; Quant à la compression, celle-ci est due à son poids propre, au poids du bardage et à celui des lisses qui lui sont attachées.

Par conséquent le potelet risque de :

- Subir une flèche importante sous les pressions due au vent
- Flambement lorsqu'il est très élancé
- Déversement sous les dépressions dus au vent

III-5-2-Donné de calcul

- La hauteur de potelet le plus chargé L =13.7m.
- La longueur de la lisse L =6 m
- L'entre axe des potelets e= 4.5 m
- Nombre de lisses supportées par le potelet (n=9)
- Poids propre de bardage (panneaux sandwichs LL60) 11.84 daN/m²
- Poids propre d'accessoires de pose..... 5daN/m²
- Poids propre de la lisse (UPN 140) 16daN/m

III-5-3- Evaluation des charges

a) Charge permanente « G »

$$G = (P_{lisse} \times L_{lisse} \times N_{lisse}) + (P_{bardage} + P_{accessoire}) \times S_{tributaire}$$

$$G = (16 \times 4.5 \times 9) + (11.84 + 5) \times (13.7 \times 4.5) = 1686.18 \text{ daN}$$

b) Surcharge climatique « V »

$$V = W \times e$$

$$V = 78.57 \times 4.5 = 353.56 \text{ daN/m}$$

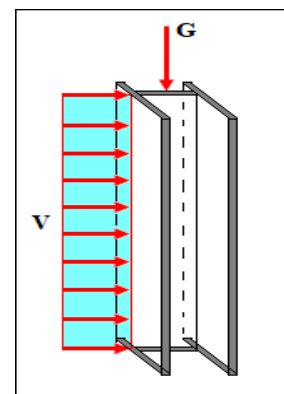


Figure III-14 Représentation des charges et surcharges sur le potelet

III-5-3-1-Combinaison des charges**c) A l'ELU**

$$1.35G + 1.5V$$

$$Q_{y,sd} = 1.35G = 1.35 \times 1686.18 = 2276.34 \text{ daN/m}$$

$$Q_{z,sd} = 1.5V = 1.5 \times 353.56 = 530.34 \text{ daN/m}$$

d) A l'ELS

$$G+V$$

$$Q_{y,sd} = G = 1686.18 \text{ daN/m}$$

$$Q_{z,sd} = V = 353.56 \text{ daN/m}$$

III-5-4- Dimensionnement du potelet

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche en vérifiant la condition suivante:

$$f \leq f_{ad}$$

a) Flexion suivant (zz') :

On a :

$$f_z \leq f_{ad}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z,sd} \times l^4}{E \times I_y}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z,sd} \times l^4}{E \times \frac{l}{200}}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{353.56 \times 10^{-2} \times 1370^4}{2.1 \times 10^6 \times \frac{1370}{200}}$$

$$I_y \geq 11273.90 \text{ cm}^4$$

b) Flexion suivant (yy') :

On a :

$$f_y \leq f_{ad}$$

$$f_{ad} = \frac{l/2}{200}$$

$$f_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{Q_{y,sd} \times (l/2)^4}{E \times I_z}$$

$$I_z \geq \frac{2.05}{384} \times \frac{Q_{y,sd} \times (l/2)^4}{E \times \frac{(l/2)}{200}}$$

$$I_z \geq \frac{2.05}{384} \times \frac{1686.18 \times 10^{-2} \times 685^4}{2.1 \times 10^6 \times \frac{685}{200}}$$

$$I_z \geq 2755.55 \text{ cm}^4$$

On a $I_y \geq 11273.90 \text{ cm}^4$ donc **on opte pour un HEB 260.**

Tableau III-8 Dimension et caractéristique du HEB 260

Profilé HEB 260	Dimensions						Caractéristique de calcul					
	G	h	b	t _w	t _f	A	W _{pl,y}	W _{pl,z}	A _{vy}	A _{vz}	I _y	I _z
	kg/m	mm	mm	mm	mm	cm ²	cm ³	cm ³	cm ²	cm ²	cm ⁴	cm ⁴
	93	260	260	10	17.5	118.4	1283	602.2	91	37.59	14920	5135

➤ **Charge permanente avec HEB 260**

$$G = 1686.18 + (P_{HEA 260} \times L_{HEA 260})$$

$$G = 2960.28 \text{ daN}$$

III-5-5- Vérification a la résistance

III-5-5-1- Incidence de l'effort tranchant

Si : $V_{z,sd} \leq 0.5V_{pl,rd}$. Il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant

$$Q_{z,sd} = 1.5V = 1.5 \times 353.56 = 530.34 \text{ daN/m}$$

$$V_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times L}{2} = \frac{530.34 \times 13.7}{2} = 3632.82 \text{ daN}$$

$$V_{plz,rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{1.1} = \frac{37.59 \times (2750 / \sqrt{3})}{1.1} = 54256.49 \text{ daN}$$

On a :

$$V_{z,sd} = 3632.82 \text{ daN} \ll 0.5V_{pl,rd} = 27128.24 \text{ daN}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

III-5-5-2- Incidence de l'effort normal

Si : $N_{sd} \leq \text{Min}(0.25N_{pl,rd} ; 0.5A_w \cdot f_y / \gamma_{M0})$ il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{sd} = 1.35G = 1.35 \times 2960.28 = 3996.37 \text{ daN}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = 296000 \text{ daN}$$

$$0.25N_{pl,rd} = 74000 \text{ daN}$$

$$A_w = (A - 2b \times t_f) = 118.4 - 2 \times 26 \times 1.75 = 27.4 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0.5A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0.5 \times 27.5 \times 2750}{1.1} = 34250 \text{ daN}$$

On a :

$$N_{sd} = 3996.37 \text{ daN} \ll 0.5A_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 34250 \text{ daN}$$

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

III-5-5-3- Vérification à la flexion

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

$M_{cy,rd}$: c'est le moment résistant qui dépend de la classe de la section.

III-5-5-3-1-Classe de la section

a) Classe de la semelle

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 9\varepsilon$$

$$\text{Avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{260/2}{17.5} = 7.42 \leq 8.28 \text{ Donc semelle de classe 1.}$$

b) Classification de l'âme

$$\alpha = \frac{1}{d} \left(\frac{d + d_c}{2} \right) \leq 1 \quad \text{et} \quad d_c = \frac{N_{sd}}{t_w \cdot f_y}$$

$$d_c = \frac{3996.37}{1 \times 2750} = 1.45 \text{ cm} \quad \text{et} \quad \alpha = \frac{1}{11.7} \left(\frac{11.7 + 1.45}{2} \right) = 0.56 \leq 1$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{d}{t_w} = \frac{117}{10} = 11.7 \leq 72\varepsilon = 66.24 \text{ Donc âme de classe 1.}$$

$$M_{cy,rd} = M_{ply,rd} = W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

$$M_{cy,rd} = \frac{1283 \times 2750}{1.1} = 3207500 \text{ daN.cm} = 32075 \text{ daN.m}$$

$$Q_{z,sd} = 1.5V = 1.5 \times 353.56 = 530.34 \text{ daN/m}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{8} = \frac{530.34 \times 13.7^2}{8} = 12442.43 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,sd} = 12442.43 \text{ daN.m} \leq M_{cy,rd} = 32075 \text{ daN.m} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

III-5-6-Vérification aux instabilités

Le potelet est sollicité à la flexion (due au vent) et à la compression (due à son poids propre et au poids du bardage et des lisses). Il travaille à la flexion composée.

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

➤ **Flexion composée avec risque de flambement**

$$\frac{N_{sd}}{N_{by,rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,sd}}{M_{b,rd}} \leq 1$$

➤ **Flexion composée avec risque de diversement**

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz,rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,sd}}{M_{b,rd}} \leq 1$$

Avec :

$$N_{bz,rd} = \chi_z \cdot N_{pl,rd} \quad ; \quad N_{by,rd} = \chi_y \cdot N_{pl,rd} \quad ; \quad M_{b,rd} = \chi_{LT} \cdot M_{ply,rd}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M1}} \quad ; \quad M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

III-5-6-1-Calcul des coefficients de réduction pour le flambement χ_y et χ_z

a) **Flambement par rapport à l'axe fort y- y (dans le plan du portique) :**

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \quad \text{avec} \quad \lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5}$$

➤ Longueur de flambement :

$$l_y = L = 13.7m$$

➤ Calcul d'élanement :

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1370}{11.22} = 122.10$$

➤ Calcul d'élanement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^4}{27.5} \right]^{0.5} = 86.80$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{122.10}{86.80} = 1.40$$

➤ Choix de la courbe de flambement

Le tableau 6.2 de EN1993-1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section.

$h/b = 260/260 = 1 < 1.2$ et $t_f = 17.5 \leq 100mm \longrightarrow$ courbe b « y-y »

➤ Facteur de réduction

$\chi_y = 0.3817$ (Tableau du coefficient de flambement χ de la courbe b)

b) Flambement par rapport à l'axe faible zz (hors du plan du portique)

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \quad \text{avec} \quad \lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5}$$

➤ Longueur de flambement :

$$l_z = L = 1.5m \text{ (entre axe des lisse)}$$

➤ Calcul d'élanement :

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{150}{6.08} = 24.67$$

➤ Calcul d'élanement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^4}{27.5} \right]^{0.5} = 86.80$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{24.67}{86.80} = 0.28$$

➤ Choix de la courbe de flambement

➤

Le tableau 6.2 de EN1993-1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section.

$$h/b = 260/260 = 1 < 1.2 \text{ et } t_f = 17.5 \leq 100\text{mm} \longrightarrow \text{courbe c « y-y »}$$

➤ Facteur de réduction

$$\chi_z = 0.9593 \text{ (Tableau du coefficient de flambement } \chi \text{ de la courbe c)}$$

III-5-6-2- Calcul des coefficients d'interaction k_{ij}

$$k_{yy} = \min \left[C_{my} \left(1 + [\bar{\lambda}_y - 0.2] \frac{N_{sd}}{\chi_y \cdot N_{pl,rd}} \right); C_{my} \left(1 + 0.8 \frac{N_{sd}}{\chi_y \cdot N_{pl,rd}} \right) \right]$$

$$k_{zy} = \max \left[\left(1 - \frac{0.1 \bar{\lambda}_z}{C_{mLT} - 0.25} \times \frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,rd}} \right); \left(1 - \frac{0.1}{C_{mLT} - 0.25} \times \frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,rd}} \right) \right]$$

Avec :

$$C_{my} = 0.95 + 0.05 \alpha_h \quad \text{avec} \quad \alpha_h = \frac{M_h}{M_s} \quad ; \quad |M_h| < |M_s|$$

$$\alpha_h = \frac{0.0}{M_s} = 0 \quad \text{donc} \quad C_{my} = 0.95 = C_{mLT}$$

$$k_{yy} = \min \left[0.95 \left(1 + [1.4 - 0.2] \frac{3996.37}{0.3817 \times 296000} \right); 0.95 \left(1 + 0.8 \frac{3996.37}{0.3817 \times 296000} \right) \right]$$

$$k_{yy} = \min[0.99; 0.97]$$

$$k_{yy} = 0.97$$

$$k_{zy} = \max \left[1 - \frac{0.1 \times 0.28}{0.95 - 0.25} \times \frac{3996.37}{0.9593 \times 296000}; 1 - \frac{0.1}{0.95 - 0.25} \times \frac{3996.37}{0.9593 \times 296000} \right]$$

$$k_{zy} = \max[0.99; 0.99]$$

$$k_{zy} = 0.99$$

III-5-6-3- Vérification par rapport à l'axe fort y-y

$$\frac{N_{sd}}{N_{by,rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,sd}}{M_{b,rd}} \leq 1$$

$$M_{b,rd} = \chi_{LT} \cdot M_{ply,rd}$$

Avec :

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times [\beta_w]^{0.5}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{l_z/i_z}{C_1^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{l_z/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{150/6.08}{1^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{150/6.08}{26/1.75} \right)^2 \right]^{0.25}} = 23.88$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left[\frac{23.88}{86.80} \right] = 0.27 < 0.4 \longrightarrow \text{déversement empêché donc } \chi_{LT} = 1$$

$$M_{b,rd} = M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1283 \times 2750}{1.1} = 3207500 \text{ daN.cm} = 32075 \text{ daN.m}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{118.4 \times 2750}{1.1} = 296000 \text{ daN}$$

$$N_{by,rd} = 0.3817 \times 296000 = 112983.2 \text{ daN}$$

$$\frac{3996.37}{112983.2} + 0.97 \frac{12442.43}{32075} = 0.41 \leq 1 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

III-5-6-4- Vérification par rapport à l'axe faible z-z

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz,rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,sd}}{M_{b,rd}} \leq 1$$

$$N_{bz,rd} = 0.9593 \times 296000 = 283952.8 \text{ daN}$$

$$\frac{3996.37}{283952.8} + 0.99 \frac{12442.43}{32075} = 0.39 \leq 1 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Conclusion

Le **HEB260** convient comme potelet

III-6- Escalier

III-6-1- Les éléments constituent les escaliers

- **Cage d'escalier** : Pièce dans laquelle se trouve l'escalier.
- **Palier** : Est un espace plat et spacieux qui marque un étage après une série des marches, dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.
- **Giron** : Est une largeur d'une marche d'escalier mesurée entre l'aplomb de deux contre marches successives.
- **Volée** : Est une partie droite ou courbé d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- **Limon** : Est un élément incliné supportant les marches, pour les limons on emploie des profiles ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un profile en U sur l'âme verticale, situé sur le "côté" de l'escalier, parallèle au mur.
- **Marche** : Est la partie sur laquelle on pose les pieds. Elle est parallèle au sol.
- **Contre marche** : Est la partie verticale de la marche

III-6-2- Dimensionnement des escaliers

Le choix des dimensions se fait selon la formule de BLANDEL :

$$59 \text{ cm} \leq (g + 2h) \leq 66 \text{ cm}$$

Avec : $n = \frac{H}{h}$

H : Hauteur de l'escalier

h : Varie de 14 cm à 20 cm

g : Varie de 22 cm à 30 cm

Pour H=5.5m on prend h=18cm et g=30cm

$$n = \frac{550}{17} = 32.35 \dots \dots \dots n = 32 \text{ contremarches}$$

$$\frac{n}{3} = \frac{32}{3} = 11 \text{ contremarches}$$

$$n - 1 = 10 \text{ marches}$$

$$h = \frac{550}{32} = 17.18 \text{ cm}$$

On répartit ce nombre de marche en 03 volées : Chaque volée comporte 11 contremarches de 17,18 cm et 10 marches de 30 cm.

III-6-2-1- Vérification à la condition de BLONDEL

$$59 \text{ cm} \leq (g + 2h) \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq (30 + 2(17.18)) = 64.36 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm}$$

III-6-2-2- Longueur de la ligne de foulée

$$L = g(n - 1) = 30(11 - 1) = 300 \text{ cm}$$

III-6-2-3- Inclinaison du limon

$$\tan \alpha = \frac{n \times h}{n \times g}$$

$$\arctan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{11 \times 17.18}{10 \times 30} = 32.20^\circ$$

III-6-2-4- Longueur du limon

$$L_p = \frac{H}{3 \times \sin \alpha} = \frac{550}{3 \times \sin 32.20} = 344.0 \text{ cm}$$

III-6-2-5- Epaisseur du limon

$$\frac{L_p}{30} \leq L_p \leq \frac{L_p}{20}$$

$$\frac{344.04}{30} = 11.46 \text{ cm} \leq L_p \leq \frac{344.04}{20} = 17.20 \text{ cm}$$

$$L_p = 14 \text{ cm}$$

III-6-3- Prédimensionnement des éléments**III-6-3-1- Support des marches « Cornière »**

Les marches sont construites par des tôles striées, d'épaisseur 5 mm rigidifiées par des cornières jumelées soudées au milieu des tôles. Les cornières jumelées sont soudées avec les cornières d'attaches, ces derniers sont boulonnés avec le limon.

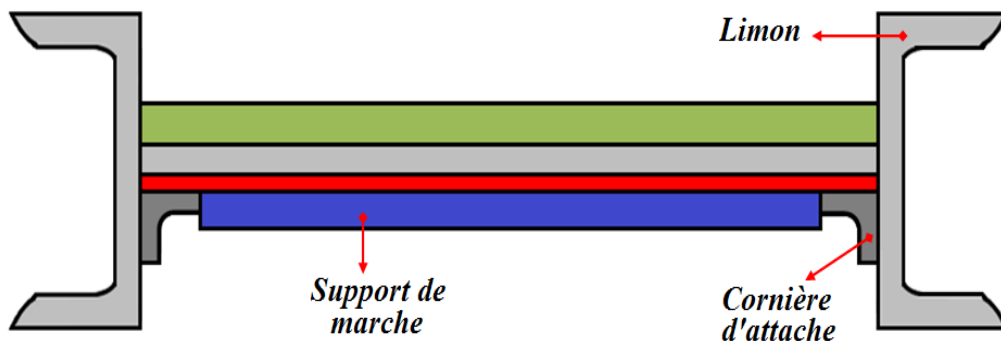


Figure III-15 Disposition des cornières

- La longueur de la marche $L = 1,3 \text{ m}$
- La largeur de la marche $l = g = 0,3 \text{ m}$
- Les cornières sont en acier S275 :
 - $f_y = 275 \text{ daN/mm}^2$ (la limite d'élasticité d'acier).
 - $E = 21000 \text{ daN/mm}^2$ (le module d'élasticité longitudinale de l'acier).

III-6-3-1-1- Evaluation des charges

a) Charge permanente G

- Tôle striée (5mm) $G_1 = 45 \text{ daN/m}^2$
- Mortier de pose (2cm) $G_2 = 40 \text{ daN/m}^2$
- Revêtement (2cm) $G_3 = 40 \text{ daN/m}^2$

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) \times d = (45 + 40 + 40) \times 0,3 = 37,5 \text{ daN/m}$$

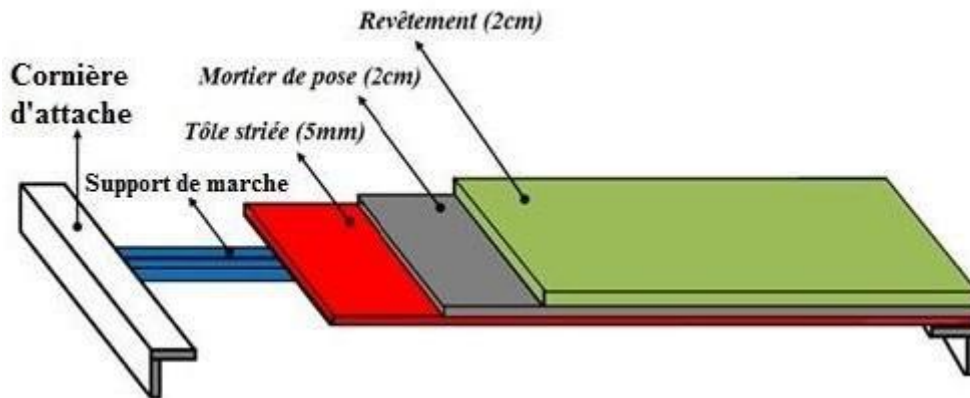


Figure III-16 Charge appliqué sur la cornière

b) Charge d'exploitation Q

$$Q = 250 \text{ daN/m}^2.$$

$$Q = 250 \times 0,3 = 75 \text{ daN/m}$$

III-6-3-1-2- Choix de la section

$$q = G + Q = 37,5 + 75 = 112,5 \text{ daN/m}$$

Dans notre cas on a une cornière posée sur 2 appuis simples et une charge uniformément répartie donc la flèche est :

$$f_z \leq f_{ad}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{300}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^4}{E \times I_y}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^4}{E \times \frac{l}{300}}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{112,5 \times 10^{-2} \times 130^4}{2,1 \times 10^6 \times \frac{130}{300}}$$

$$I_y \geq 4,59 \text{ cm}^4$$

On choisit **L 40 x 40 x 5**

Tableau III-9 Caractéristique et dimension du L 40×40×5

Profilé L 40 x 40 x 5	Dimensions						Caractéristique de calcul					
	G kg/m	h=b mm	t mm	r ₁ mm	r ₂ mm	A cm ²	W _{el,y} cm ³	W _{el,z} cm ³	i _y cm ²	i _z cm ²	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴
	2.97	40	5	6	3	3.79	1.91	1.91	1.2	1.2	5.43	5.43

Donc la charge permanente G devient (on inclue le poids de la cornière)

$$G = 35.7 + G_{\text{cornier}} = 35.7 + 2.97 = 38.67 \text{ daN/m}$$

- **Combinaison de charge à l'ELU**

$$q = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 38.67 + 1.5 \times 75 = 164.7 \text{ daN/m}$$

- **Combinaison de charge à l'ELS**

$$q = G + Q = 38.67 + 75 = 113.64 \text{ daN/m}$$

III-6-3-1-3- Vérification à la résistance

La vérification doit satisfaire la condition suivante :

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

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{164.7 \times 1.3^2}{8} = 34.79 \text{ daN.m}$$

$$M_{c,rd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1.91 \times 2750}{1.1} = 4775 \text{ daN.cm} = 47.75 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 34.79 \text{ daN.m} \leq M_{c,rd} = 47.75 \text{ daN.m} \longrightarrow \text{Vérifié}$$

III-6-3-1-4- Vérification au cisaillement

La vérification doit satisfaire la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{plz,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{164.7 \times 1.3}{2} = 107.05 \text{ daN}$$

$$A_{vz} = 1.04 \times h \times t = 1.04 \times 4 \times 0.5 = 2.08 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz,rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{1.1} = \frac{2.08 \times (2750 / \sqrt{3})}{1.1} = 3002.22 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 107.05 \text{ daN} \leq V_{plz,rd} = 3002.22 \text{ daN} \longrightarrow \text{Vérifié}$$

III-6-3-1-5- Vérification à la flèche

La vérification se fait à l'ELS :

$$f \leq f_{ad}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{300} = \frac{130}{300} = 0.43 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^4}{E \times I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{113.64 \times 10^{-2} \times 130^4}{2.1 \times 10^6 \times 5.43} = 0.37 \text{ cm}$$

$$f = 0.37 \text{ cm} \leq f_{ad} = 0.43 \text{ cm} \longrightarrow \text{Vérifié}$$

Conclusion

La cornière **L 40 × 40 × 5** convient comme support de marche

Remarque

De mieux opter pour une section moins et utiliser une double cornière pour assurer la stabilité de la marche, et lui donner un meilleur confort.

III-6-3-2- Limon

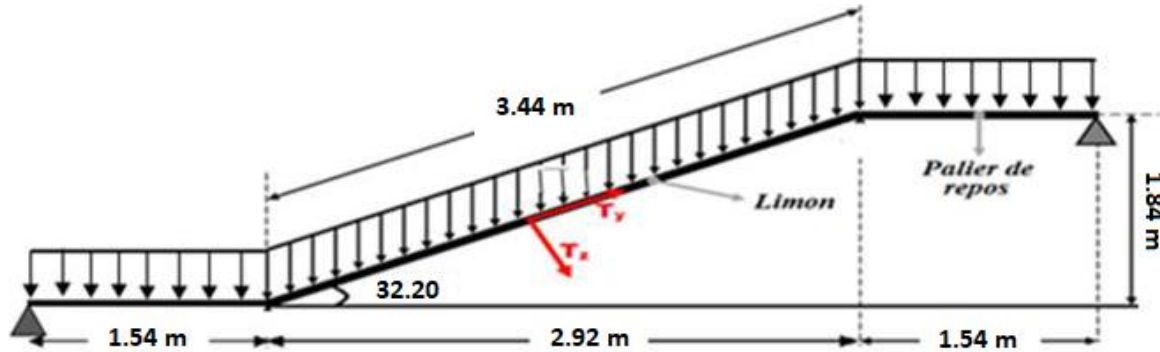


Figure III-17 Distribution des charges sur un limon

- La longueur de limon $L = 3.44$ m
- L'espace entre deux limons $d = 1.30$ m
- Les limons sont en acier S275 :
 - $f_y = 27,5$ daN/mm² (la limite d'élasticité d'acier).
 - $E = 2100000$ daN/cm² (le module d'élasticité longitudinale de l'acier).

III-6-3-2-1- Evaluation des charges

a) Volée

- Les charges permanentes G

- Tôle striée (5mm) $G_1 = 45$ daN/m²
- Mortier de pose (2cm) $G_2 = 40$ daN/m²
- Revêtement (2cm) $G_3 = 40$ daN/m²
- Poids des cornières (L 40×40×5) $G_c = 2.97$ daN/m
- Garde-corps $P_G = 100$ daN/m

$$G_T = (G_1 + G_2 + G_3) \times d + P_c + P_G = (45 + 40 + 40) \times 1.3 + 2.97 + 100 = 271.97 \text{ daN/m}$$

La charge pour un seul limon :

$$G = G_T / 2 = 271.97 / 2 = 137.98 \text{ daN/m}$$

b) Palier

- Les charges permanentes G

- Tôle TN40 $G_1 = 10$ daN/m²
- Dalle en béton (10cm) $G_2 = 250$ daN/m²
- Mortier de pose $G_3 = 40$ daN/m²
- Revêtement (2cm) $G_4 = 40$ daN/m²

$$\text{La charge totale : } G = (G_1 + G_2 + G_3 + G_4) \times d = (10 + 250 + 40 + 40) \times 1,3 = 442 \text{ daN/m}$$

La charge pour un seul limon :

$$G = G_T / 2 = 442 / 2 = 221 \text{ daN/m}$$

c) Calcul de la charge équivalente

On peut exprimer les différentes charges par une charge équivalente.

- Charge permanente

$$G_{eq} = \frac{G(L_{p1} + L_{p2}) + (G_{limon} \times L_{limon})}{L_T}$$

$$G_{eq} = \frac{221(1.54 + 1.54) + (137.98 \times 3.44)}{6.52} = 177.19 \text{ daN/m}$$

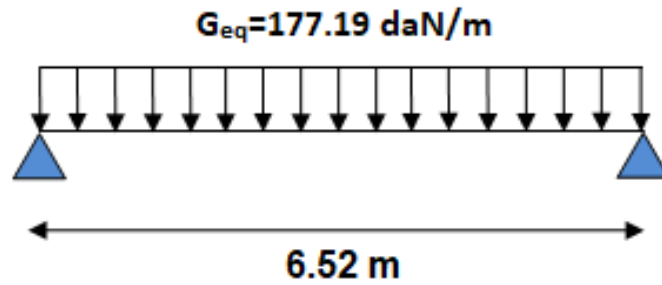


Figure III-18 Charge équivalente "G"

- Charge d'exploitation

$$Q_{eq} = 250 \times 1.3/2 = 162.5 \text{ daN/m}$$

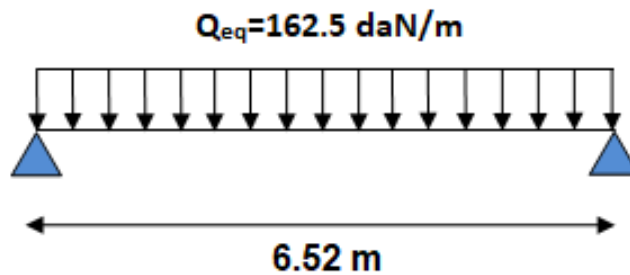


Figure III-19 Charge équivalente "Q"

III-6-3-2-2- Prédimensionnement des limons

III-6-3-2-2-1- Combinaison de charge

a) A l'ELU

$$q = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 177.19 + 1.5 \times 162.5 = 482.95 \text{ daN/m}$$

b) A l'ELS

$$q = G + Q = 177.19 + 162.5 = 339.69 \text{ daN/m}$$

III-6-3-2-2-2- Condition à la flèche

La flèche doit satisfaire la condition suivante pour une poutre biarticulée :

$$f \leq f_{ad}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{300}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^4}{E \times I_y}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^4}{E \times \frac{l}{300}}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{339.69 \times 10^{-2} \times 652^4}{2.1 \times 10^6 \times \frac{652}{300}}$$

$$I_y \geq 1751.32 \text{ cm}^4$$

On choisit **UPN 200**

Tableau III-10 Caractéristique et dimension de L'UPN 200

Profilé UPN 200	Dimensions					Caractéristique de calcul					
	h	b	t _w	t _f	d	W _{pl,y}	W _{pl,z}	A _{vy}	A _{vz}	I _y	I _z
	mm	mm	mm	mm	mm	cm ³	cm ³	cm ²	cm ²	cm ⁴	cm ⁴
	200	75	8.5	11.5	151	228	51.8	17.25	17.7	1910	148

III-6-3-2-2-3-Classification de la section**a) Classification de la semelle**

$$\frac{C}{t_f} = \frac{(b - t_w - 2r)/2}{t_f} \leq 9\epsilon$$

$$\text{Avec } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\frac{(b - t_w - 2r)/2}{t_f} = \frac{(75 - 8.5 - 2 \times 11.5)/2}{11.5} = 1.89 \leq 8.28 \text{ Donc semelle de classe 1.}$$

b) Classification de l'âme

$$\frac{c}{t_f} = \frac{d}{t_w} = 17.76 \leq 72\epsilon = 66.24 \text{ Donc âme de classe 1.}$$

Conclusion

La section est de classe 1 le calcul peut amener à la plasticité.

III-6-3-2-3-Vérification du moment fléchissant

La vérification doit satisfaire la condition suivante :

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

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{482.95 \times 6.52^2}{8} = 2566.29 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{228 \times 2750}{1.1} = 570000 \text{ daN.cm} = 5700 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 2566.29 \text{ daN.m} \leq M_{pl,rd} = 5700 \text{ daN.m} \longrightarrow \text{Vérifié}$$

Conclusion

La résistance en flexion pour le profilé UPN 200 est vérifiée.

III-6-3-2-4-Vérification à l'effort tranchant

La vérification doit satisfaire la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{plz,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{482.95 \times 6.52}{2} = 1574.41 \text{ daN}$$

$$V_{plz,rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{1.1} = \frac{17.7 \times (2750 / \sqrt{3})}{1.1} = 25547.74 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 1574.41 \text{ daN} \leq V_{plz,rd} = 25547.74 \text{ daN} \longrightarrow \text{Vérifié}$$

III-6-3-2-5- Vérification au déversement

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

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

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

C_1 : Facteur sans dimension qui dépend de la nature du diagramme des moments.

Puisque les charges sont uniformément réparties donc : $C_1 = 1,132$

$$\lambda_{LT} = \frac{652/2.14}{1.132^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{652/2.14}{20/1.15} \right)^2 \right]^{0.25}} = 142.41$$

$$\overline{\lambda_{LT}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times [\beta_w]^{0.5}$$

$$\lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9\epsilon \quad \text{Et} \quad \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda_1 = 86.80$$

Donc : $\overline{\lambda}_{LT} = \left[\frac{142.41}{86.80} \right] = 1.64$

➤ Calcul de χ_{LT}

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}}$$

Avec : $\phi_{LT} = 0.5 \times \left[1 + \alpha_{LT} \times (\overline{\lambda}_{LT} - 0.2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right]$

Où : ϕ_{LT} : facteur d'imperfection pour le déversement.

Les valeurs recommandées pour les facteurs d'imperfection des courbes de déversement :

Tableau III-11 Facteur d'imperfection α_{LT}

Courbe de déversement	a	b	c	d
α_{LT}	0.21	0.34	0.49	0.76

Le choix des courbes de déversement est précisé dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-12 Choix du type de courbe de déversement

Section transversales	Limites	Courbes de déversement
Sections en I laminées	$h/b \leq 2$	a
	$h/b \geq 2$	b
Section en I soudées	$h/b \leq 2$	c
	$h/b \geq 2$	d
Autres section	-	d

Autres section ➔ courbe de déversement « d » ➔ $\alpha_{LT} = 0.76$

$\phi_{LT} = 0.5 \times [1 + 0.76 \times (1.64 - 0.2) + 1.64^2] = 2.392$

Donc :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{2.392 + [2.392^2 - 1.64^2]^{0.5}} = 0.2419$$

De ce fait :

$M_{b,rd} = 0.2419 \times 5700 = 1378.83 \text{ daN.m}$

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{482.95 \times 6.52^2}{8} = 2566.29 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 2566.29 \text{ daN.m} > M_{b,rd} = 1378.831 \text{ daN.m} \longrightarrow \text{Non vérifié}$$

Conclusion

On augmente la section on choisit UPN 280

Tableau III-13 Caractéristique et dimension de L'UPN 280

Profilé UPN 280	Dimensions					Caractéristique de calcul					
	h	b	t _w	t _f	d	W _{pl,y}	W _{pl,z}	A _{vy}	A _{vz}	I _y	I _z
	mm	mm	mm	mm	mm	cm ³	cm ³	cm ²	cm ²	cm ⁴	cm ⁴
	280	95	10	15	216	532	109	20.25	29.3	6280	399

III-6-3-2-5-1-Classification de la section

a) Classification de la semelle

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w - 2r)/2}{t_f} \leq 9\epsilon$$

$$\text{Avec } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\frac{(b - t_w - 2r)/2}{t_f} = \frac{(95 - 10 - 2 \times 15)/2}{15} = 1.83 \leq 8.28 \text{ Donc semelle de classe 1.}$$

b) Classification de l'âme

$$\frac{c}{t_f} = \frac{d}{t_w} = 21.60 \leq 72\epsilon = 66.24 \text{ Donc âme de classe 1.}$$

Conclusion

La section est de classe 1 le calcul peut amener à la plasticité.

III-6-3-2-6-Vérification du moment fléchissant

La vérification doit satisfaire la condition suivante :

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

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{482.95 \times 6.52^2}{8} = 2566.29 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{532 \times 2750}{1.1} = 1330000 \text{ daN.cm} = 13300 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 2566.29 \text{ daN.m} \leq M_{pl,rd} = 13300 \text{ daN.m} \longrightarrow \text{Vérifié}$$

Conclusion

La résistance en flexion pour le profilé UPN 280 est vérifiée.

III-6-3-2-7-Vérification à l'effort tranchant

La vérification doit satisfaire la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{plz,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{482.95 \times 6.52}{2} = 1574.41 \text{ daN}$$

$$V_{plz,rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{1.1} = \frac{29.3 \times (2750 / \sqrt{3})}{1.1} = 42290.9 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 1574.41 \text{ daN} \leq V_{plz,rd} = 42290.9 \text{ daN} \longrightarrow \text{Vérifié}$$

III-6-3-2-8- Vérification au déversement

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

$$M_{b,rd} = \chi_{LT} \times \beta_w \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1} L / i_z} = \chi_{LT} \times M_{ply,rd}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L / i_z}{C_1^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{L / i_z}{h / t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

C_1 : Facteur sans dimension qui dépend de la nature du diagramme des moments.

Puisque les charges sont uniformément réparties donc : $C_1 = 1,132$

$$\lambda_{LT} = \frac{652/2.74}{1.132^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{652/2.74}{28/1.5} \right)^2 \right]^{0.25}} = 128.68$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times [\beta_w]^{0.5}$$

$$\lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9\varepsilon \quad \text{Et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda_1 = 86.80$$

$$\text{Donc : } \overline{\lambda}_{LT} = \left[\frac{128.68}{86.80} \right] = 1.48$$

➤ Calcul de χ_{LT}

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}}$$

$$\text{Avec : } \phi_{LT} = 0.5 \times \left[1 + \alpha_{LT} \times (\overline{\lambda}_{LT} - 0.2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

Où : ϕ_{LT} : facteur d'imperfection pour le déversement.

Les valeurs recommandées pour les facteurs d'imperfection des courbes de déversement :

Tableau III-14 Facteur d'imperfection α_{LT}

Courbe de déversement	a	b	c	d
α_{LT}	0.21	0.34	0.49	0.76

Le choix des courbes de déversement est précisé dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-15 Choix du type de courbe de déversement

Section transversales	Limites	Courbes de déversement
Sections en I laminées	$h/b \leq 2$	a
	$h/b \geq 2$	b
Section en I soudées	$h/b \leq 2$	c
	$h/b \geq 2$	d
Autres section	-	d

Autres section $\rightarrow$ courbe de déversement « d » $\rightarrow \alpha_{LT} = 0.76$

$$\phi_{LT} = 0.5 \times [1 + 0.76 \times (1.48 - 0.2) + 1.48^2] = 2.0816$$

Donc :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{2.0816 + [2.0816^2 - 1.48^2]^{0.5}} = 0.2820$$

De ce fait :

$$M_{b,rd} = 0.2820 \times 13300 = 3750.6 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{482.95 \times 6.52^2}{8} = 2566.29 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 2566.29 \text{ daN.m} < M_{b,rd} = 3750.6 \text{ daN.m} \longrightarrow \text{Vérfié}$$

III-6-3-2-9-Vérification à la flèche

$$f \leq f_{ad} \text{ avec } f_{ad} = \frac{l}{300}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^4}{E \times I_y}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{339.69 \times 10^{-2} \times 652^4}{2.1 \times 10^6 \times 6280} = 0.60 \text{ cm} \leq f_{ad} = \frac{652}{300} = 2.17 \text{ cm}$$

La flèche verticale est vérifiée.

Conclusion

Le profilé **UPN 280** est vérifié à toutes les conditions donc convient comme limon.

III-6-3-3- Poutre palier des limons

La poutre palière supporte la moitié des limons.

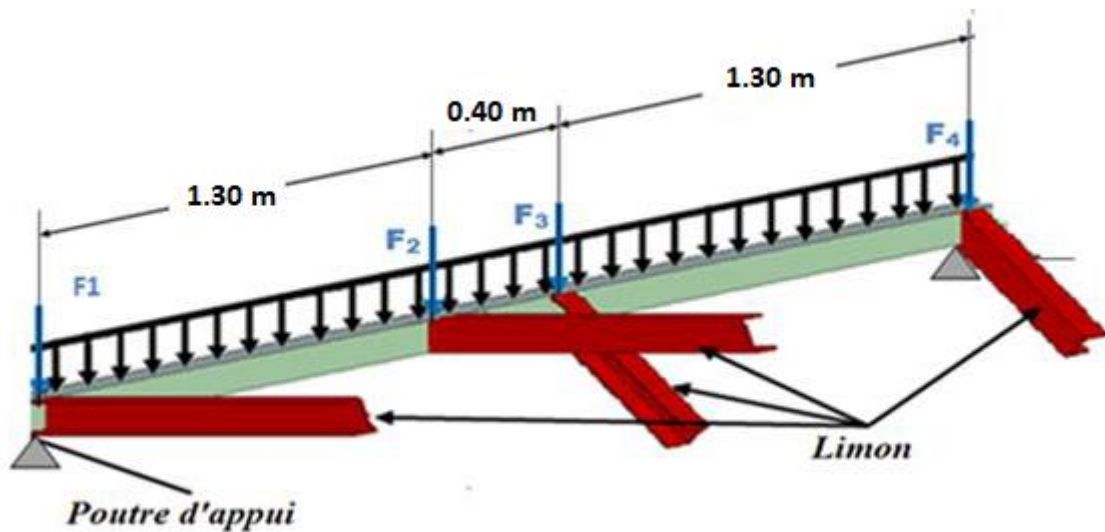


Figure III-20 Les charge sur la poutre d'appuis des limons

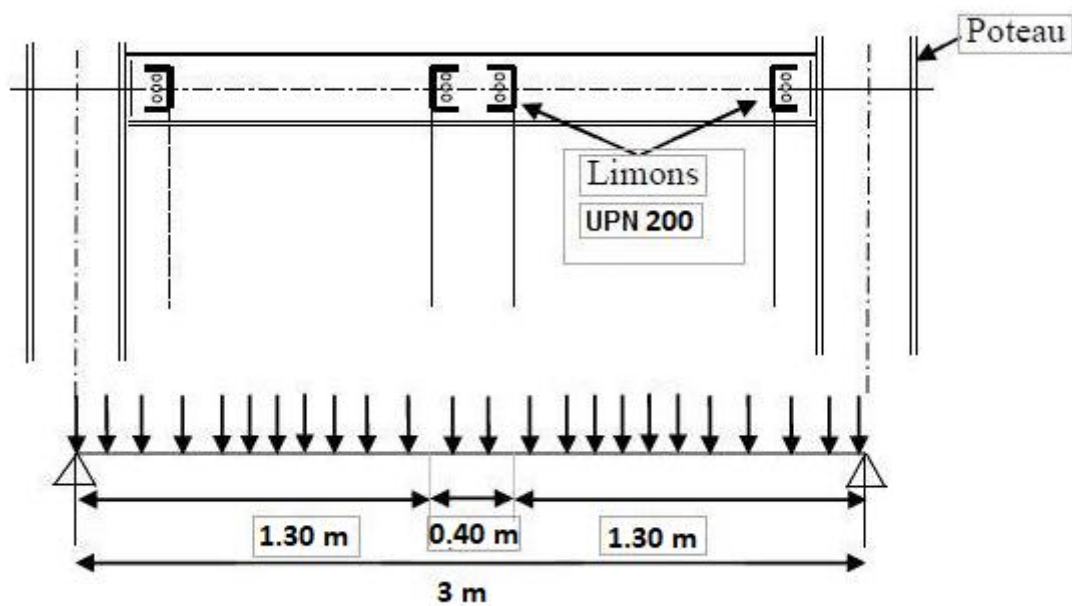


Figure III-21 Les charges sur la poutre d'appuis des limons

III-6-3-3-1- Combinaison de charge

Poids propre du limon UPN 280 41.8 daN/m
 Poids propre du garde-corps 60 daN/m

$$G = (4G_{eq} + 4 \text{ UPN} + G_{\text{garde-corps}}) / 2 = (4 \times 177.19 + 4 \times 41.8 + 60) / 2 = 467.98 \text{ daN/m}$$

$$Q = (4 \times 162.5) / 2 = 325 \text{ daN/m}$$

➤ **A L'ELU**

$$q = (1.35 G + 1.5 Q) = (1.35 \times 467.98 + 1.5 \times 325)$$

$$q = 1119.27 \text{ daN}$$

➤ **A L'ELS**

$$q = (G + Q) = (467.98 + 325)$$

$$q = 792.98 \text{ daN}$$

III-6-3-3-2- Choix de la section

La flèche doit satisfaire la condition suivante pour une poutre biarticulée :

$$f \leq f_{ad}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{300}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^4}{E \times I_y}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^4}{E \times \frac{l}{300}}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{792.98 \times 10^{-2} \times 300^4}{2.1 \times 10^6 \times \frac{300}{300}}$$

$$I_y \geq 398.26 \text{ cm}^4$$

On choisit **IPE 140**

Tableau III-16 Caractéristique et dimension de L'IPE 140

Profilé IPE 140	Dimensions						Caractéristique de calcul					
	G	h	b	t _w	t _f	A	W _{pl,y}	W _{pl,z}	A _{vy}	A _{vz}	I _y	I _z
	kg/m	mm	mm	mm	mm	cm ²	cm ³	cm ³	cm ²	cm ²	cm ⁴	cm ⁴
	12.9	140	73	4.7	6.9	16.4	88.3	19.3	10.07	7.64	541	44.9

L'IPE 140 et de classe 1

$$G = 467.98 + 12.9 = 480.88 \text{ daN/m}$$

➤ **A L'ELU**

$$q = (1.35 G + 1.5 Q) = (1.35 \times 480.88 + 1.5 \times 325)$$

$$q = 1136.68 \text{ daN}$$

➤ **A L'ELS**

$$q = (G + Q) = (480.88 + 325)$$

$$q = 805.88 \text{ daN}$$

III-6-3-3-3-Vérification du moment fléchissant

La vérification doit satisfaire la condition suivante :

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

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{1136.68 \times 3^2}{8} = 1278.76 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{88.3 \times 2750}{1.1} = 220750 \text{ daN.cm} = 2207.5 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 1278.76 \text{ daN.m} \leq M_{pl,rd} = 2207.5 \text{ daN.m} \longrightarrow \text{Vérifié}$$

Conclusion

La résistance en flexion pour le profilé IPE 140 est vérifiée.

III-6-3-3-4-Vérification à l'effort tranchant

La vérification doit satisfaire la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{plz,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{1136.68 \times 3}{2} = 1705.02 \text{ daN}$$

$$V_{plz,rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{1.1} = \frac{7.64 \times (2750 / \sqrt{3})}{1.1} = 11027.39 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 1705.02 \text{ daN} \leq V_{plz,rd} = 11027.39 \text{ daN} \longrightarrow \text{Vérifié}$$

III-6-3-3-5- Vérification au déversement

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

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

$$\chi_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

C_1 : Facteur sans dimension qui dépend de la nature du diagramme des moments.

Puisque les charges sont uniformément réparties donc : $C_1 = 1,132$

$$\chi_{LT} = \frac{300/1.65}{1.132^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{300/1.65}{14/0.69} \right)^2 \right]^{0.25}} = 114.19$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times [\beta_w]^{0.5}$$

$$\lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9\epsilon \quad \text{Et} \quad \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda_1 = 86.80$$

Donc : $\overline{\lambda}_{LT} = \left[\frac{114.19}{86.80} \right] = 1.31$

➤ Calcul de χ_{LT}

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}}$$

Avec : $\phi_{LT} = 0.5 \times \left[1 + \alpha_{LT} \times (\overline{\lambda}_{LT} - 0.2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right]$

Où : ϕ_{LT} : facteur d'imperfection pour le déversement.

Les valeurs recommandées pour les facteurs d'imperfection des courbes de déversement :

Tableau III-17 Facteur d'imperfection α_{LT}

Courbe de déversement	a	b	c	d
α_{LT}	0.21	0.34	0.49	0.76

Le choix des courbes de déversement est précisé dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-18 Choix du type de courbe de déversement

Section transversales	Limites	Courbes de déversement
Sections en I laminées	$h/b \leq 2$	a
	$h/b \geq 2$	b
Section en I soudées	$h/b \leq 2$	c
	$h/b \geq 2$	d
Autres section	-	d

$h/b = 1.91 \leq 2 \rightarrow$ courbe de déversement « a » $\rightarrow \alpha_{LT} = 0.21$

$\phi_{LT} = 0.5 \times [1 + 0.21 \times (1.31 - 0.2) + 1.31^2] = 1.4746$

Donc :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.4746 + [1.4746^2 - 1.31^2]^{0.5}} = 0.4647$$

De ce fait :

$$M_{b,rd} = 0.4647 \times 2207.5 = 1047.67 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{1136.68 \times 3^2}{8} = 1278.76 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 1278.76 \text{ daN.m} > M_{b,rd} = 1047.67 \text{ daN.m} \quad \text{Non vérifié}$$

Conclusion

On opte pour un IPE plus grand, on choisit IPE 180

Tableau III-19 Caractéristique et dimension de L'IPE 180

Profilé IPE 180	Dimensions						Caractéristique de calcul						
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	A cm ²	W _{pl,y} cm ³	W _{pl,z} cm ³	A _{vy} cm ²	A _{vz} cm ²	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	
	18.8	180	91	5.3	8	23.9	166	34.6	10.07	9.20	1317	101	

L'IPE 180 et de classe 1

$$G = 467.98 + 18.8 = 486.78 \text{ daN/m}$$

➤ A L'ELU

$$q = (1.35 G + 1.5 Q) = (1.35 \times 486.78 + 1.5 \times 325)$$

$$q = 1144.65 \text{ daN}$$

➤ A L'ELS

$$q = (G + Q) = (486.78 + 325)$$

$$q = 811.78 \text{ daN}$$

III-6-3-3-6-Vérification du moment fléchissant

La vérification doit satisfaire la condition suivante :

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

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{1144.65 \times 3^2}{8} = 1287.73 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{166 \times 2750}{1.1} = 415000 \text{ daN.cm} = 4150 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 1287.73 \text{ daN.m} \leq M_{pl,rd} = 4150 \text{ daN.m} \quad \longrightarrow \text{Vérifié}$$

Conclusion

La résistance en flexion pour le profilé IPE 180 est vérifiée.

III-6-3-3-7-Vérification à l'effort tranchant

La vérification doit satisfaire la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{plz,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{1144.65 \times 3}{2} = 1716.97 \text{ daN}$$

$$V_{plz,rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{1.1} = \frac{11.3 \times (2750 / \sqrt{3})}{1.1} = 16310.14 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 1716.97 \text{ daN} \leq V_{plz,rd} = 16310.14 \text{ daN} \longrightarrow \text{Vérifié}$$

III-6-3-3-8- Vérification au déversement

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

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

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

C_1 : Facteur sans dimension qui dépend de la nature du diagramme des moments.

Puisque les charges sont uniformément réparties donc : $C_1 = 1,132$

$$\lambda_{LT} = \frac{300/2.05}{1.132^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{300/2.05}{18/0.8} \right)^2 \right]^{0.25}} = 103.53$$

$$\overline{\lambda_{LT}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times [\beta_w]^{0.5}$$

$$\lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9\epsilon \quad \text{Et} \quad \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda_1 = 86.80$$

$$\text{Donc : } \overline{\lambda_{LT}} = \left[\frac{103.53}{86.80} \right] = 1.19$$

➤ Calcul de χ_{LT}

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda_{LT}}^2]^{0.5}}$$

$$\text{Avec : } \phi_{LT} = 0.5 \times \left[1 + \alpha_{LT} \times (\overline{\lambda_{LT}} - 0.2) + \overline{\lambda_{LT}}^2 \right]$$

Où : ϕ_{LT} : facteur d'imperfection pour le déversement.

Les valeurs recommandées pour les facteurs d'imperfection des courbes de déversement :

Tableau III-20 Facteur d'imperfection α_{LT}

Courbe de déversement	a	b	c	d
α_{LT}	0.21	0.34	0.49	0.76

Le choix des courbes de déversement est précisé dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-21 Choix du type de courbe de déversement

Section transversales	Limites	Courbes de déversement
Sections en I laminées	$h/b \leq 2$	a
	$h/b \geq 2$	b
Section en I soudées	$h/b \leq 2$	c
	$h/b \geq 2$	d
Autres section	-	d

$h/b = 1.91 \leq 2 \rightarrow$ courbe de déversement « a » $\rightarrow \alpha_{LT} = 0.21$

$$\phi_{LT} = 0.5 \times [1 + 0.21 \times (1.19 - 0.2) + 1.19^2] = 1.312$$

Donc :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.312 + [1.312^2 - 1.19^2]^{0.5}} = 0.5363$$

De ce fait :

$$M_{b,rd} = 0.5363 \times 4150 = 2225.64 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{1144.65 \times 3^2}{8} = 1287.73 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 1287.7 \text{ daN.m} < M_{b,rd} = 2225.64 \text{ daN.m}$$

Conclusion

Le profilé IPE 180 est vérifié

III-6-3-3-9-Vérification à la flèche

$$f \leq f_{ad} \text{ avec } f_{ad} = \frac{l}{300}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^4}{E \times I_y}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{811.78 \times 10^{-2} \times 300^4}{2.1 \times 10^6 \times 1317} = 0.3 \text{ cm} \leq f_{ad} = \frac{300}{300} = 1 \text{ cm}$$

La flèche verticale est donc vérifiée.

Conclusion

Le profilé **IPE 180** est vérifié à toutes les conditions donc convient comme poutre palier du limon.

Chapitre IV :

Etude d'un plancher mixte

IV- Introduction

Le plancher collaborant également appelé « plancher mixte » associe l'acier et le béton. Tout comme les autres planchers, le plancher collaborant est une structure horizontale de grosse œuvre porteuse destinée pour réaliser une séparation entre les étages d'une construction. Le plancher collaborant se distingue par sa grande capacité portante, sa rapidité de mise en œuvre et son coût moindre.

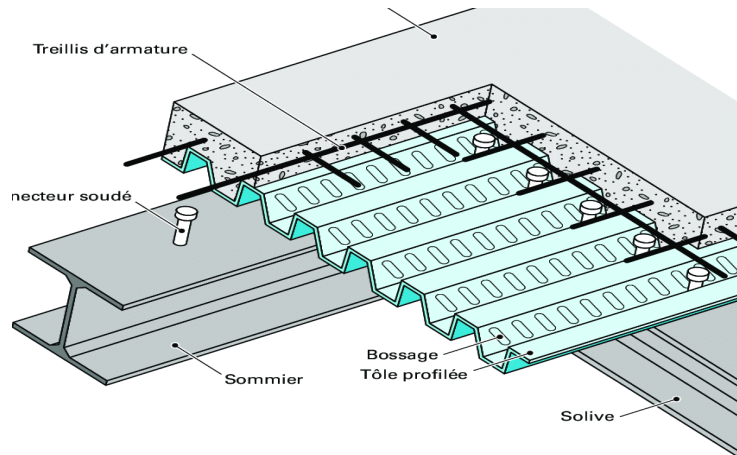


Figure IV-1 Eléments constructifs d'un plancher mixte

➤ Les avantages des planchers mixtes

Un plancher mixte procure une meilleure résistance au feu et présente une capacité portante plus importante par rapport aux autres dalles, il est soutenu par des poutres en I ou H reliées aux moyens des connecteurs.

L'avantage le plus important du comportement mixte est la réduction des flèches et l'augmentation de la rigidité des poutres résultantes.

Pour le dallage, nous avons opté pour un plancher collaborant constitué d'une dalle en béton armé coulée sur un pontage métallique de type HI-BOND 55 qui servira de coffrage perdu lors de la phase d'exécution ainsi que de poutres métalliques.

L'interaction (poutre métallique-dalle en béton armé) sera assurée par des goujons de type NELSON qui vont lier les poutres à la dalle en béton armé.

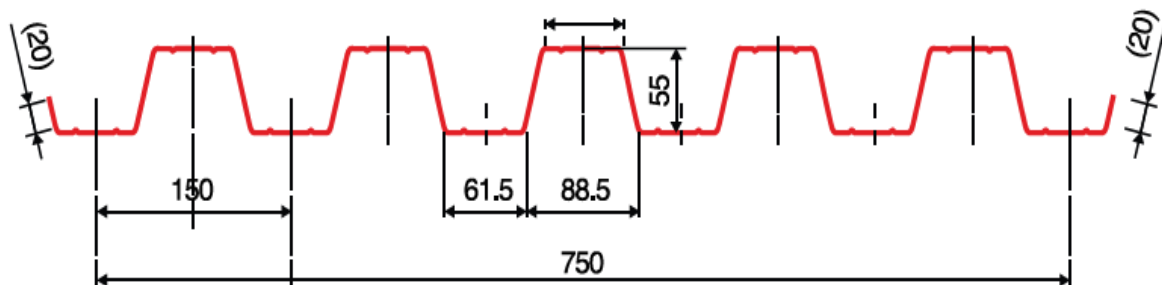


Figure IV-2 Représentation de la tôle HI-BOND 55

Avec :

- Epaisseur de la dalle → $h = 130 \text{ mm}$
- Tôle Hi-Bond 55 → $h_p = 55 \text{ mm}$ ($h_c = h - h_p = 130 - 55 = 75 \text{ mm}$)
- Coefficient d'équivalence (acier, béton) → $n = \frac{E_a}{\frac{E_{cm}}{2}} = 13.54$

IV-1- Disposition des solives

Pour le plancher de notre ouvrage, nous avons les caractéristiques suivantes :

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

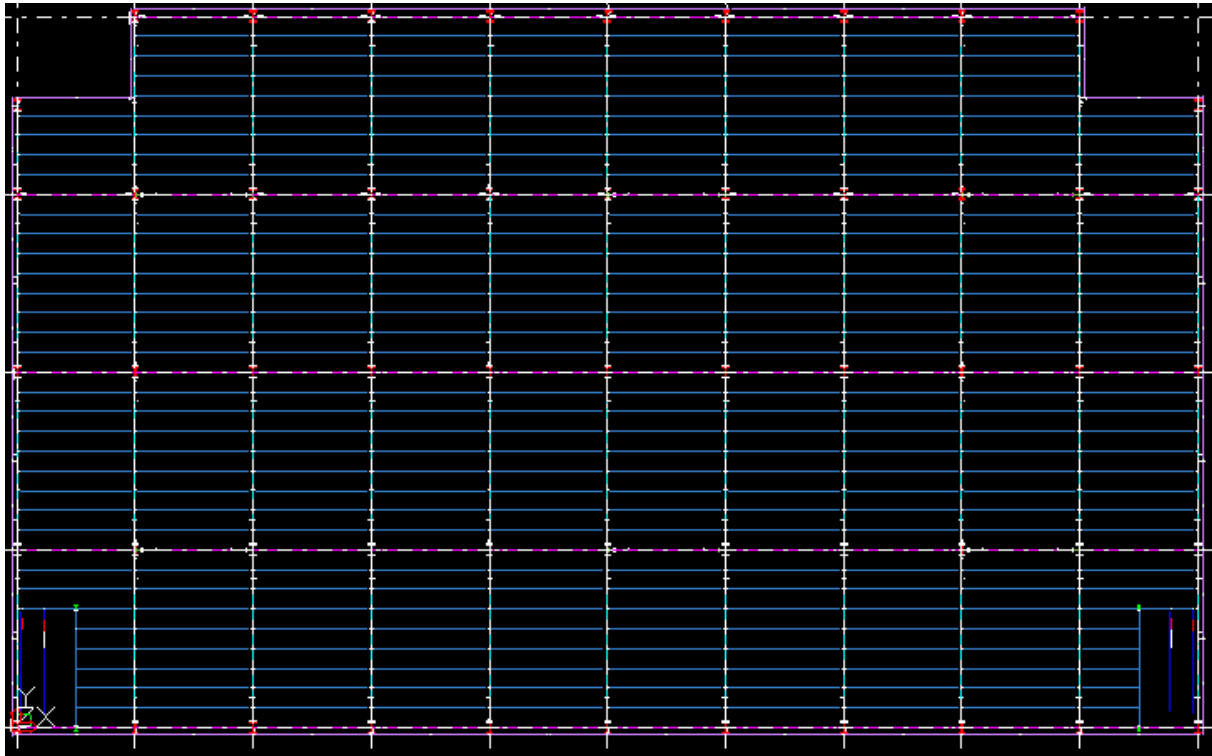


Figure IV-3 Disposition des solives

IV-2- Vérification au stade de montage

IV-2-1- Evaluation des charges et surcharges

a) Charge permanente « G »

- Poids de la dalle en béton (épaisseur 12 cm) $G_1 = 300 \text{ daN/m}^2$
- Poids de la tôle (HI-BOND 55) + accessoire $G_2 = 15 \text{ daN/m}^2$
- Poids du treillis soudé (TLE520 $\varnothing 5$ (150x150)) $G_3 = 2 \text{ daN/m}^2$

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) \times d = (300 + 15 + 2) \times 1 = 317 \text{ daN/m}$$

b) Surcharges « Q »

- Charge des ouvriers $P = 100 \text{ daN/m}^2$

$$Q = P \times d = 100 \times 1 = 100 \text{ daN/m}$$

IV-2-2- Combinaison de charge

➤ A l'ELU

$$q = 1.35G + 1.5Q$$

$$q = 1.35 \times 317 + 1.5 \times 100$$

$$q = 577.95 \text{ daN/m}$$

➤ A l'ELS

$$q = G + Q$$

$$q = 317 + 100$$

$$q = 417 \text{ daN/m}$$

IV-2-3- Condition de la flèche

La vérification de la flèche se fait sous les charges non pondérées : $q = 417 \text{ daN/m}$

$$f \leq f_{ad}$$

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

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^4}{E \times I_y}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^4}{E \times \frac{l}{250}}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{417 \times 10^{-2} \times 600^4}{2.1 \times 10^6 \times \frac{600}{250}}$$

$$I_y \geq 1396.20 \text{ cm}^4$$

On choisit **IPE 200**

Tableau IV-1 Caractéristique et dimension de L'IPE 200

Profilé IPE 200	Dimensions						Caractéristique de calcul					
	G	h	b	t _w	t _f	A	W _{pl,y}	W _{pl,z}	A _{vz}	I _y	I _z	
	kg/m	mm	mm	mm	mm	cm ²	cm ³	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	
	22.4	200	100	5.6	8.5	28.5	221	44.6	14	1943	142	

Donc, on ajoute le poids propre de l'IPE 200 a la charge permanente :

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) \times d + G_p = (300 + 15 + 2) \times 1 + 22.4 = 339.4 \text{ daN/m}$$

➤ A l'ELU

$$q = 1.35G + 1.5Q$$

$$q = 1.35 \times 339.4 + 1.5 \times 100$$

$$q = 608.19 \text{ daN/m}$$

➤ A l'ELS

$$q = G + Q$$

$$q = 339.4 + 100$$

$$q = 439.4 \text{ daN/m}$$

IV-2-4- Vérification à l'ELU**IV-2-4-1- Vérification du moment fléchissant (résistant)**

La vérification doit satisfaire la condition suivante :

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

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{608.19 \times 6^2}{8} = 2736.85 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{221 \times 2750}{1.1} = 552500 \text{ daN.cm} = 5525 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 2736.85 \text{ daN.m} \leq M_{pl,rd} = 5525 \text{ daN.m} \longrightarrow \text{Vérifié}$$

Conclusion

La résistance en flexion pour le profilé IPE 200 est vérifiée.

IV-2-4-2-Vérification à l'effort tranchant (cisaillement)

La vérification doit satisfaire la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{plz,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{608.19 \times 6}{2} = 1824.57 \text{ daN}$$

$$V_{plz,rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{1.1} = \frac{14 \times (2750 / \sqrt{3})}{1.1} = 60621.77 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 1824.57 \text{ daN} \leq V_{plz,rd} = 60621.77 \text{ daN} \longrightarrow \text{Vérifié}$$

IV-2-5- Vérification à l'ELS**IV-2-5-1-Vérification à la flèche**

$$f \leq f_{ad} \text{ avec } f_{ad} = \frac{l}{250}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^4}{E \times I_y}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{439.4 \times 10^{-2} \times 600^4}{2.1 \times 10^6 \times 1943} = 1.81 \text{ cm} \leq f_{ad} = \frac{600}{250} = 2.4 \text{ cm}$$

La flèche verticale est donc vérifiée.

Conclusion

Le profilé **IPE 200** est vérifié au stade de montage.

IV-3- Vérification au stade final

IV-3-1- Evaluation des charges

a) Charge permanente « G »

- Poids de la dalle en béton (épaisseur 12 cm) $G1 = 300 \text{ daN/m}^2$
- Poids de la tôle (HI-BOND 55) + accessoire $G2 = 15 \text{ daN/m}^2$
- Poids du treillis soudé (TLE520 $\varnothing 5$ (150x150)) $G3 = 2 \text{ daN/m}^2$
- Mortier de ciment (2 cm) $G4 = 40 \text{ daN/m}^2$
- Couche de Sable (3cm) $G5 = 51 \text{ daN/m}^2$
- Poids de revêtement de carrelage $G6 = 40 \text{ daN/m}^2$
- Poids de faux plafond $G7 = 10 \text{ daN/m}^2$
- Poids de solive IPE 200 $G_p = 22.4 \text{ daN/m}$

$$G = (G1 + G2 + G3 + G4 + G5 + G6 + G7) \times d + G_p = (300 + 15 + 2 + 40 + 51 + 40 + 10) \times 1 + 22.4 = 480.4 \text{ daN/m}$$

b) Surcharges « Q »

- Charge d'exploitation $P = 350 \text{ daN/m}^2$ (DTR B.C-2.2 article 7.2.2)

$$Q = P \times d = 350 \times 1 = 350 \text{ daN/m}$$

IV-3-2-Combinaison de charge

➤ A l'ELU

$$q = 1.35G + 1.5Q$$

$$q = 1.35 \times 480.4 + 1.5 \times 350$$

$$q = 1173.54 \text{ daN/m}$$

➤ A l'ELS

$$q = G + Q$$

$$q = 480.4 + 350$$

$$q = 830.4 \text{ daN/m}$$

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} .

IV-3-3- Caractéristique du plancher mixte

IV-3-3-1-Calcul de la largeur efficace du béton

La largeur efficace du béton qui participe à l'inertie équivalente I_{Δ} , de la section mixte notée par B_{eff} est donnée par :

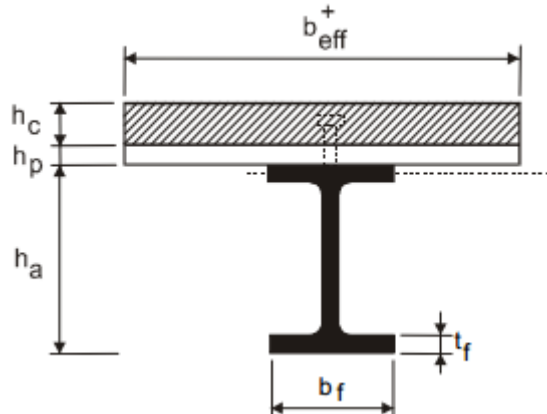
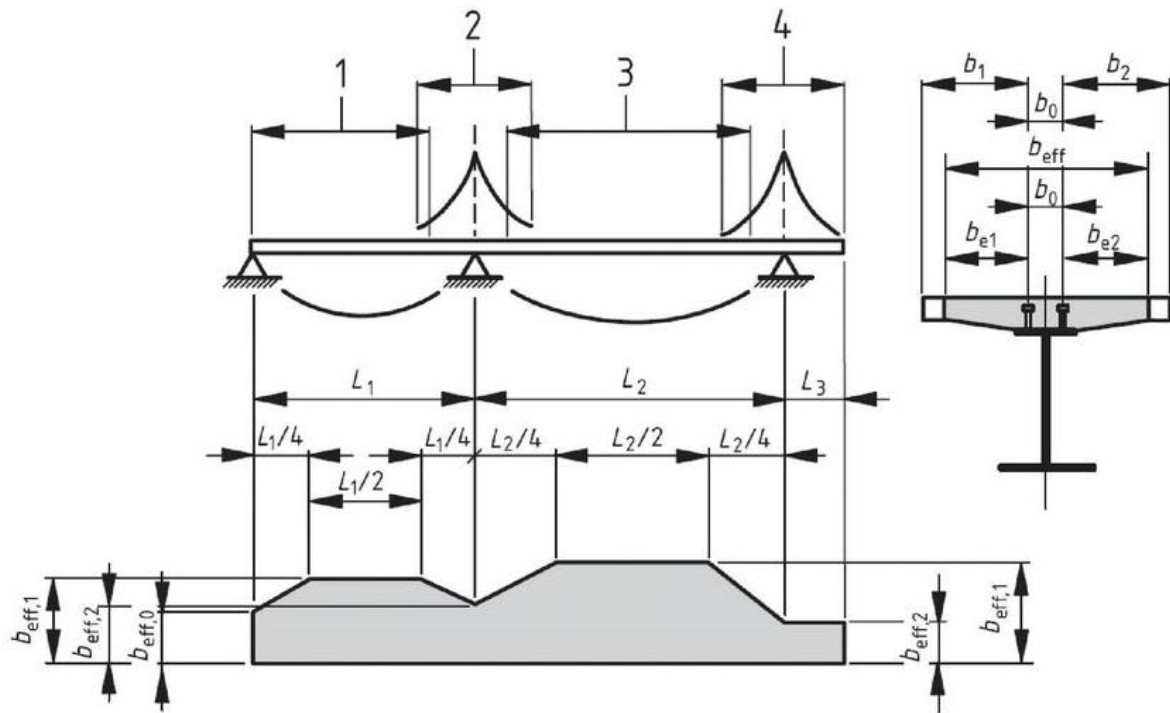


Figure IV-4 Dimensions d'une poutre mixte

**Légende**

- 1 $L_e = 0,85 L_1$ pour $b_{eff,1}$
- 2 $L_e = 0,25 (L_1 + L_2)$ pour $b_{eff,2}$
- 3 $L_e = 0,70 L_2$ pour $b_{eff,1}$
- 4 $L_e = 2 L_3$ pour $b_{eff,2}$

Figure IV-5 *Beff* selon l'EUROCODE 4

$$B_{eff} = b_{e1} + b_{e2}$$

$$b_{ei} = \min (L_0/8; b_i)$$

$$b_1 = 0.5 \text{ m}; b_2 = 0.5 \text{ m}$$

$$L_0 = \min \begin{cases} 0.85 \times 6 = 5.1 \text{ m} \\ 0.7 \times 6 = 4.2 \text{ m} \end{cases}$$

$$L_0 = 4.2 \text{ m}$$

$$b_{e1} = b_{e1} = \left\{ \frac{4.2}{8} = 0.56; 0.5 \right\} = 0.5 \text{ m}$$

$$B_{eff} = 0.5 + 0.5$$

$$B_{eff} = 1 \text{ m}$$

IV-3-3-2- Position de l'axe neutre**a) Résistance de la section d'acier**

$$F_a = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} = \frac{28.5 \times 2750}{1.1} = 71250 \text{ daN}$$

b) Résistance de la section béton

$$F_c = \frac{0.85 \times B_{eff} \times h_c \times f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.85 \times 100 \times 7.5 \times 250}{1.5} = 106250 \text{ daN}$$

Conclusion

$F_c > F_a$ Donc l'axe neutre plastique se situe dans la dalle en béton.

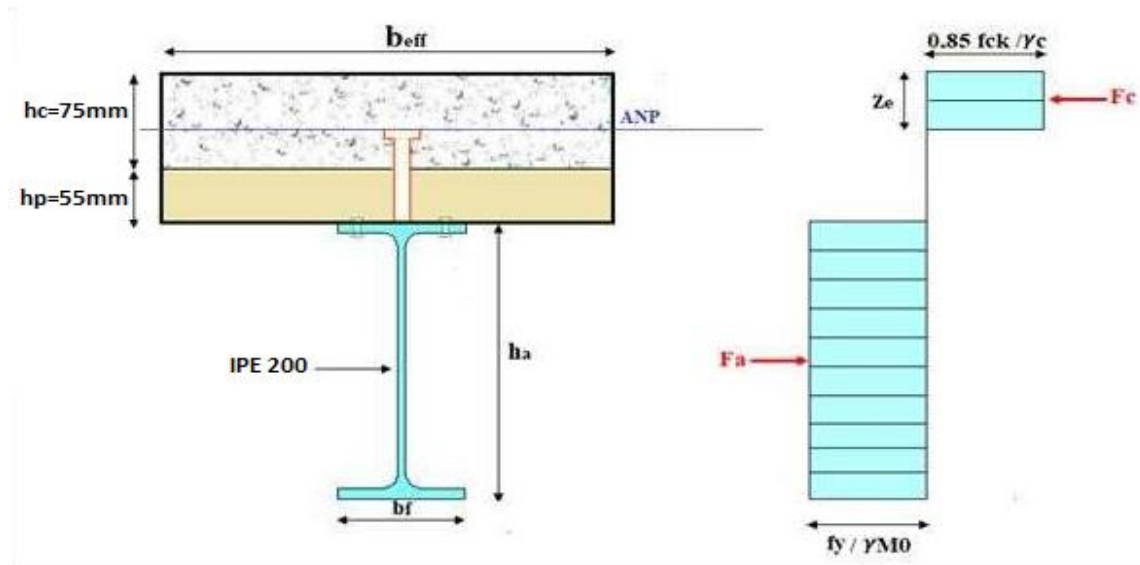


Figure IV-6 Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive).

IV-3-4- Vérification à l'ELU

IV-3-4-1- Vérification du moment de résistance plastique

La vérification doit satisfaire la condition suivante :

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

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{1173.54 \times 6^2}{8} = 5280.93 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = F_a \left(\frac{h}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2} \right)$$

$$Z = \frac{F_a \times \gamma_c}{0.85 \times B_{eff} \times f_{ck}} = \frac{71250 \times 1.5}{0.85 \times 100 \times 250} = 5.02 \text{ cm}$$

$$M_{pl,rd} = 71250 \times \left(\frac{1.3}{2} + 0.075 + 0.055 - \frac{0.0502}{2} \right) = 53786.62 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 5280.93 \text{ daN.m} \leq M_{pl,rd} = 53786.62 \text{ daN.m} \longrightarrow \text{Vérifié}$$

IV-3-4-2-Vérification à l'effort tranchant

La vérification doit satisfaire la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{plz,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{1173.54 \times 6}{2} = 3520.62 \text{ daN}$$

$$V_{plz,rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{1.1} = \frac{14 \times (2750 / \sqrt{3})}{1.1} = 60621.77 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 3520.62 \text{ daN} \leq V_{plz,rd} = 60621.77 \text{ daN} \longrightarrow \text{Vérifié}$$

IV-3-5- Vérification à l'ELS

IV-3-5-1-Condition de la flèche

La vérification de la flèche se fait sous les charges non pondérées : $q = 830.4 \text{ daN/m}$

$$f \leq f_{ad}$$

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

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^4}{E \times I_h}$$

$$I_h = I_a + A_a \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - z \right)^2 + \frac{b_{eff} \times h_c}{n} \times \left[\frac{h_c^2}{12} + \left(z - \frac{h_c}{2} \right)^2 \right]$$

$$I_h = 1943 + 28.5 \left(\frac{20}{2} + 5.5 + 7.5 - 5.02 \right)^2 + \frac{100 \times 7.5}{13.54} \times \left[\frac{7.5^2}{12} + \left(5.02 - \frac{7.5}{2} \right)^2 \right]$$

$$I_h = 11505.47 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{830.4 \times 10^{-2} \times 600^4}{2.1 \times 10^6 \times 11505.47} = 0.57 \text{ cm} \leq f_{ad} = \frac{600}{250} = 2.4 \text{ cm}$$

La flèche verticale est donc vérifiée.

IV-4- Calcul des connexion acier-béton

Les connecteurs répartis le long de l'interface acier-béton d'une poutre ont pour rôle principale de transmettre l'effort de cisaillement longitudinal (glissement) venant de l'interaction entre la dalle en béton, le pontage métallique et la poutre en acier.

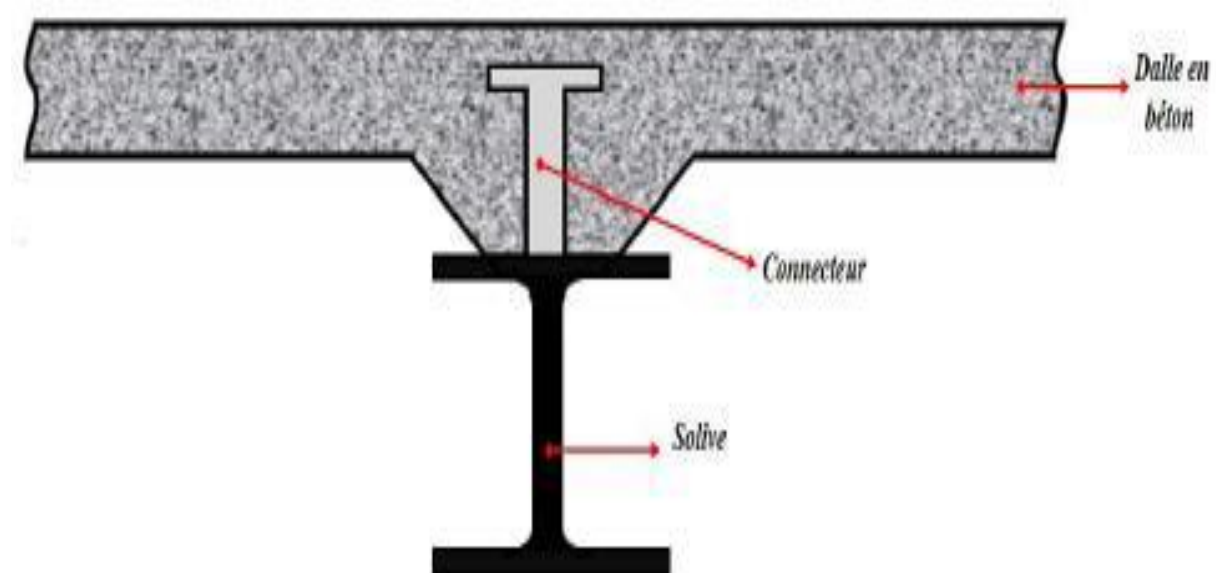


Figure IV-7 Disposition d'un connecteur

$$P_{Rd} = \min \begin{cases} P_{Rd}^{(1)} = \frac{0.8 \times f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4}}{\gamma_v} = \frac{0.8 \times 45 \times \frac{\pi \times 19^2}{4}}{1.25} = 8165.62 \text{ daN} \\ P_{Rd}^{(2)} = \frac{0.29 \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v} = \frac{0.29 \times 19^2 \times \sqrt{2.5 \times 3100}}{1.25} = 7373.03 \text{ daN} \end{cases}$$

$$P_{Rd} = 7373.03 \text{ daN}$$

$\alpha = 1$ car $h/d = 4.21 > 4 \longrightarrow$ Donc les goujons sont ductiles

➤ Dans notre cas on a les nervures de la tôle parallèle aux solives

On a :

$$N_{nervure} = \frac{L_{solive}}{e} = \frac{6000}{150} = 40$$

$$K_e = 0.6 \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h}{h_p} - 1 \right) \leq 1$$

$$b_0 = \frac{88.5 + 61.5}{2} = 75$$

$$K_e = 0.6 \times \frac{75}{55} \times \left(\frac{80}{55} - 1 \right) = 0.37 \leq 1$$

Donc on obtient :

$$P_{Rd}^{nerv} = K_e \times P_{Rd} = 0.37 \times 7373.03 = 2728.02 \text{ daN}$$

$$N \geq \frac{71250}{2728.02} = 26.11 \text{ Donc on a 27 goujons par mi travée} \Rightarrow \text{et 54 goujons par travée}$$

IV-4-3- Espacement entre connecteur

$$s = \frac{L}{N} = \frac{6000}{54} = 111.11 \text{ mm}$$

$$s = 11.11 \text{ cm}$$

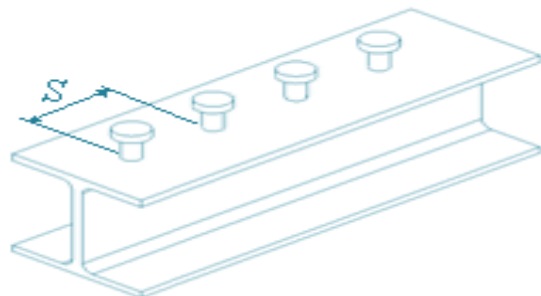


Figure IV-9 Distance entre les goujons

Conclusion :

Le plancher collaborant est réalisé avec une dalle en béton d'épaisseur de **13 cm** posée sur des solives en **IPE 200**.

La liaison entre la dalle et les solives est assurée par des connecteurs de diamètre **19 mm** espacée de **11.11 cm**, sont réalisés afin d'assurer l'adhérence entre l'acier et la dalle.

Chapitre V :

Prédimensionnement des éléments structuraux

V- Les poutres

V-1- Introduction

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux, qui servent à transmettre les charges appliquées sur la structure vers les poteaux qui à leurs tours les transmettent aux fondations. Le dimensionnement des poutres vise essentiellement à assurer une résistance appropriée en flexion. Le prédimensionnement des poutres se repose sur des principes structuraux relativement simples.

V-2- Poutre principale

On a :

- Longueur de la poutre.....L=9 m
- Entraxe des poutres e = 6 m
- Longueur des solives.....d = 6 m

V-2-1- Evaluation des charges et surcharges

a) Charge permanente « G »

- Poids propre du plancher $G_p = 458 \text{ daN/m}^2$
- Poids propre de la solive IPE 200 $G_s = 22.4 \text{ daN/m}$

$$G = G_p \times e + G_s \times d = 458 \times 6 + 22.4 \times 6 = 2882.4 \text{ daN/m}$$

b) Surcharges « Q »

- Charge d'exploitation..... $P = 350 \text{ daN/m}^2$ (DTR B.C-2.2 article 7.2.2)

$$Q = P \times d = 350 \times 6 = 2100 \text{ daN/m}$$

V-2-2- Combinaison des charges

a) A l'ELU

$$q = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 2882.4 + 1.5 \times 2100$$

$$q = 7041.24 \text{ daN/m}$$

b) A l'ELS

$$q = G + Q = 2882.4 + 2100$$

$$q = 4982.4 \text{ daN/m}$$

V-2-3-Condition à la flèche

La vérification de la flèche se fait sous les charges non pondérées : $q = 4982.4 \text{ daN/m}$

$$f \leq f_{ad}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^4}{E \times I_y}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^4}{E \times \frac{l}{200}}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{4982.4 \times 10^{-2} \times 900^4}{2.1 \times 10^6 \times \frac{900}{200}}$$

$$I_y \geq 45041.78 \text{ cm}^4$$

On choisit **HEA 450**

Tableau V-1 Caractéristique et dimension du HEA 450

Profilé HEA 450	Dimensions						Caractéristique de calcul				
	G	h	b	t _w	t _f	A	W _{pl,y}	W _{pl,z}	A _{vz}	I _y	I _z
	kg/m	mm	mm	mm	mm	cm ²	cm ³	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ⁴
	140	440	300	11.5	21	178	3216	965.5	65.78	63720	9465

V-2-3-1-Classification de la section

a) Classification de la semelle

$$\frac{C}{t_f} = \frac{(b - t_w - 2r)/2}{t_f} \leq 9\epsilon$$

$$\text{Avec } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\frac{(b - t_w - 2r)/2}{t_f} = \frac{(300 - 11.5 - 2 \times 27)/2}{21} = 5.58 \leq 8.28 \text{ Donc semelle de classe 1.}$$

b) Classification de l'âme

$$\frac{c}{t_f} = \frac{d}{t_w} = \frac{344}{11.5} = 29.91 \leq 72\epsilon = 66.24 \text{ Donc âme de classe 1.}$$

Conclusion

La section est de classe 1.

V-2-4-Vérification à l'ELU

V-2-4-1- Vérification du moment de résistance plastique

La vérification doit satisfaire la condition suivante :

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

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{7041.24 \times 9^2}{8} = 71292.55 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3216 \times 2750}{1.1} = 8040000 \text{ daN.cm} = 80400 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 71292.55 \text{ daN.m} \leq M_{pl,rd} = 80400 \text{ daN.m} \longrightarrow \text{Vérifié}$$

Conclusion

La résistance en flexion pour le profilé HEA 450 est vérifiée.

V-2-4-2-Vérification à l'effort tranchant

La vérification doit satisfaire la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{plz,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{7041.24 \times 9}{2} = 31685.58 \text{ daN}$$

$$V_{plz,rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{1.1} = \frac{65.78 \times (2750 / \sqrt{3})}{1.1} = 94945.25 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 31685.58 \text{ daN} \leq V_{plz,rd} = 94945.25 \text{ daN} \longrightarrow \text{Vérifié}$$

V-2-5- Vérification à l'ELS

V-2-5-1-Condition de la flèche

La vérification de la flèche se fait sous les charges non pondérées : $q = 4870.4 \text{ daN/m}$

$$f \leq f_{ad} \text{ avec } f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^4}{E \times I_y}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{4982.4 \times 10^{-2} \times 900^4}{2.1 \times 10^6 \times 63720} = 3.18 \text{ cm} \leq f_{ad} = \frac{900}{200} = 4.5 \text{ cm}$$

La flèche verticale est donc vérifiée.

Conclusion

Le profilé HEA 450 convient comme poutre principale

V-3-Poutre secondaire

On a :

- Longueur de la poutre.....L=6 m
- Entraxe des poutres e = 9 m

V-3-1- Evaluation des charges et surcharges

a) Charge permanente « G »

- Poids propre du plancher $G_p = 458 \text{ daN/m}^2$

$$G = G_p \times d = 458 \times 9 = 4122 \text{ daN/m}$$

b) Surcharges « Q »

- Charge d'exploitation..... $P = 350 \text{ daN/m}^2$ (DTR B.C-2.2 article 7.2.2)

$$Q = P \times d = 350 \times 9 = 3150 \text{ daN/m}$$

V-3-2- Combinaison des charges

c) A l'ELU

$$q = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 4122 + 1.5 \times 3150$$

$$q = 10289.7 \text{ daN/m}$$

d) A'ELS

$$q = G + Q = 4122 + 3150$$

$$q = 7272 \text{ daN/m}$$

V-3-3-Condition à la flèche

La vérification de la flèche se fait sous les charges non pondérées : $q = 7272 \text{ daN/m}$

$$f \leq f_{ad}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^4}{E \times I_y}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^4}{E \times \frac{l}{200}}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{7272 \times 10^{-2} \times 600^4}{2.1 \times 10^6 \times \frac{600}{200}}$$

$$I_y \geq 19478.57 \text{ cm}^4$$

On choisit **IPE 400**

Tableau V-2 Caractéristique et dimension du IPE 400

Profilé IPE 400	Dimensions						Caractéristique de calcul				
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	A cm ²	W _{pl,y} cm ³	W _{pl,z} cm ³	A _{vz} cm ²	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴
	66.3	400	180	8.6	13.5	84.5	1307	229	42.7	23130	1318

V-3-3-1-Classification de la section**a) Classification de la semelle**

$$\frac{C}{t_f} = \frac{(b - t_w - 2r)/2}{t_f} \leq 9\epsilon$$

$$\text{Avec } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\frac{(b - t_w - 2r)/2}{t_f} = \frac{(180 - 8.6 - 2 \times 21)/2}{13.5} = 4.79 \leq 8.28 \text{ Donc semelle de classe 1.}$$

b) Classification de l'âme

$$\frac{C}{t_f} = \frac{d}{t_w} = \frac{331}{8.6} = 38.48 \leq 72\epsilon = 66.24 \text{ Donc âme de classe 1.}$$

Conclusion

La section est de classe 1.

V-3-4-Vérification à l'ELU**V-3-4-1- Vérification du moment de résistance plastique**

La vérification doit satisfaire la condition suivante :

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

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{10289.7 \times 6^2}{8} = 46303.65 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1307 \times 2750}{1.1} = 3267500 \text{ daN.cm} = 32675 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 46439.73 \text{ daN.m} \geq M_{pl,rd} = 326275 \text{ daN.m} \longrightarrow \text{Non Vérifié}$$

Donc on opte pour un **HEA 360**

Tableau V-3 Caractéristique et dimension du HEA 360

Profilé HEA 360	Dimensions						Caractéristique de calcul					
	G	h	b	t _w	t _f	A	W _{pl,y}	W _{pl,z}	A _{vz}	I _y	I _z	
	kg/m	mm	mm	mm	mm	cm ²	cm ³	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	
	112	350	300	10	17.5	142.8	2088	802.3	48.96	33090	7887	

V-3-4-2-Classification de la section**a) Classification de la semelle**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w - 2r)/2}{t_f} \leq 9\epsilon$$

$$\text{Avec } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\frac{(b-t_w-2r)/2}{t_f} = \frac{(300-10-2 \times 27)/2}{17.5} = 6.74 \leq 8.28 \text{ Donc semelle de classe 1.}$$

b) Classification de l'âme

$$\frac{c}{t_f} = \frac{d}{t_w} = \frac{261}{10} = 26.1 \leq 72\epsilon = 66.24 \text{ Donc âme de classe 1.}$$

Conclusion

La section est de classe 1.

V-3-5-Vérification à l'ELU

V-3-5-1- Vérification du moment de résistance plastique

La vérification doit satisfaire la condition suivante :

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

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{10289.7 \times 6^2}{8} = 46303.65 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2088 \times 2750}{1.1} = 5220000 \text{ daN.cm} = 52200 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 46439.73 \text{ daN.m} \geq M_{pl,rd} = 52200 \text{ daN.m} \longrightarrow \text{Vérifié}$$

Conclusion

La résistance en flexion pour le profilé HEA 360 est vérifiée.

V-3-5-2-Vérification à l'effort tranchant

La vérification doit satisfaire la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{plz,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{10289.7 \times 6}{2} = 30869.1 \text{ daN}$$

$$V_{plz,rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{1.1} = \frac{48.96 \times (2750 / \sqrt{3})}{1.1} = 70667.67 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 30869.1 \text{ daN} \leq V_{plz,rd} = 70667.67 \text{ daN} \longrightarrow \text{Vérifié}$$

V-3-6- Vérification à l'ELS

V-3-6-1-Condition de la flèche

La vérification de la flèche se fait sous les charges non pondérées : $q = 7272 \text{ daN/m}$

$$f \leq f_{ad} \text{ avec } f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^4}{E \times I_y}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{7272 \times 10^{-2} \times 600^4}{2.1 \times 10^6 \times 33090} = 1.76 \text{ cm} \leq f_{ad} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

La flèche verticale est donc vérifiée.

Conclusion

Le profilé HEA 360 convient comme poutre secondaire

V-4- Les poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à la compression qui supportent les charges et les transmettent aux fondations.

Pour le pré dimensionnement on choisit celui du milieu, parce que c'est le plus sollicité

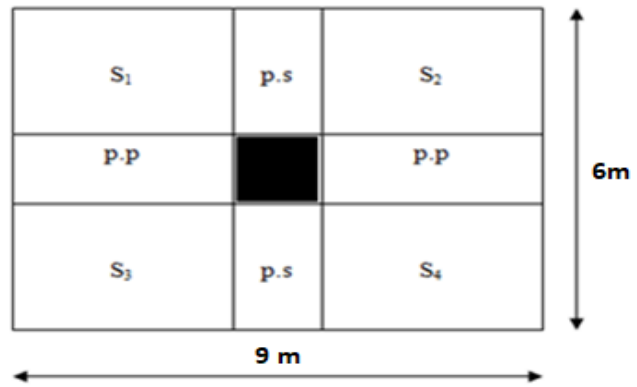


Figure V-1 Surface reprise par le poteau le plus sollicité

V-4-1-Evaluation des charges et surcharges

a) Charge permanente « G »

- Poids propre du plancher $G_{pl} = (6 \times 9) \times 458 = 24732 \text{ daN}$
- Poids propre de la solive IPE 200(n=16) $G_s = 22.4 \times 6 = 134.4 \text{ daN}$
- Poids propre de la pannes IPE 160 (n=16) $G_p = 15.8 \times 6 = 94.8 \text{ daN}$
- Poids propre de la poutre principale HEA450..... $G_{pp} = 140 \times 9 = 1260 \text{ daN}$
- Poids propre de la poutre secondaire HEA360..... $G_{ps} = 112 \times 6 = 672 \text{ daN}$
- Poids propre de la couverture..... $G_c = 18.2 \times 9.16 \times 6 = 1000.27 \text{ daN}$
- Poids propre de la travers IPE450..... $G_t = 77.6 \times 9.16 = 710.81 \text{ daN}$
- Poids estimé du poteau HEA 500..... $G_{po} = 155 \times 12 = 1860 \text{ daN}$

$$G = G_{pl} + G_{pp} + G_{ps} + 16G_s + G_c + G_t + 16G_p + G_{po}$$

$$G = 24732 + 1260 + 672 + 16 \times 134.4 + 1000.27 + 710.81 + 16 \times 94.4 + 1860$$

$$G = 33895.88 \text{ daN}$$

b) Surcharges « Q »

- Charge d'exploitation..... $P = 350 \text{ daN/m}^2$ (DTR B.C-2.2 article 7.2.2)

$$Q = P \times s = 350 \times 6 \times 9 = 18900 \text{ daN}$$

V-4-2- Combinaison des charges

a) A l'ELU

$$q = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 33895.88 + 1.5 \times 18900$$

$$q = 74109.43 \text{ daN}$$

b) A l'ELS

$$q = G + Q = 33895.88 + 18900$$

$$q = 52795.88 \text{ daN}$$

V-4-3- Choix de la section

On suppose un profilé en HEA 500

Tableau V-4 Caractéristique et dimension du HEA 500

Profilé HEA 500	Dimensions						Caractéristique de calcul				
	G	h	b	t _w	t _f	A	W _{pl,y}	W _{pl,z}	A _{vz}	I _y	I _z
	kg/m	mm	mm	mm	mm	cm ²	cm ³	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ⁴
	155	490	300	12	23	197.5	3949	1059	74.72	86970	10370

V-4-4- Vérification de la condition à résistance

Le risque de flambement n'est à considérer que si $\bar{\lambda} > 0,2$, et à partir de cette condition on pourra vérifier la résistance

$$N_{sd} \leq N_{b,rd} = \chi \beta_A \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$N_{b,Rd}$: L'effort résistant vis-à-vis du phénomène de flambement ;

$\beta_A=1 \rightarrow$ pour les sections transversales de classe 1,2 et 3.

V-4-4-1- Calcul de l'élancement

$$\lambda = \frac{L_f}{i_y}$$

Avec :

L_f : La longueur de flambement du poteau

i_y : Le rayon de giration autour de l'axe fort.

$$L_f = 0.7 \times 12 = 8.4 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{840}{20.98} = 40.03$$

V-4-4-2- Calcul de l'élancement réduit

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

$$\lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 \varepsilon \quad \text{Et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda_1 = 86.80$$

$$\text{Donc : } \bar{\lambda} = \left[\frac{40.03}{86.80} \right] = 0.46$$

V-4-4-3- Choix de la courbe de flambement

L'Eurocode3 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$h/b = 490/300 = 1.63 > 1.2 \text{ et } t_f = 23 < 40 \text{ mm}$$

Axe de flambement Y-Y $\rightarrow$ **courbe a**

$$\bar{\lambda} = 0.46 \rightarrow \text{courbe de flambement a} \rightarrow \chi = 0.9363$$

V-4-5-Vérification a la stabilité

La vérification au flambement doit vérifier la condition suivante :

$$N_{sd} \leq N_{b,rd} = \chi \beta_A \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$N_{sd} = 74109.43 \text{ daN}$$

$$N_{b,rd} = 0.9363 \times \frac{197.5 \times 2750}{1.1} = 462298.12 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 74109.43 \text{ daN} \leq N_{b,rd} = 462298.12 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

Conclusion

Le profilé HEA 500 convient pour les poteaux

V-5- Les portiques

V-5-1- Introduction

Les portiques qui constituent l'ossature principale des bâtiments, sont supposés composé de traverses qui supportent les pannes, et des poteaux qui supportent les traverses, cette ossature a pour fonction première de supporter les charges et les actions agissants sur la structure et les transmettre aux fondations. Elle doit ensuite permettre la fixation des éléments d'enveloppe (toiture et façade) et de séparation intérieure.

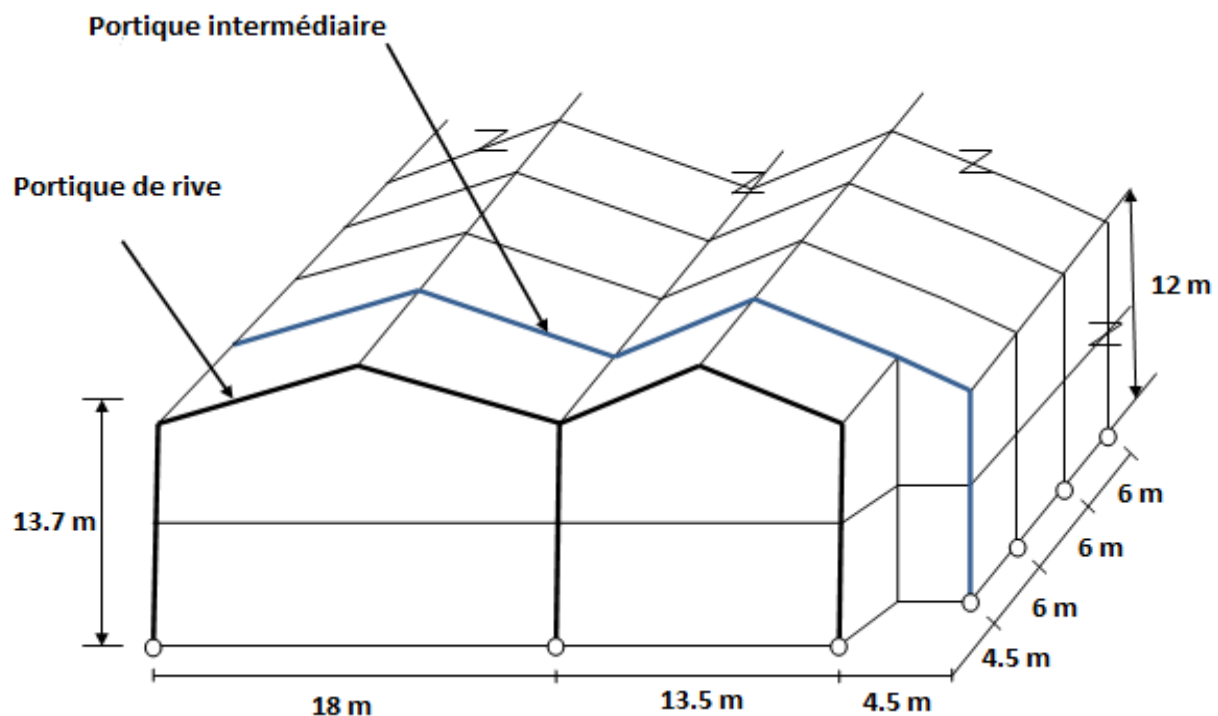


Figure V-2 Vue du portique en 3D

V-5-2- Evaluation des charges

a) Les charges permanentes revenant à la traverse de la toiture

- Poids propre de la pannes IPE 160 $G_p = 15.8 \text{ daN/m}$
- Poids propre de la couverture + accessoire $G_c = 18.2 \text{ daN/m}^2$
- Poids propre de la travers IPE450..... $G_t = 77.6 \text{ daN/m}$

Avec :

L'entre axe des portiques est : $e = 6\text{m}$

L'entre axe des pannes : $d = 1.30\text{m}$

$$G = (G_p/d + G_c) \times e + G_t$$

$$G = \left[\left(\frac{15.8}{1.3} \right) + 18.2 \right] \times 6 + 77.6 = 259.72 \text{ daN/m}$$

$$G = 259.72 \text{ daN/m}$$

b) Les charges revenant à la poutre principale du plancher intermédiaire

- Poids propre du plancher $G_{pl} = 6 \times 458 = 2748 \text{ daN/m}$
- Poids propre de la solive IPE 200 $G_s = 22.4 \text{ daN/m}$

$$G = G_{pl} + G_s = 2748 + 22.4 = 2770.4 \text{ daN/m}$$

c) Surcharge d'exploitation

- Charge d'exploitation..... $P = 350 \text{ daN/m}^2$ (DTR B.C-2.2 article 7.2.2)

$$Q = P \times e = 350 \times 6 = 2100 \text{ daN/m}$$

V-5-3- Effet de la neige

Les résultats sont obtenus d'après le **chapitre II**

$$N = 11.57 \text{ daN/m}^2$$

$$N = 11.57 \times 6 = 69.42 \text{ daN/m}$$

$$N = 69.42 \text{ daN/m}$$

V-5-4- Effet du vent

Les résultats sont obtenus d'après le **chapitre (II)**

- Pour la face long pan le portique intermédiaire se trouve dans la zone D pour la paroi verticale et la zone H pour le versant de toiture.
- Pour la face pignon le portique intermédiaire se trouve dans la zone B pour la paroi verticale et la zone H pour le versant de toiture.

Et d'après les résultats de l'étude au vent on constate que le vent qui frappe la face pignon est le plus défavorable.

Tableau V-5 Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales et la toiture, cas de vent le plus défavorable.

Parois Vertical							Versons de Toiture						
Zone	qp(z)	Cpe	Cpi(1)	Cpi(2)	W(z)1	W(z)2	Zone	qp(z)	Cpe	Cpi(1)	Cpi(2)	W(z)1	W(z)2
D	71.43	+0.8	+0.2	-0.3	42.85	78.57	F	71.43	-1.42	+0.2	-0.3	-115.71	-80.00
A	71.43	-1.0	+0.2	-0.3	-85.71	-50.00	G	71.43	-1.3	+0.2	-0.3	-107.14	-71.43
B	71.43	-0.8	+0.2	-0.3	-71.43	-35.71	H	71.43	-0.64	+0.2	-0.3	-60.00	-24.28
C	71.43	-0.5	+0.2	-0.3	-50.00	-14.28	I	71.43	-0.54	+0.2	-0.3	-52.85	-17.14
E	71.43	-0.3	+0.2	-0.3	-35.71	0							

Le portique intermédiaire est le plus chargé vis-à-vis de la charge du vent car la surface tributaire du portique intermédiaire est le double de celle du portique de rive.

Pour simplifier les calculs, on transforme la charge du vent sur la toiture en une charge équivalente uniformément répartie.

(+) pression : action du vent vers la paroi

(-) dépression : action du vent hors de la paroi

$q_j [\text{daN/ml}] = q_j [\text{daN/m}^2] \times \text{entraxe}$

Avec l'entraxe = 6m

- **Charge équivalente du vent**

Versons de toiture : $V = -60 \times 6 = -360 \text{ daN/m}$

Paroi verticale : $V = -71.43 \times 6 = -428.58 \text{ daN/m}$

V-5-5- Surcharge d'entretien

Dans le cas des toitures inaccessible, on considère uniquement dans les calculs une charge d'entretien qui est égale au poids d'un ouvrier et de son assistant, et qui est équivalente à deux charges concentrées de 100 Kg chacune située à 1/3 et 2/3 de la portée. **(D'après le DTR BC 2.2 article 7.3.1).**

$E = 100 \text{ daN/m}^2$

$E = 100 \times 6 = 600 \text{ daN/m}$

V-5-6- Combinaison des charges

a) A l'ELU

$1,35G + 1,5N$

$1,35G + 1,5V$

$1,35G + 1,5Q$

$G + 1,5V$ (soulèvement)

$1,35G + 1,35V + 1,35N$

b) A l'ELS

$G + Q$

$G + N$

V-6- Etude numérique du portique avec le logiciel ROBOT

V-6-1- Introduction

Robot Structural Analysis Professional est un logiciel collaboratif, polyvalent et rapide, qui intègre des capacités exceptionnelles de maillage automatique, pour des résultats rapides et parfaitement actualisés.

V-6-2-Description du logiciel ROBOT

Après le lancement du système **ROBOT** pour ce faire, cliquer sur l'icône appropriée affichée sur le bureau ou sélectionner la commande appropriée dans la barre des tâches, la fenêtre représentée ci-dessous est affichée. Dans cette fenêtre, vous pouvez définir le type de la structure à étudier, ouvrir une structure existante ou charger le module permettant d'effectuer le dimensionnement de la structure.



Figure V-3 Interface du logiciel Robot Structural Analysis Professional

V-6-3- Etape à suivre dans le logiciel

V-6-3-1- Etape une « La Modélisation »

La définition d'une structure commence par la définition des nœuds et des éléments barres. Dans ROBOT, seule la définition des éléments barres est nécessaire puisque les nœuds sont alors automatiquement créés aux extrémités de ces dernières. L'outil de calcul propose de nombreuses fonctionnalités qui permettent une modélisation avancée.

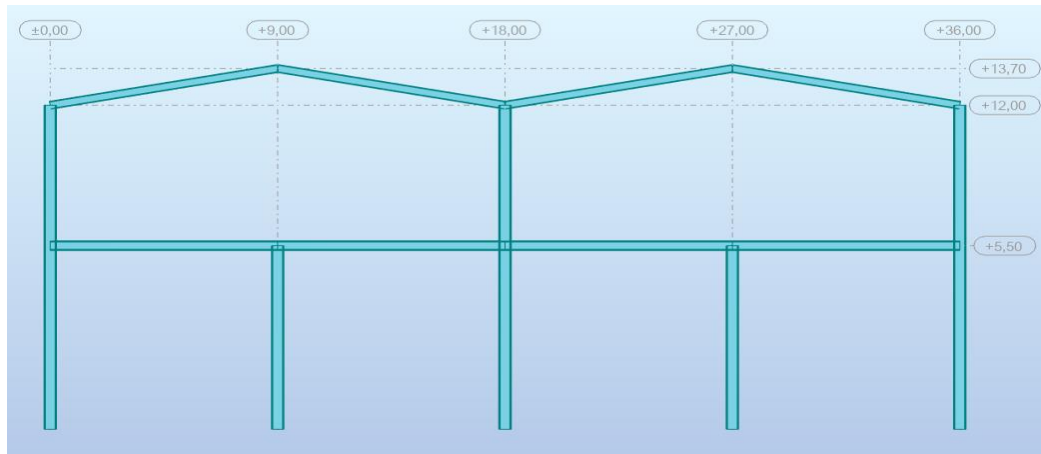


Figure V-4 Vue d'ensemble du portique

V-6-3-2- Etape deux « Application des charges »

On applique les charges (neige, vent, charge d'exploitation, et des combinaisons d'action ...etc.) à la structure.

Toutes les charges prédéfinies dans le logiciel (ROBOT) sont groupées en cas de charge, chaque cas possède un numéro et un nom. Dans le même cas de charge, vous pouvez définir un nombre quelconque de charge, les cas de charge peuvent être ensuite composés en combinaisons.

La génération des pondérations se fait de manière automatique par le logiciel (ROBOT) ce qui permet de créer une combinaison de cas de charge. Les combinaisons sont du type ELU, ELS. Cette fonctionnalité de base permet à l'utilisateur de déclarer ces propres combinaisons et enveloppes de cas de charges.

V-6-3-3- Etape trois « Vérification et analyse »

Après la modélisation et l'application des charges on lance l'analyse et l'optimisation des familles. On obtient trois profils :

- Le premier représente la plus basse limite et qu'il ne faut pas franchir.
- Le deuxième c'est le profil optimal.
- Le troisième représente le profil surdimensionné

 NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009 - Dimensionnement des familles (ELU) 1A3

Résultats		Messages				
Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 1 poteaux						
7 Poteau_7	 HEA 450	S 275	79.29	205.72	1.09	5 ELU (1.35G+1.5Q)
	 HEA 500		71.49	207.06	1.00	
	 HEA 550		65.24	209.86	0.95	
Famille : 2 poutres						
13 Poutre_13	 HEA 360	S 275	59.12	121.09	1.09	5 ELU (1.35G+1.5Q)
	 HEA 400		53.45	122.63	0.92	
	 HEA 450		47.57	123.43	0.76	
Famille : 3 travers						
1 travers_1	 IPE 400	S 275	55.35	231.87	1.11	5 ELU (1.35G+1.5Q)
	 IPE 450		49.57	222.41	0.86	
	 IPE 500		44.84	212.72	0.67	

Figure V-5 Profilés selon ROBOT

V-6-3-4- Calcul des profilés avec robot

CALCUL DES STRUCTURES ACIER « POTEAUX »

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Dimensionnement des familles

FAMILLE: 1 poteaux

PIECE: 7 Poteau_7

POINT: 1

COORDONNEE: $x = 0.00$ L =

0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 5 ELU (1.35G+1.5Q) 1*1.35+2*1.50

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 27500000.00$ daN/m²

PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 500

h=49.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=30.0 cm

Ay=150.74 cm²Az=74.72 cm²Ax=197.54 cm²

tw=1.2 cm

Iy=86974.80 cm⁴Iz=10367.10 cm⁴Ix=310.27 cm⁴

tf=2.3 cm

Wply=3948.86 cm³Wplz=1058.51 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 82438.39 daN

Nc,Rd = 543235.00 daN

Nb,Rd = 82748.82 daN

Classe de la section = 2



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 15.00 m

Lam_y = 0.82

Lcr,y = 15.00 m

Xy = 0.78

Lamy = 71.49



en z:

Lz = 15.00 m

Lam_z = 2.39

Lcr,z = 15.00 m

Xz = 0.15

Lamz = 207.06

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

N,Ed/Nc,Rd = 0.15 < 1.00 (6.2.4.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

Lambda,y = 71.49 < Lambda,max = 210.00

Lambda,z = 207.06 < Lambda,max = 210.00 STABLE

N,Ed/Nb,Rd = 1.00 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER « POUTRES »

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Dimensionnement des familles

FAMILLE: 2 poutres

PIECE: 13 Poutre_13

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 5 ELU (1.35G+1.5Q) 1*1.35+2*1.50

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 27500000.00 \text{ daN/m}^2$



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 400

h=39.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=126.20 cm ²	Az=57.33 cm ²	Ax=158.98 cm ²
tw=1.1 cm	Iy=45069.40 cm ⁴	Iz=8563.83 cm ⁴	Ix=189.76 cm ⁴
tf=1.9 cm	Wply=2561.80 cm ³	Wplz=872.86 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = -7414.28 daN	My _{Ed} = -48179.12 daN*m	
N _{t,Rd} = 437195.00 daN	My _{pl,Rd} = 70449.50 daN*m	
	My _{c,Rd} = 70449.50 daN*m	Vz _{Ed} = 31717.63 daN
	MN _{y,Rd} = 70449.50 daN*m	Vz _{c,Rd} = 91023.60

daN

Mb_{Rd} = 51362.70 daN*m

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 80906.07 daN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.69
L _{cr,low} = 9.00 m	Lam_LT = 0.93	fi,LT = 1.02	XLT _{mod} = 0.73

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.02 < 1.00 (6.2.3.(1))

My_{Ed}/My_{c,Rd} = 0.68 < 1.00 (6.2.5.(1))

Vz_{Ed}/Vz_{c,Rd} = 0.35 < 1.00 (6.2.6.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

My_{Ed}/Mb_{Rd} = 0.94 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER ACIER « TRAVERS »

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Dimensionnement des familles

FAMILLE: 3 travers

PIECE: 1 travers_1

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 5 ELU (1.35G+1.5Q) 1*1.35+2*1.50

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 27500000.00 \text{ daN/m}^2$



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 450

h=45.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=19.0 cm	Ay=63.21 cm ²	Az=50.84 cm ²	Ax=98.82 cm ²
tw=0.9 cm	Iy=33742.90 cm ⁴	Iz=1675.86 cm ⁴	Ix=67.18 cm ⁴
tf=1.5 cm	Wply=1701.79 cm ³	Wplz=276.38 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 10755.25 daN	My _{Ed} = -24886.23 daN*m	
N _{c,Rd} = 271755.00 daN	My _{Ed,max} = -24886.23 daN*m	
Nb _{Rd} = 271755.00 daN	My _{c,Rd} = 46799.23 daN*m	Vz _{Ed} = 8738.11 daN
	MN _{y,Rd} = 46799.23 daN*m	Vz _{c,Rd} = 80726.33 daN
	Mb _{Rd} = 30059.79 daN*m	

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	M _{cr} = 46283.68 daN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.61
L _{cr,low} =9.16 m	Lam_LT = 1.01	f _{i,LT} = 1.13	XLT _{mod} = 0.64

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:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$My_{Ed}/My_{c,Rd} = 0.53 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$Vz_{Ed}/Vz_{c,Rd} = 0.11 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$My_{Ed,max}/Mb_{Rd} = 0.83 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot My_{Ed,max}/(XLT \cdot My_{Rk}/gM1) = 0.87 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot My_{Ed,max}/(XLT \cdot My_{Rk}/gM1) = 0.87 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

V-6-3-5- Diagrammes des efforts et moments

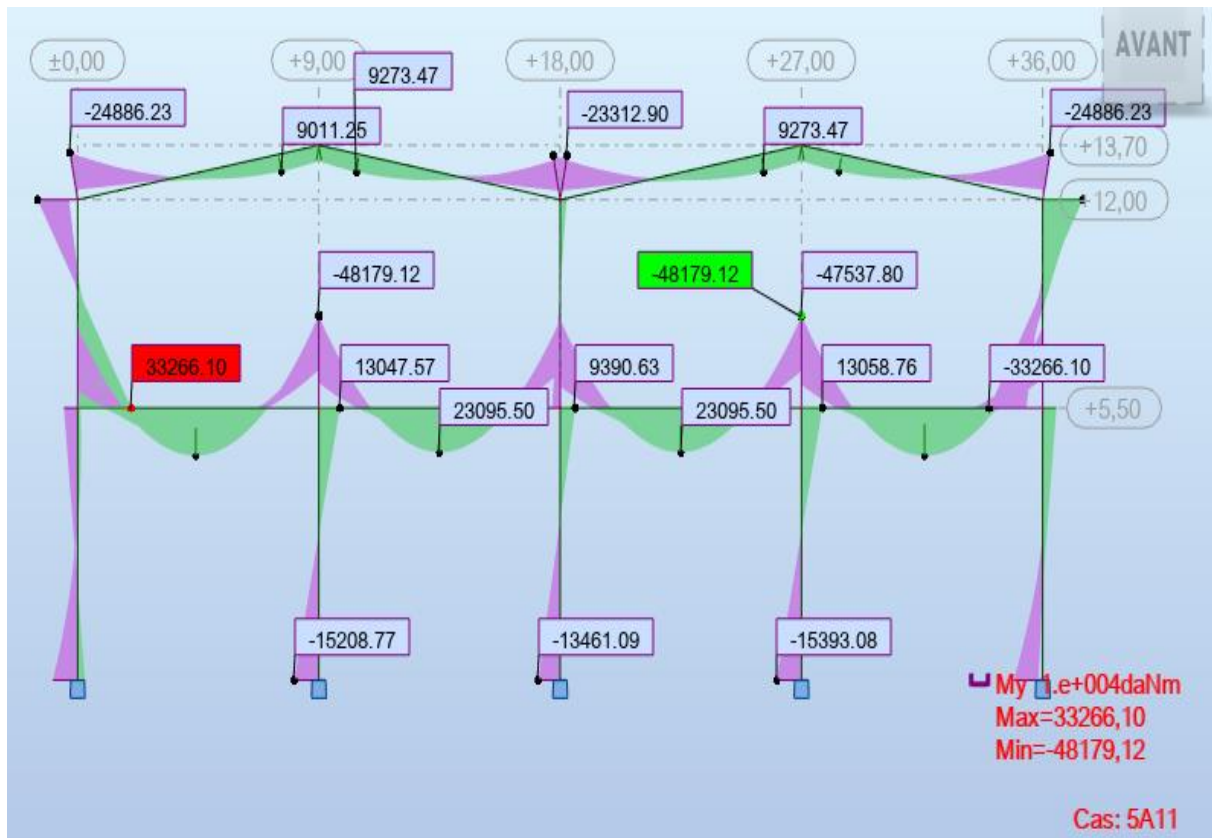


Figure V-7 Diagramme des moments fléchissant

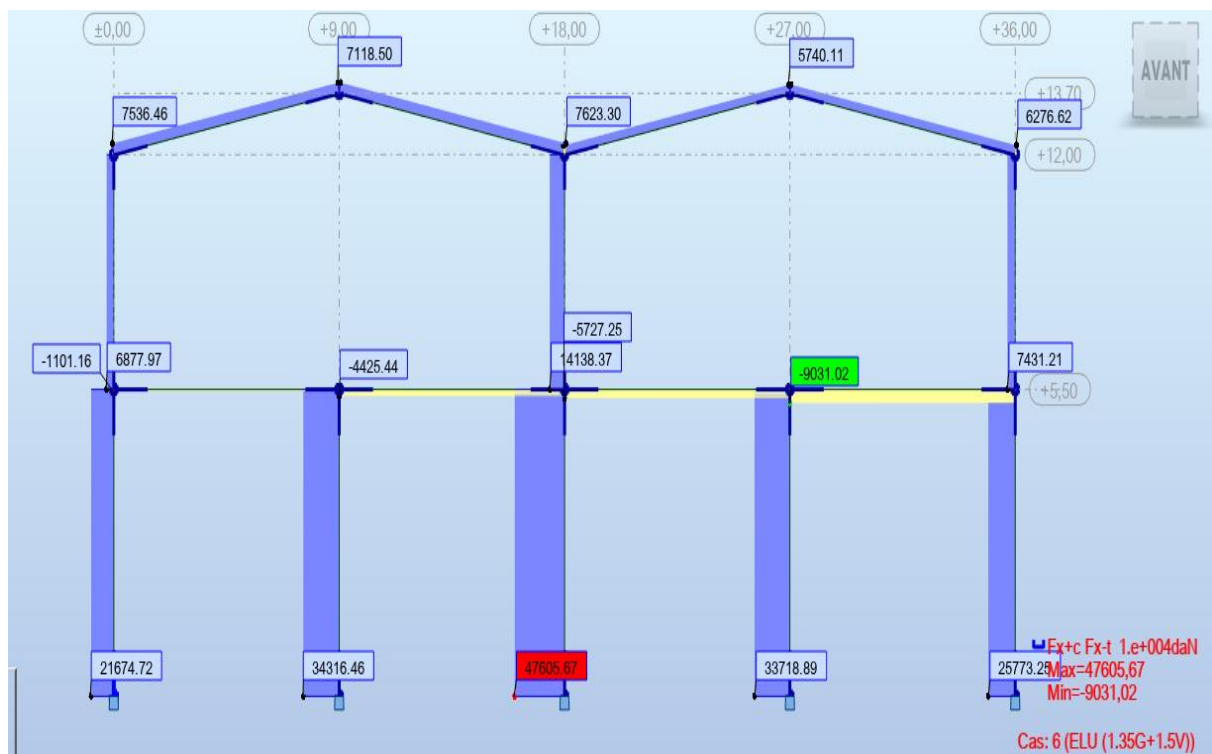


Figure V-6 Diagrammes des efforts normaux

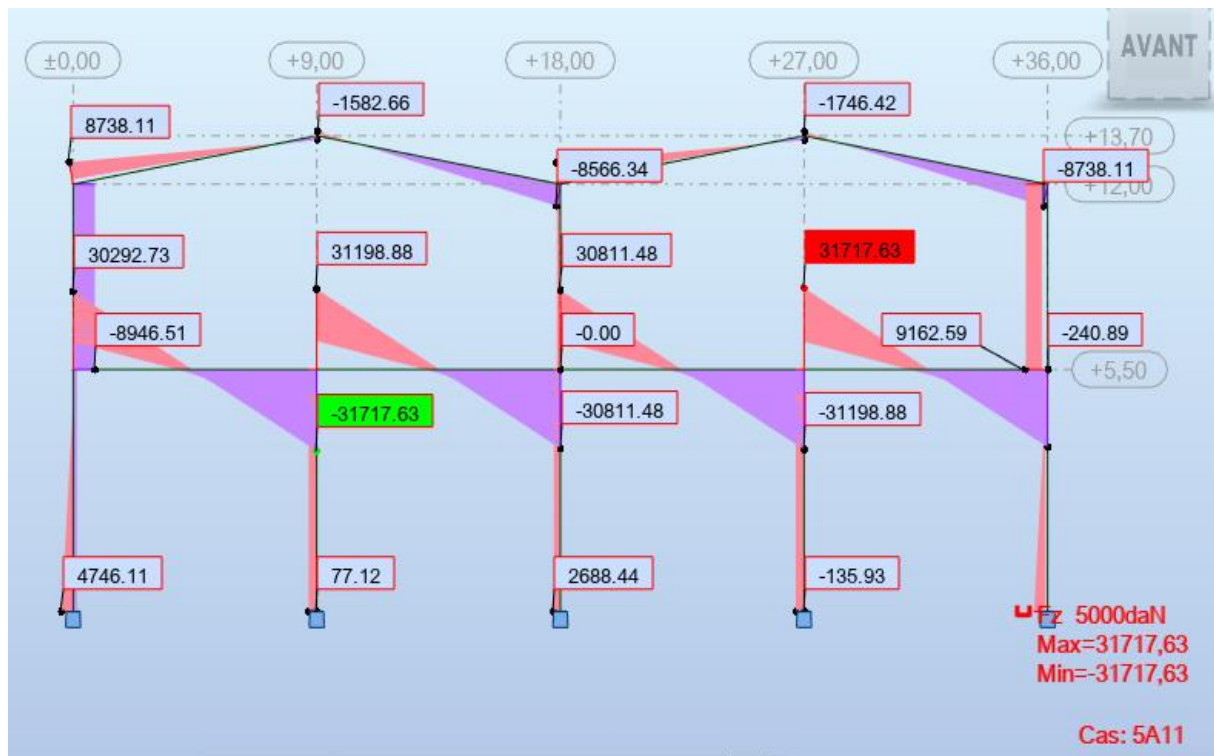


Figure V-8 Diagramme des efforts tranchant

V-6-4- Vérification manuelle de la traverse (IPE 450) :

Nous avons :

La longueur de la poutre $L = 9.16 \text{ m}$

Les efforts sont tirés à partir du Robot :

$V_{sd} = 8738.11 \text{ daN}$

$M_{y, sd} = 24886.23 \text{ daN.m}$

Sous la combinaison la plus défavorable

La section IPE 450 est de classe 01 en flexion dévié.

V-6-4-1-Vérification a la flexion biaxiale

La vérification doit satisfaire la condition suivante :

$$\left[\frac{M_{sd}}{M_{pl, rd}} \right]^\alpha \leq 1$$

$$M_{sd} = M_{y, sd} = 24886.23 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl, rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1702 \times 27.5}{1.1} = 42550 \text{ daN.m}$$

$$\left[\frac{24886.23}{42550} \right]^2 = 0.34 \leq 1$$

Conclusion

Le profilé IPE 450 est vérifiée.

V-6-4-2-Vérification à l'effort tranchant

La vérification doit satisfaire la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{plz,rd}$$

$$V_{sd} = 8738.11 \text{ daN}$$

$$V_{plz,rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{1.1} = \frac{50.9 \times (2750 / \sqrt{3})}{1.1} = 73467.82 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 8738.11 \text{ daN} \leq V_{plz,rd} = 73467.82 \text{ daN} \longrightarrow \text{Vérifié}$$

V-6-4-3- Vérification au déversement

La semelle supérieure de la traverse ne peut pas déverser, sous moment positif car elle est immobilisée latéralement (bloquée) par les pannes.

V-7- Conclusion

Après avoir terminé le prédimensionnement des éléments structuraux et avoir fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments étudiés les profils suivants :

Tableau V-6 Profils des éléments porteurs

Poteaux	HEA 500
Poutres Principales	HEA 450
Poutres Secondaires	HEA 360
Traverses	IPE 450

Chapitre VI : Prédimensionnement des contreventements

VI- Introduction

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action des forces horizontales : vent, effet de séismes, chocs ...etc. Ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations.

Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants « poutres au vent », et en façade « palées de stabilité », et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur les pignons que sur les longs pans

VI-1- Rôle des systèmes de contreventement

Les contreventements ont pour fonctions principales de :

- Reprendre et transmettre les efforts dus aux actions latérales ou horizontales (le vent, le séisme, les explosions, les chocs de véhicules, la poussée des terres) jusqu'aux fondations.
- Permet d'assurer une stabilité horizontale et verticale de la structure
- Limiter les déplacements horizontaux sous l'effet de ces actions.
- Ils diminuent les longueurs de flambement des poteaux, et ils constituent parfois des appuis latéraux intermédiaires pour les membrures comprimées de poutres et de portiques vis-à-vis du déversement.

VI-2- Prédimensionnement de la poutre au vent en pignon selon l'EC3

Elle sera calculée comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis et soumise aux réactions horizontales supérieures des potelets auxquelles on adjoint l'effort d'entraînement

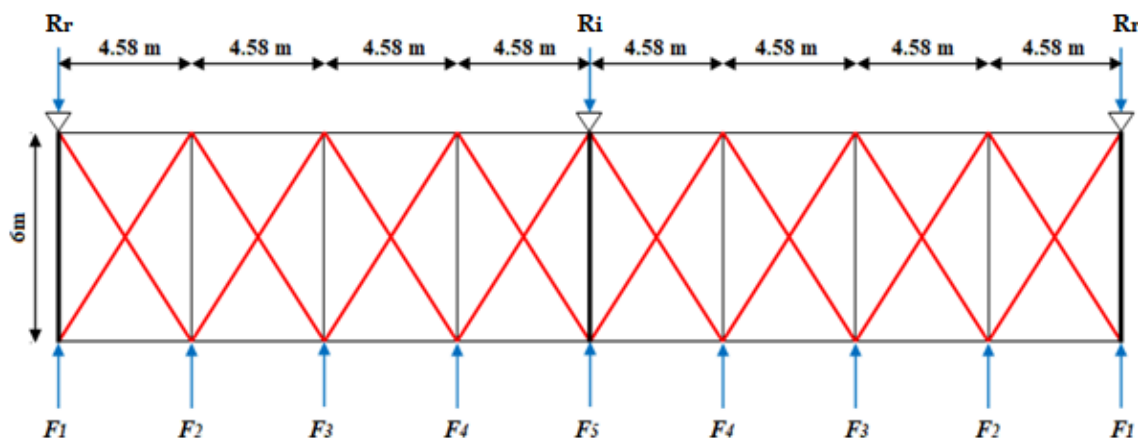


Figure VI-1 Schéma statique de la poutre au vent

L'effort F en tête du potelet se décompose en :

- Un effort F de compression simple en tête du poteau.
- Un effort F_d de traction dans les diagonales.

VI-2-1-Effort F de compression simple en tête des potelets.

On :

Les hauteurs :

$$h_1 = 12 \text{ m} ; h_2 = 12.85 \text{ m} ; h_3 = 13.7 \text{ m} ; h_4 = 12.85 \text{ m} ; h_5 = 12 \text{ m}$$

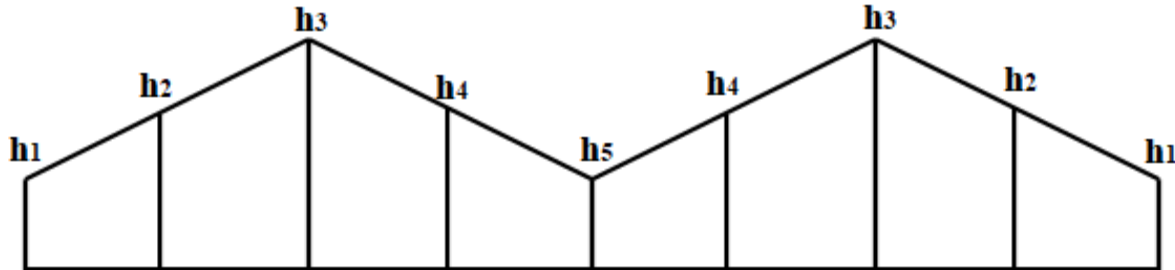


Figure VI-2 Disposition des hauteurs "hi"

La force de frottement du vent revenant à la toiture :

$$F_{fr} = 87.43 \text{ daN/m} \quad (\text{Chapitre II étude climatique})$$

La pression du vent dans la zone H à $\theta = 90^\circ$:

$$V = 60 \text{ daN/m}^2 \quad (\text{Chapitre II étude climatique})$$

On a :

$$\begin{aligned} F_1 &= \left(V \times \frac{h_1}{2} \times \frac{b}{16} \right) + \frac{F_{fr}}{16} = \left(60 \times \frac{12}{2} \times \frac{36.64}{16} \right) + \frac{87.43}{16} = 829.86 \text{ daN} \\ F_2 &= \left(V \times \frac{h_2}{2} \times \frac{b}{8} \right) + \frac{F_{fr}}{8} = \left(60 \times \frac{12.85}{2} \times \frac{36.64}{8} \right) + \frac{87.43}{8} = 1776.51 \text{ daN} \\ F_3 &= \left(V \times \frac{h_3}{2} \times \frac{b}{8} \right) + \frac{F_{fr}}{8} = \left(60 \times \frac{13.7}{2} \times \frac{36.64}{8} \right) + \frac{87.43}{8} = 1893.30 \text{ daN} \\ F_4 &= \left(V \times \frac{h_4}{2} \times \frac{b}{8} \right) + \frac{F_{fr}}{8} = \left(60 \times \frac{12.85}{2} \times \frac{36.64}{8} \right) + \frac{87.43}{8} = 1776.51 \text{ daN} \\ F_5 &= \left(V \times \frac{h_5}{2} \times \frac{b}{8} \right) + \frac{F_{fr}}{8} = \left(60 \times \frac{12}{2} \times \frac{36.64}{8} \right) + \frac{87.43}{8} = 1659.72 \text{ daN} \end{aligned}$$

VI-2-2-Effort de traction dans les diagonales

On ne fait travailler que les diagonales tendues et on considère que les diagonales comprimées ne reprennent aucun effort, car du fait de leurs grand élancement, elles tendent à flamber sous faibles efforts, suivant le sens du vent, c'est l'une ou l'autre des diagonales qui est tendue. Le contreventement du versant est une poutre à treillis supposée horizontale, par méthode des coupures, on établit que l'effort F_d dans les diagonales d'extrémité (les plus sollicitées) est donné comme suit :

$$F_d \times \cos \alpha + F_5 = R$$

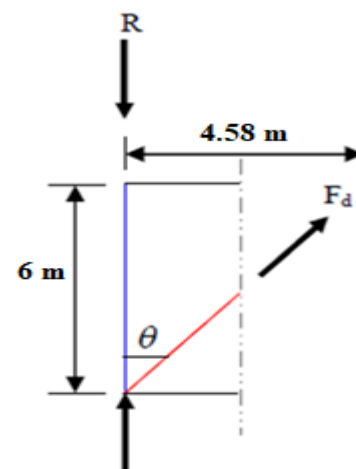


Figure VI-3 L'effort F_d dans la diagonale d'extrémité

Avec la méthode des trois moments on obtient :

$$R_r = 2698.38 \text{ daN} \quad \text{et} \quad R_i = 8815.31 \text{ daN}$$

$$\tan \theta = \frac{4.58}{6} \Rightarrow \theta = \arctg \frac{4.58}{6} = 37.35^\circ$$

D'où :

$$\begin{aligned} F_d &= \frac{R_r + R_i + F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5}{\cos \theta} \\ &= \frac{8815.31 + 2698.38 - 829.86 - 1776.51 - 1893.30 - 1776.51 - 1659.72}{\cos 37.35^\circ} \\ &= 4500.67 \text{ daN} \end{aligned}$$

VI-2-3- Section dans la diagonal

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

$$N_{sd} = 1.5 \times F_d = 1.5 \times 4500.67 = 6751 \text{ daN}$$

Donc :

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{6751 \times 1.1}{2750} = 2.70 \text{ cm}^2$$

Pour des raison pratique on opte pour une barre de cornière égale : L50x50x5 ($A = 4.80 \text{ cm}^2$) avec des boulons de 14 mm et trous de 15mm.

VI-2-4-Vérification à la résistance ultime de la section

On doit vérifier que :

$$N_{sd} = 1.5 \times F_d < N_{u,rd} = \frac{\beta \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}}$$

Avec :

$$A_{net} = A - (d_0 \times t) = 4.80 - (1.5 \times 0.5) = 3.80 \text{ cm}^2$$

β : est le coefficient minorateur donné dans le tableau ci-dessous en fonction de l'entraxe p_1 des trous.

Tableau VI-1 Coefficient minorateur β_2 et β_3

Entraxe p_1	$\leq 2.5d_0$	$\geq 5d_0$
β_2 (2 boulons)	0.4	0.7
β_3 (3 boulons ou plus)	0.5	0.7

On prend : une attache de 3 boulons avec $p_1 = 100 \text{ mm}$; $e_1 = 25 \text{ mm}$

$$p_1 = 100 \text{ mm} > 5d_0 = 5 \times 15 = 75 \text{ mm} \Rightarrow \text{donc } \beta = \beta_3 = 0.7$$

On a une plaque en acier S275 avec : $f_y = 275 \text{ MPa}$; $f_u = 430 \text{ MPa}$

$$N_{u,rd} = \frac{\beta \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.7 \times 3.80 \times 4300}{1.25} = 11305 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 6751 \text{ daN} < N_{u,rd} = 11305 \text{ daN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Conclusion

Une cornière isolée de **L50x50x5** avec des boulons de 14 mm et trous de 15 mm convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent.

VI-3-Prédimensionnement de la palée de stabilité selon l'EC3

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts du vent sur pignon transmis par le contreventement des versants (poutre au vent), on ne fait travailler que les diagonales tendues, comme dans le cas de la poutre au vent.

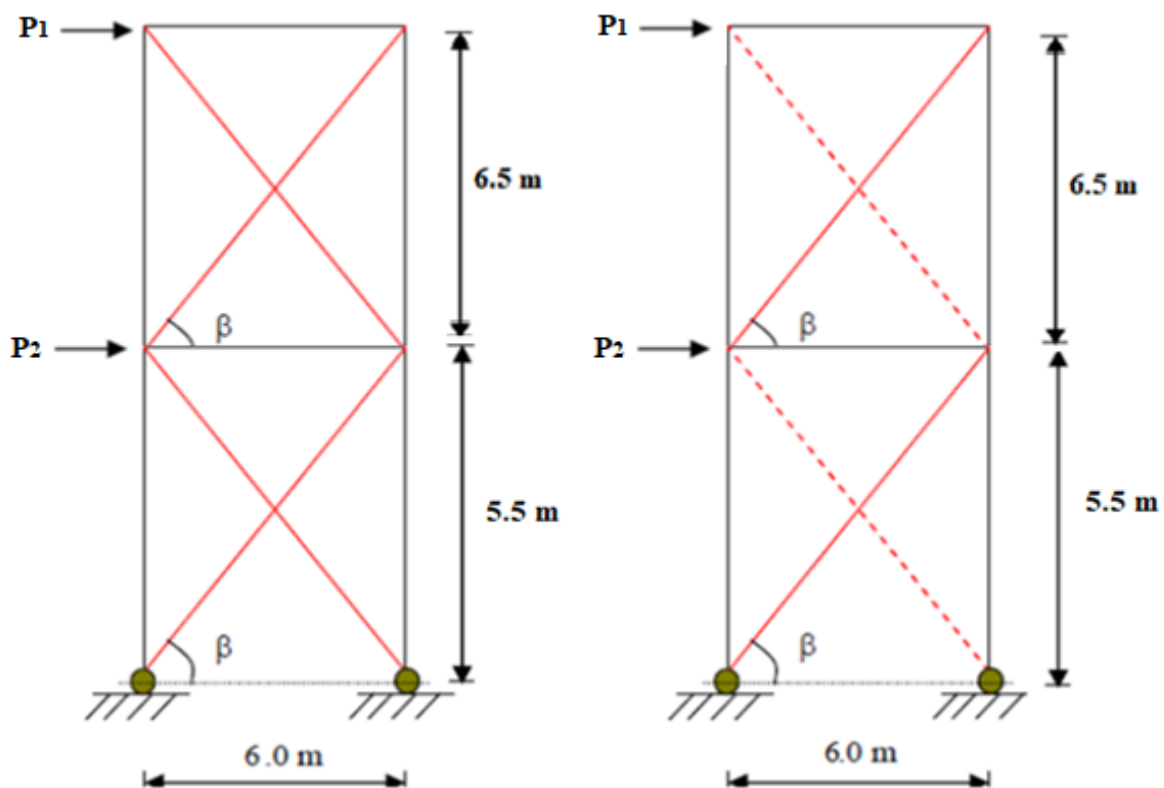


Figure VI-4 Schéma statique du Palée de stabilité en long pan

VI-3-1- Effort de traction dans la diagonale

Par méthode de coupure, on obtient :

a) Section 1

On a :

$$N_1 \times \cos \beta = P_1$$

$$\tan \beta = \frac{6.5}{6} \Rightarrow \beta = \arctg \frac{6.5}{6} = 47.29^\circ$$

$$P_1 = S_1 \times W_z = 36.9 \times 78.57 = 2899.23 \text{ daN}$$

D'où :

$$N_1 = \frac{P_1}{\cos \beta} = \frac{2899.23}{\cos 47.29^\circ} = 4274.33 \text{ daN}$$

b) Section 2

On a :

$$N_2 \times \cos \beta = P_2$$

$$\tan \beta = \frac{5.5}{6} \Rightarrow \beta = \arctg \frac{5.5}{6} = 42.51^\circ$$

$$P_2 = S_2 \times W_z = 54 \times 78.57 = 4242.78 \text{ daN}$$

D'où :

$$N_2 = \frac{P_2}{\cos \beta} = \frac{4242.78}{\cos 42.51^\circ} = 5755.58 \text{ daN}$$

VI-3-2-Section dans la diagonal

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

$$N_{sd} = 1.5 \times N_1 = 1.5 \times 5755.58 = 8633.37 \text{ daN}$$

Donc :

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{8633.37 \times 1.1}{2750} = 3.45 \text{ cm}^2$$

Donc on opte une barre de cornière égale : L50x50x5 ($A = 4.80 \text{ cm}^2$) avec des boulons de 14 mm et trous de 15mm.

VI-3-3-Vérification à la résistance ultime de la section

On doit vérifier que :

$$N_{sd} = 1.5 \times N_1 < N_{u,rd} = \frac{\beta \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}}$$

Avec :

$$A_{net} = A - (d_0 \times t) = 4.80 - (1.5 \times 0.5) = 3.80 \text{ cm}^2$$

β : est le coefficient minorateur donné dans le tableau ci-dessous en fonction de l'entraxe p_1 des trous.

Tableau VI-2 Coefficient minorateur β_2 et β_3

Entraxe p_1	$\leq 2.5d_0$	$\geq 5d_0$
β_2 (2 boulons)	0.4	0.7
β_3 (3 boulons ou plus)	0.5	0.7

On prend : une attache de 3 boulons avec $p_1 = 100 \text{ mm}$; $e_1 = 25 \text{ mm}$

$$p_1 = 100 \text{ mm} > 5d_0 = 5 \times 15 = 75 \text{ mm} \Rightarrow \text{donc } \beta = \beta_3 = 0.7$$

On a une plaque en acier S275 avec : $f_y = 275 \text{ MPa}$; $f_u = 430 \text{ MPa}$

$$N_{u,rd} = \frac{\beta \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.7 \times 3.80 \times 4300}{1.25} = 11305 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 8633.37 \text{ daN} < N_{u,rd} = 11305 \text{ daN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Conclusion

Une cornière isolée de **L50x50x5** avec des boulons de 14 mm et trous de 15 mm convient pour les barres de la palée de stabilité.

Chapitre VII : Etude sismique

VII-Introduction

L'étude sismique a pour but de déterminer les sollicitations engendrées par un éventuel séisme à chaque niveau de notre structure afin d'assurer une protection acceptable des vies humaines et de la construction vis-à-vis des effets de l'action sismique par une conception et un dimensionnement approprié. Cette étude s'appuie sur les règles parasismiques algériennes **RPA99 version 2003**.

VII-1-Classification de notre ouvrage selon l'RPA99 version 2003

VII-1-1-Classification de la zone sismique

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune et d'après ce tableau notre ouvrage est implanté dans la wilaya de TIZI OUZOU donc en **zone IIa** (zone de sismicité moyenne)

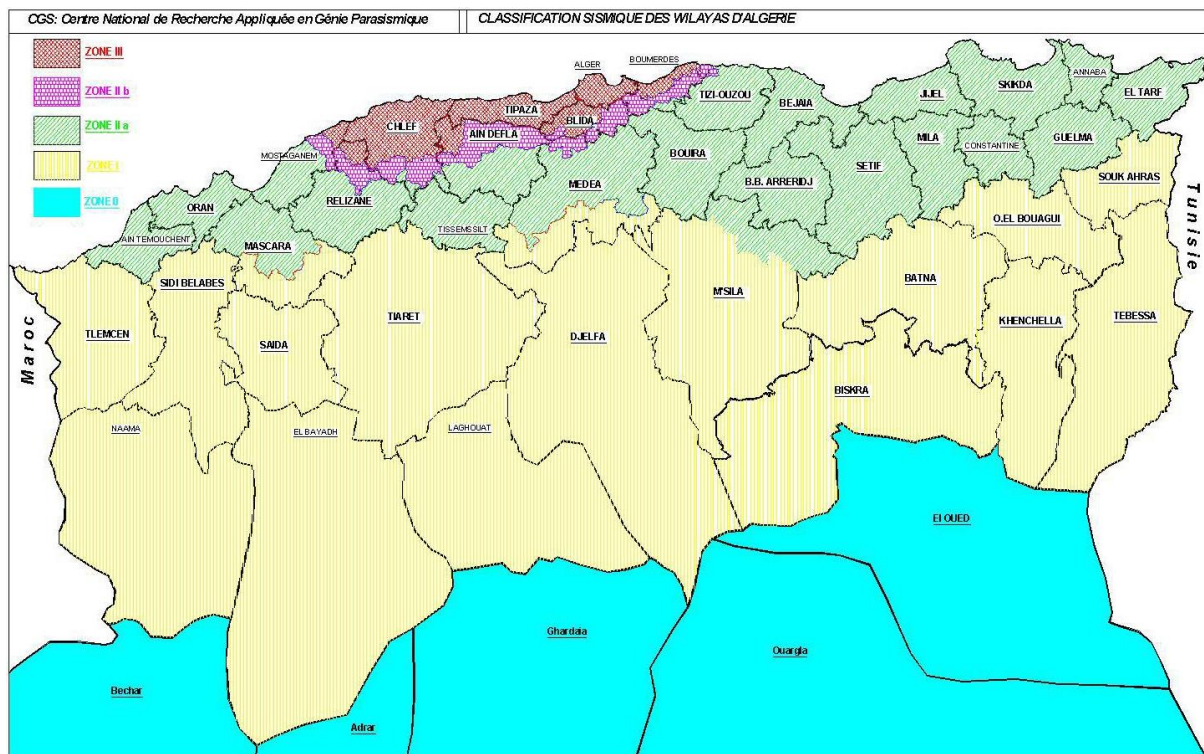


Figure VII-1 la carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage global des différentes wilayas

VII-1-2-Classification de notre ouvrage selon son importance (Art3.2 RPA99 version2003)

Notre ouvrage est fait pour usage industrielle dont la hauteur ne dépasse pas 48 m ce qui fait qu'il est classé dans le **groupe 3 : ouvrage de faible importance**

VII-1-3-Classification du site (Art3.3 RPA99 version2003)

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de « **Catégorie S₃** »

Dans la catégorie S₃ (**site meuble**), on retrouve les dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide caractérisé par une vitesse de l'onde de cisaillement $V_s \geq 200$ m/s à partir de 10m de profondeur

VII-1-4-Classification des systèmes de contreventement (Art. 8-4-2 RPA99 version2003)

Notre structure est contreventée par un système de palée triangulé en X.

Dans ce type de palée, il est admis de considérer que seules les barres tendues ; pour un sens donné de l'action sismique ; interviennent avec efficacité dans la résistance dissipative de l'ossature. Pour ce type de palées de contreventement, on a une valeur du coefficient R « **R=4** » (tableau 4.3 RPA99 version2003)

VII-2-Méthodes de calcul

Le règlement **RPA 99 version 2003** propose trois méthodes différentes de calcul :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérographes.

Pour notre étude nous avons opté pour la méthode statique équivalente, Le choix de cette méthode est particulièrement dicté par la simplicité de l'ouvrage, sa hauteur limité ($h = 13.7$ m < 65m) et sa régularité en plan ($6/60 = 10\% \leq 25\%$; $4.5/36 = 12.5\% \leq 25\%$; $0.25 < 60/36 = 1.66 < 4$)

Donc notre structure satisfait l'intégralité des conditions énumérées dans l'article (4.1.2) du **RPA 99Version 2003**

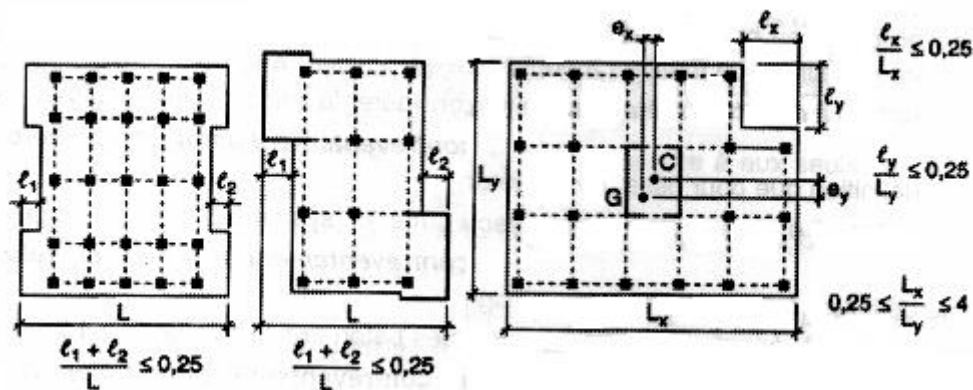


Figure VII-2 Limites des décrochements en plan

VII-3-Principe Méthode statique équivalente

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Il faut souligner toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément.

C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- Une ductilité suffisante
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures

VII-4-Calcul de la force sismique totale (art 4.2.3 RPA99/03)

La force sismique totale **V** appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment (**A = 0.10**)

Tableau VII-1 Coefficient d'accélération de zone A

Groupe	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

D : facteur d'amplification dynamique moyen en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \text{si } T \geq 3s \end{cases}$$

Avec :

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site

Tableau VII-2 période caractéristique associée à la catégorie du site

Site	S1	S2	S3	S4
T_2 (s)	0.3	0.4	0.5	0.7

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

Où :

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi = 4\% \Rightarrow$ remplissage léger

$\xi = 5\% \Rightarrow$ remplissage dense

Donc :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 4}} = 1.08 \geq 0.7$$

• Estimation de la période fondamentale de la structure T

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T \times h_N^{3/4}$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ($h = 13.7$ m)

C_T : coefficient en fonction de système de contreventement et du type de remplissage, donnée par le **tableau 4.6 RPA99/03**

Dans notre cas nous avons $C_T = 0.085$ (Portiques auto-stables en acier sans remplissage en maçonnerie).

On obtient :

$$T = 0.085 \times 13.7^{3/4} = 0.60 \text{ s}$$

Au final on a :

$$T_2 = 0.5 \text{ s} \leq T = 0.6 \text{ s} \leq 3 \text{ s} \Leftrightarrow D = 2.5 \times 1.08 \times \left(\frac{0.5}{0.6}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$D = 2.39$$

Q : Facteur de qualité déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

P_q : Est la pénalité à retenir selon les critères suivants qu'ils sont satisfaits ou non :

1. Conditions minimales sur les files de contreventement

- *Système de portiques* : chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.
- *Système de voiles* : chaque file de voiles doit comporter à tous les niveaux, au moins un (01) trumeau ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 0,67 ou bien deux (02) trumeaux ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 1,0. Ces trumeaux doivent s'élever sur toute la hauteur de l'étage et ne doivent avoir aucune ouverture ou perforation qui puisse réduire de manière significative leur résistance ou leur rigidité...

2. Redondance en plan

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

3. Régularité en plan

La structure est classée régulière en plan. (Cf. 3.5 1a)

4. Régularité en élévation

La structure est classée régulière en élévation. (Cf. 3.5 1b)

5. Contrôle de la qualité des matériaux

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise.

6. Contrôle de la qualité de l'exécution

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux

Tableau VII-3 Valeurs des pénalités P_q

Critère q	Valeur de P_q (X)		Valeur de P_q (Y)	
	Observation	Pénalité	Observation	Pénalité
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Oui	0
Redondance en plan	Non	0.05	Oui	0
Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.10	Non	0.10

$$Q_x = 1 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.10 = 1.25$$

$$Q_y = 1 + 0.05 + 0.10 = 1.15$$

W : Poids totale de la structure (Art 4.5 du RPA99/2003)

Avec :

$$W = \sum W_i$$

$$W_i = WGi + \beta WQi$$

WGi : Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels ;

WQi : Poids dû aux charges d'exploitations ;

β : Fonction de pondération selon la nature et la durée de la charge du **Tableau 4.5**

RPA99/2003

Dans notre cas $\beta=0.6$

- Calcul des charges permanente de tous les éléments

Tableau VII-4 Poids propre des éléments du premier étage

Elément	Type de profilé	Poids propre [daN/ml]	Longueur de l'élément [m]	Nombre d'élément	Poids total [daN]
Poteaux	HEA 500	155.0	6.5	33	33247.5
Potelets	HEB 260	93.0	8.2	4	3050.4
			7.35	8	5468.4
Traverses	IPE 450	77.6	9.16	42	29854.272
			4.81	2	746.512
Pannes	IPE 160	15.8	6	314	29767.2
Lisses de bardage	UPN 140	16.0	6	100	9600
			4.5	80	5760
Poutre au vents	L50x50x5	3.77	3.85	96	1393.392
Liernes	R 10	0.617	1.30	274	219.7754
			1.50	180	166.59
Palées de stabilité	L50x50x5	3.77	4.42	36	5999.8824
Elément	Matériaux	Poids propre [daN/m²]	Surface de l'élément [m²]	Nombre d'élément	Poids total [daN]
Couverture de toiture	TL 75	18.2	2140.68	1	38960.376
Bardage	LL 60	16.84	1075.2	1	18106.368
Poids total du premier étage					176940.6678

Tableau VII-5 Poids propre des éléments du RDC

Elément	Type de profilé	Poids propre [daN/ml]	Longueur de l'élément [m]	Nombre d'élément	Poids total [daN]
Poteaux	HEA 500	155.0	5.5	55	46887.5
Potelets	HEB 260	93.0	5.5	8	4092
Poutre principale	HEA 450	140	9	42	52920
			4.5	2	1260
Poutre secondaire	HEA 360	112	6	50	33600
Lisses de bardage	UPN 140	16.0	6	100	9600
			4.5	80	5760
Solive	IPE 200	26.2	6	302	47474.4
			3	10	786
Liernes	R 10	0.617	1.50	180	166.59
Palées de stabilité	L50x50x5	3.77	4.07	36	552.3804
Elément	Matériaux	Poids propre [daN/m²]	Surface de l'élément [m²]	Nombre d'élément	Poids total [daN]
Plancher mixte	Plancher	317	2070	1	656190
Bardage	LL 60	16.84	1056	1	17783.04
Poids total du premier étage					877071.9106

Tableau VII-6 Poids Total de la structure

Niveau	W_{Gi} [daN]	β	W_{Qi} [daN]	W [daN]
RDC	877071.9106	0.6	724500	1311771.9106
ET1	176940.6678	0.6	214068	305381.4678
$\sum W_i$				1617153.3784

Et du coup on obtient :

$$V_{x,y} = \frac{A \times D \times Q_{x,y}}{R} \times W$$

$$V_x = \frac{0.10 \times 2.39 \times 1.25}{4} \times 1617153.3784 = 120781.142 \text{ daN}$$

$$V_y = \frac{0.10 \times 2.39 \times 1.15}{4} \times 1617153.3784 = 11114.479 \text{ daN}$$

VII-5-Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i \times h_i}{\sum_{j=1}^n W_j \times h_j}$$

Avec :

F_i : force horizontale appliquée au niveau i

V : la force sismique totale

F_t : la force concentrée au sommet de la structure (D'après l'article 4.2.5 de l'RPA 99 version 2003)

w : poids total de la structure

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force F_i

h_j : niveau d'un plancher quelconque

On a :

$$T = 0.6 S < 0.7 S \Rightarrow F_t = 0$$

$$F_{X(RDC)} = \frac{120781.142 \times 1311771.9106 \times 5.5}{1311771.9106 \times 5.5 + 305381.4678 \times 6.5} = 94720.78 \text{ daN}$$

$$F_{Y(RDC)} = \frac{111230.27 \times 1311771.9106 \times 5.5}{1311771.9106 \times 5.5 + 305381.4678 \times 6.5} = 872270.21 \text{ daN}$$

$$F_{X(ET1)} = \frac{120781.142 \times 305381.4678 \times 6.5}{1311771.9106 \times 5.5 + 305381.4678 \times 6.5} = 26060.35 \text{ daN}$$

$$F_{Y(ET1)} = \frac{111230.27 \times 305381.4678 \times 6.5}{1311771.9106 \times 5.5 + 305381.4678 \times 6.5} = 23999.60 \text{ daN}$$

• Distribution de la force du vent

Les sollicitations dues au vent la plus défavorable (sens long pan) :

$$W_z = 78.57 \text{ daN/m}^2$$

$$V_{\text{vent}(x)} = W_z \times S_t = 78.57 \times 720 = 56570.4 \text{ daN}$$

Les sollicitations dues au vent la plus défavorable (sens pignon) :

$$W_z = 78.57 \text{ daN/m}^2$$

$$V_{\text{vent}(x)} = W_z \times S_t = 78.57 \times 462.2 = 36398.25 \text{ daN}$$

$$\text{➤ } V_{\text{vent}(x)} = 56570.4 \text{ daN} < V_x = 120781.142 \text{ daN}$$

$$\text{➤ } V_{\text{vent}(y)} = 36398.25 \text{ daN} < V_y = 11114.479 \text{ daN}$$

Conclusion

Les sollicitations dues à l'effort sismique dominant l'effort du vent dans les deux sens X et Y en devras donc révéifier les poteaux avec la charge sismique.

VII-6- Re-vérification des poteaux avec la charge sismique

La vérification doit vérifier la condition suivante avec prise en charge de la combinaison de charge sismique :

$$N_{sd} \leq N_{b,rd} = \chi \beta_A \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$N_{sd} = G + Q + E = 173577,022 \text{ daN}$$

$$N_{b,rd} = 0.9363 \times \frac{197.5 \times 2750}{1.1} = 462298.12 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 173577,022 \text{ daN} \leq N_{b,rd} = 462298.12 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

Conclusion

Le profilé HEA 500 est vérifié sous la charge sismique

Chapitre VIII :

Calcul des Assemblages

VIII-Introduction

Les ossatures de bâtiments en acier sont constituées de différents types d'éléments structuraux qui doivent être chacun relié aux parties environnantes de la structure de manière appropriée. Cela implique le recours à de nombreuses formes d'assemblages.

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

Les trois principaux types d'assemblages dans un portique à simple travée sont ceux qui se situent au niveau du jarret, du faitage et du pied de poteau.

Le jarret peut être utilisé afin d'augmenter la résistance à la flexion de la traverse ainsi que pour fournir suffisamment de hauteur au niveau de l'interface traverse-poteau, pour que l'assemblage soit efficace.

VIII-1- Classe d'assemblages

Les classes principales d'assemblages sont les suivantes :

- Assemblages où se produit un changement de direction : assemblages poutre-poteau, assemblages poutre-poutre et assemblages entre éléments de structures en treillis.
- Assemblages d'éléments différents incluant l'assemblage de la structure en acier à d'autres parties du bâtiment comme : les pieds de poteaux, les assemblages au noyau en béton et les assemblages avec des panneaux, des planchers et des toitures.

VIII-2- Type d'assemblages

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 rivetages ;
 - Le boulonnage.
- Les assemblages encastrés (rigides) : qui transmettent en outre les divers moments :
 - Le collage
 - Le soudage

Les moyens les plus courants dans l'assemblage des structures métalliques sont :

- Le boulonnage ;
- La soudure.

VIII-2-1- Le boulonnage

Les boulons de construction sont disponibles dans de nombreuses dimensions et nuances. Les boulons non précontraints sont utilisés dans la majorité des structures. En cas d'exigences particulières en matière de raideur, par exemple lorsque le glissement doit être empêché en

raison d'un chargement alterné ou d'un risque de fatigue, on a recours à des boulons à haute résistance précontraints.

La résistance d'un assemblage (non précontraint) travaillant en pression diamétrale dépend de la résistance des boulons en cisaillement et de la résistance des plats à la pression diamétrale.

Il existe deux (02) types de boulonneries à savoir :

a) Boulons ordinaires

Les boulons ordinaires sont fabriqués avec de l'acier à faible teneur en carbone, ils sont prévus pour être mis en œuvre avec un serrage simple non contrôlé.

La transmission des efforts se fait par obstacle (pression des boulons contre les trous des pièces assemblées par cisaillement des tiges). Ce type d'assemblage, de moins en moins utilisé aujourd'hui, est pratiquement réservé aux constructions provisoires, donc démontables.

Ses caractéristiques dimensionnelles et mécaniques sont résumées dans le tableau X-1 et X-2 :

Tableau VIII-1 Caractéristiques dimensionnelles des boulons ordinaires.

Désignation	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
d [mm]	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
d ₀ [mm]	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A [mm ²]	50.3	78.5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
A _s [mm ²]	36.6	58	84.3	115	157	192	245	303	353	459	561
d _m [mm]	14	18.3	20.5	23.7	24.6	29.1	32.4	34.5	38.8	44.2	49.6

Avec :

d: Diamètre de la partie non filetée de la vis.

d₀ : Diamètre nominal du trou

A : Section nominale du boulon

A_s : Section résistante de la partie filetée

d_m : Diamètre moyen entre le cercle circonscrit et le cercle inscrit à la tête du boulon

Tableau VIII-2 Caractéristique mécanique des boulons ordinaires selon leur classe d'acier

Valeur de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance à la traction f_{ub} des boulons							
Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}(N/mm^2)$	240	320	300	400	480	640	900
$f_{ub}(N/mm^2)$	400	400	500	500	600	800	1000

b) Les boulons précontraints (haute résistance) :

Pressente le même aspect qu'un boulon ordinaire, un boulon HR est constitué d'acier à haute limite élastique et comporte une rondelle incorporée à la tête. Lors du boulonnage, il est serré fortement, ce qui a pour effet de lui communiquer un effort de précontrainte, qui agit parallèlement à l'axe du boulon. Cette précontrainte développe, par frottement mutuelle des pièces, une forte résistance à leur glissement relatif.

Contrairement aux boulons ordinaires, les boulons HR ne travaillent pas au cisaillement, mais transmettent les efforts par frottement.

Le tableau X-3 nous montre les caractéristiques mécaniques des boulons HR :

Tableau VIII-3 Caractéristique mécanique des boulons précontraints selon leur classe d'acier

Classe	HR 8.8	HR 10.9
$f_{yb}(N/mm^2)$	640	900
$f_{ub}(N/mm^2)$	800	1000

Ses avantages :

- Déformation très réduite par rapport aux autres types d'assemblages boulonnés (grande raideur) ;
- Le boulon HR peut travailler en pression diamétrale s'il perd sa précontrainte ;
- Capacité à supporter des charges alternées ;
- Meilleur comportement en fatigue.

VIII-2-2- La soudure

Il existe plusieurs procédés dont le soudage à l'arc électrique, le soudage à l'arc à l'électrode enrobée, soudage manuel ou soudage à la baguette qui est le plus connu des procédés de soudure.

Lorsque des conditions favorables de travail sont réunies, le soudage constitue le moyen le plus économique de réaliser des assemblages résistants, c'est la raison pour laquelle les assemblages fabriqués en atelier sont habituellement soudés. En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudures doivent être inspectées pour déceler les éventuels défauts et ainsi s'assurer de leur capacité à remplir le rôle qui leur est réservé au sein de la structure.

Deux types de soudures sont couramment utilisés : les soudures d'angle et les soudures en bout.

VIII-3- Calcul des assemblages de la poutre au vent

Il s'agit d'un assemblage boulonné d'une cornière L50x50x5 sur un gousset.

- Les boulons sont des M14 de qualité 6.8
- L'acier constitutif des pièces est S275 ($f_u = 430$ MPa)
- $N_{sd} = 4500.67$ daN

VIII-3-1- Choix du nombre de boulons

$$F_{v,rd} = \frac{\alpha_v \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0.5 \times 600 \times 115 \times 10^{-1}}{1.25} = 2760 \text{ daN}$$

α_v : 0.5 pour les classes des boulons : 4.8 ; 5.8 ; 6.8 et 10.9 (moins ductile)

$$n_b \geq \frac{N_{sd}}{F_{v,rd}} = \frac{4500.67}{2760} \text{ soit } 2 \text{ boulons}$$

VIII-3-2- Positionnement des boulons

a) Espacement entre les boulons :

$$2.2d_0 < p_1 < 14t \text{ ou } 200 \text{ mm}$$

$$2.2d_0 = 33 \text{ mm} < p_1 < 14t = 70 \text{ mm soit } p_1 = 45 \text{ mm}$$

b) Pince longitudinale e_1

$$1.2d_0 < e_1 < 4t + 40 \text{ mm}$$

$$1.2d_0 = 18 \text{ mm} < e_1 < 4t + 40 \text{ mm} = 60 \text{ mm soit } e_1 = 45 \text{ mm}$$

c) Pince transversal e_2

$$1.2d_0 < e_2 < 4t + 40 \text{ mm}$$

$$1.2d_0 = 18 \text{ mm} < e_2 < 4t + 40 \text{ mm} = 60 \text{ mm soit } e_2 = 20 \text{ mm}$$

VIII-3-3- Vérification de la pression diamétrale

$$F_{b,rd} = \frac{k_1 \times \alpha_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}}$$

➤ Dans la direction des efforts :

Boulons de rive :

$$\alpha_b = \min \left[\alpha_d; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right] \quad ; \quad \alpha_d = \frac{e_1}{3d_0} = \frac{45}{3 \times 15} = 1$$

$$\alpha_b = \min[1; 1.39; 1] = 1$$

➤ Perpendiculaire à la direction des efforts :

Boulons de rive :

$$k_1 = \min \left[\left(2.8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1.7 \right); 2.5 \right]$$

$$k_1 = \min[2.03; 2.5] = 2.03$$

$$F_{b,rd} = \frac{2.03 \times 1 \times 430 \times 14 \times 5 \times 10^{-1}}{1.25} = 4888.24 \text{ daN} > F_{v,rd} = 2760 \text{ daN} \text{ Vérifier}$$

VIII-3-4- Vérification de la résistance à la traction de la cornièreLa cornière doit résister à la traction sous l'effort $N_{sd}=4500.67 \text{ daN}$

$$N_{sd} \leq N_{t,rd} = \min[N_{pl,rd}; N_{u,rd}]$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{480 \times 275 \times 10^{-1}}{1.1} = 12000 \text{ daN}$$

$$N_{u,rd} = \frac{0.9A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times 405 \times 430 \times 10^{-1}}{1.25} = 12538.8 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 4500.67 \text{ daN} \leq N_{t,rd} = 12000 \text{ daN} \rightarrow \text{Condition Vérifier}$$

VIII-3-5-Vérification de la résistance à la traction du gousset

Le gousset doit résister à la traction sous l'effort $N_{sd}=4500.67 \text{ daN}$

$$N_{sd} \leq N_{t,rd} = \min[N_{pl,rd}; N_{u,rd}]$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{t \times h \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{15 \times h \times 275 \times 10^{-1}}{1.1} > N_{sd}$$

$$N_{u,rd} = \frac{0.9A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9(h - d_0)t \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times (h - 15)15 \times 430 \times 10^{-1}}{1.25} > N_{sd}$$

Au niveau du 1^{er} boulons :

$$N_{pl,rd} = \frac{15 \times h \times 275 \times 10^{-1}}{1.1} > \frac{N_{sd}}{n_b} = \frac{4500.67}{2} = 2250.335 \text{ daN}$$

D'où :

$$h > \frac{1.1 \times 2250.335}{15 \times 27.5} = 6 \text{ mm}$$

$$h > \frac{1.25 \times 2250.335}{15 \times 43 \times 0.9} + 15 = 19.84 \text{ mm}$$

Vu qu'on a une cornière de 50mm de hauteur et que le h du gousset doit être supérieur à 19.84 mm ont choisi une hauteur h=50 mm

Au niveau du 2nd boulons :

$$N_{pl,rd} = \frac{15 \times h \times 275 \times 10^{-1}}{1.1} > N_{sd} = 4500.67 \text{ daN}$$

D'où :

$$h > \frac{1.1 \times 4500.67}{15 \times 27.5} = 12 \text{ mm}$$

$$h > \frac{1.25 \times 4500.67}{15 \times 43 \times 0.9} + 15 = 24.69 \text{ mm}$$

On prend un hauteur h=80 mm

VIII-3-6- Vérification de la cornière au cisaillement de bloc

$$V_{eff,2,rd} = 0.5 \frac{f_u A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{f_y A_{nv}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

Où :

A_{nt} : aire nette soumise à la traction

A_{nv} : aire nette de cisaillement

$$A_{nt} = \left(30 - \frac{15}{2}\right) \times 5 = 112.5 \text{ mm}^2$$

$$A_{nv} = \left(45 + 45 - 15 - \frac{15}{2}\right) \times 5 = 337.5 \text{ mm}^2$$

$$V_{eff,2,rd} = 0.5 \frac{43 \times 112.5}{1.25} + \frac{27.5 \times 337.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 6806.39 \text{ daN} > N_{sd} = 4500.67 \text{ daN}$$

L'assemblage résiste au cisaillement de bloqué avec 2 boulons et $p_1=45\text{mm}$

VIII-3-7-Vérification aux effort combinée de cisaillement et de traction

La vérification se fait selon la formule d'interaction suivante :

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1.4F_{t,rd}} \leq 1$$

$$F_{v,rd} = \frac{\alpha_v \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0.5 \times 600 \times 115 \times 10^{-1}}{1.25} = 2760 \text{ daN}$$

$$F_{t,rd} = \frac{0.9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times 600 \times 115 \times 10^{-1}}{1.25} = 4968 \text{ daN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{N_{sd} \times \cos 37.35}{8} = \frac{4500.67 \times \cos 37.35}{8} = 447.22 \text{ daN}$$

$$F_{t,sd} = \frac{N_{sd} \times \sin 37.35}{8} = \frac{4500.67 \times \sin 37.35}{8} = 341.30 \text{ daN}$$

$$\frac{447.22}{2760} + \frac{341.30}{1.4 \times 4968} = 0.21 \leq 1 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Conclusion

L'assemblage est vérifié au cisaillement, la traction et aux efforts combiné

VIII-4-Calcul des assemblages du palée de stabilité

Il s'agit d'un assemblage boulonné d'une cornière L50x50x5 sur un gousset.

- Les boulons sont des M14 de qualité 6.8
- L'acier constitutif des pièces est S275 ($f_u = 430 \text{ MPa}$)
- $N_{sd} = 5755.58 \text{ daN}$

VIII-4-1- Choix du nombre de boulons

$$F_{v,rd} = \frac{\alpha_v \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0.5 \times 600 \times 115 \times 10^{-1}}{1.25} = 2760 \text{ daN}$$

α_v : 0.5 pour les classes des boulons : 4.8 ; 5.8 ; 6.8 et 10.9 (moins ductile)

$$n_b \geq \frac{N_{sd}}{F_{v,rd}} = \frac{5755.58}{2760} = 2.08 \text{ soit 3 boulons}$$

VIII-4-2- Positionnement des boulons

a) Espacement entre les boulons :

$$2.2d_0 < p_1 < 14t \text{ ou } 200 \text{ mm}$$

$$2.2d_0 = 33 \text{ mm} < p_1 < 14t = 70\text{mm} \text{ soit } p_1 = 45\text{mm}$$

b) Pince longitudinale e_1

$$1.2d_0 < e_1 < 4t + 40\text{mm}$$

$$1.2d_0 = 18 \text{ mm} < e_1 < 4t + 40\text{mm} = 60 \text{ mm} \text{ soit } e_1 = 45\text{mm}$$

c) Pince transversal e_2

$$1.2d_0 < e_2 < 4t + 40mm$$

$$1.2d_0 = 18 \text{ mm} < e_2 < 4t + 40mm = 60 \text{ mm soit } e_2 = 20mm$$

VIII-4-3- Vérification de la pression diamétrale

$$F_{b,rd} = \frac{k_1 \times \alpha_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}}$$

➤ Dans la direction des efforts :

Boulons de rive :

$$\alpha_b = \min \left[\alpha_d; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right] ; \quad \alpha_d = \frac{e_1}{3d_0} = \frac{45}{3 \times 15} = 1$$

$$\alpha_b = \min[1; 1.39; 1] = 1$$

Boulon intérieur :

$$\alpha_b = \min \left[\alpha_d; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right] ; \quad \alpha_d = \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} = \frac{45}{3 \times 15} - \frac{1}{4} = 0.75$$

$$\alpha_b = \min[0.75; 1.39; 1] = 0.75$$

➤ Perpendiculaire à la direction des efforts :

Boulons de rive :

$$k_1 = \min \left[\left(2.8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1.7 \right); 2.5 \right]$$

$$k_1 = \min[2.03; 2.5] = 2.03$$

$$F_{b,rd} = \frac{2.03 \times 1 \times 430 \times 14 \times 5 \times 10^{-1}}{1.25} = 4888.24 \text{ daN} > F_{v,rd} = 2760 \text{ daN} \text{ Vérifié}$$

Boulon intérieur :

$$k_1 = \min \left[\left(2.8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1.7 \right); 2.5 \right]$$

$$k_1 = \min[2.03; 2.5] = 2.03$$

$$F_{b,rd} = \frac{2.03 \times 0.75 \times 430 \times 14 \times 5 \times 10^{-1}}{1.25} = 3666.18 \text{ daN} > F_{v,rd} = 2760 \text{ daN} \text{ Vérifié}$$

VIII-4-4- Vérification de la résistance à la traction de la cornière

La cornière doit résister à la traction sous l'effort $N_{sd}=5755.58 \text{ daN}$

$$N_{sd} \leq N_{t,rd} = \min[N_{pl,rd}; N_{u,rd}]$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{480 \times 275 \times 10^{-1}}{1.1} = 12000 \text{ daN}$$

$$N_{u,rd} = \frac{0.9A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times 405 \times 430 \times 10^{-1}}{1.25} = 12538.8 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 5755.58 \text{ daN} \leq N_{t,rd} = 12000 \text{ daN} \rightarrow \textbf{Condition Vérifier}$$

VIII-4-5-Vérification de la résistance à la traction du gousset

Le gousset doit résister à la traction sous l'effort $N_{sd}=5755.58 \text{ daN}$

$$N_{sd} \leq N_{t,rd} = \min[N_{pl,rd}; N_{u,rd}]$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{t \times h \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{15 \times h \times 275 \times 10^{-1}}{1.1} > N_{sd}$$

$$N_{u,rd} = \frac{0.9A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9(h - d_0)t \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times (h - 15)15 \times 430 \times 10^{-1}}{1.25} > N_{sd}$$

Au niveau du 1^{er} boulons :

$$N_{pl,rd} = \frac{15 \times h \times 275 \times 10^{-1}}{1.1} > \frac{N_{sd}}{n_b} = \frac{5755.58}{3} = 1918.52 \text{ daN}$$

D'où :

$$h > \frac{1.1 \times 1918.52}{15 \times 27.5} = 5.11 \text{ mm}$$

$$h > \frac{1.25 \times 1918.52}{15 \times 43 \times 0.9} + 15 = 19.13 \text{ mm}$$

Vu qu'on a une cornière de 50mm de hauteur et que le h du gousset doit être supérieur à 19.13 mm on choisit une hauteur h=50 mm

Au niveau du 3^{eme} boulons :

$$N_{pl,rd} = \frac{15 \times h \times 275 \times 10^{-1}}{1.1} > N_{sd} = 5755.58 \text{ daN}$$

D'où :

$$h > \frac{1.1 \times 5755.58}{15 \times 27.5} = 15.34 \text{ mm}$$

$$h > \frac{1.25 \times 5755.58}{15 \times 43 \times 0.9} + 15 = 27.39 \text{ mm}$$

On prend un hauteur h=80 mm

VIII-4-6- Vérification de la cornière au cisaillement de bloc

$$V_{eff,2,rd} = 0.5 \frac{f_u A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{f_y A_{nv}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

Où :

A_{nt} : aire nette soumise à la traction

A_{nv} : aire nette de cisaillement

$$A_{nt} = \left(30 - \frac{15}{2}\right) \times 5 = 112.5 \text{ mm}^2$$

$$A_{nv} = \left(45 + 2 \times 45 - 2 \times 15 - \frac{15}{2}\right) \times 5 = 487.5 \text{ mm}^2$$

$$V_{eff,2,rd} = 0.5 \frac{43 \times 112.5}{1.25} + \frac{27.5 \times 487.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 8971.45 \text{ daN} > N_{sd} = 5755.58 \text{ daN}$$

L'assemblage résiste au cisaillement de bloqué avec 3 boulons et $p_1=45\text{mm}$

VIII-4-7-Vérification aux effort combinée de cisaillement et de traction

La vérification se fait selon la formule d'interaction suivante :

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1.4F_{t,rd}} \leq 1$$

$$F_{v,rd} = \frac{\alpha_v \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0.5 \times 600 \times 115 \times 10^{-1}}{1.25} = 2760 \text{ daN}$$

$$F_{t,rd} = \frac{0.9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times 600 \times 115 \times 10^{-1}}{1.25} = 4968 \text{ daN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{N_{sd} \times \cos 42.51}{8} = \frac{5755.58 \times \cos 42.51}{8} = 530.34 \text{ daN}$$

$$F_{t,sd} = \frac{N_{sd} \times \sin 42.51}{8} = \frac{5755.58 \times \sin 42.51}{8} = 486.14 \text{ daN}$$

$$\frac{530.34}{2760} + \frac{486.14}{1.4 \times 4968} = 0.26 \leq 1 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Conclusion

L'assemblage est vérifié au cisaillement, la traction et aux efforts combiné

VIII-5- Calcul de l'assemblage de rive

Il s'agit d'un assemblage constitué de 12 boulons avec une platine de 20 mm

- Les boulons sont des M16 de qualité 10.9
- Poutre et jarret en IPE 450
- Poteau HEA 500
- L'acier constitutif des pièces est S275 ($f_u = 430 \text{ MPa}$)
- $N_{sd} = 8946.51 \text{ daN}$
- $V_{sd} = 10582.53 \text{ daN}$
- $M_{sd} = 24886.23 \text{ daN.m}$

VIII-5-1- Calcul du moment résistant

$$M_{rd} = \frac{N_1 \times \sum d_i^2}{d_1} \quad \text{d'ou} \quad N_1 = \frac{M_{rd1} \times d_1}{\sum d_i^2}$$

Nous avons :

$d_1=668 \text{ mm}$; $d_2=548 \text{ mm}$; $d_3=428 \text{ mm}$; $d_4=308 \text{ mm}$; $d_5=188 \text{ mm}$; $d_6=68 \text{ mm}$;

a) L'effort de calcul de précontrainte autoriser dans les boulons

$$F_{pc} = 0.7 f_{ub} \times A_s$$

$$F_{pc} = 0.7 \times 1000 \times 10^{-1} \times 245 = 17150 \text{ daN} \rightarrow \text{pour 1 boulon}$$

b) Le moment résistant effectif de l'assemblage

$$M_{rd} = \frac{N_1 \times \sum d_i^2}{d_1} = M_{rd} = \frac{n F_{pc} \times \sum d_i^2}{d_1}$$

$n=2$: le nombre de boulons dans une rangée horizontale

$$M_{rd} = \frac{2 \times 17150 \times (0.668^2 + 0.548^2 + 0.428^2 + 0.308^2 + 0.188^2 + 0.068^2)}{0.668}$$

$$= 54661.46 \text{ daN.m}$$

VIII-5-2- Vérification à la résistance de l'assemblage

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

$$M_{sd} = 24886.23 \text{ daN.m} \leq M_{rd} = 54661.46 \text{ daN.m}$$

VIII-5-3- Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant

Nous avons : pour 1 seul boulon

$$\frac{F_{v,sd}}{n} = \frac{10582.53}{12} = 881.87 \text{ daN}$$

$$F_{v,rd} = \frac{k_s \times m \times \mu \times F_{pc}}{\gamma_{M2}}$$

Avec :

$\mu = 0.5$ classe A : coefficient de frottement (Eurocode 3 § 6.5.8.3)

$k_s = 1$: trou normale (Eurocode 3 § 6.5.8.1)

$m = 1$: 1 plan de frottement (Eurocode 3 § 6.5.8.1)

$$F_{v,rd} = \frac{1 \times 1 \times 0.5 \times 17150}{1.25} = 6860 \text{ daN}$$

Pour que ça soit vérifié il faut que :

$$\frac{F_{v,sd}}{n} = 881.87 \text{ daN} \leq F_{v,rd} = 6860 \text{ daN} \rightarrow \text{Condition Vérifié}$$

VIII-5-4- Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue

$$F_v \leq F_{t,rd}$$

$$F_{t,rd} = t_{wc} \times b_{eff} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

t_{wc} : épaisseur de l'âme du poteau

$b_{eff} = p$: entraxe rangée des boulons

$$F_{t,rd} = 12 \times 120 \times \frac{27.5}{1.1} = 36000 \text{ daN}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{24886.23}{(490 - 23) \times 10^{-3}} = 53289.57 \text{ daN}$$

$$F_v = 53289.57 \text{ daN} > F_{t,rd} = 36000 \text{ daN} \rightarrow \text{Condition Non Vérifié}$$

D'où la nécessité de raidissage d'une épaisseur de 14 mm

VIII-5-5-Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée

$$N_{sd} \leq F_{c,rd}$$

$$F_{c,rd} = \frac{k_c \rho b_{eff} t_{wc} f_y}{\gamma_{M1} \sqrt{(1 + 1.3(b_{eff}/h)^2)}} ; b_{eff} = t_{fb} + 2a_p \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

Lorsque $\sigma_{c,sd} \leq 0.7f_y \rightarrow k_c = 1$

Lorsque $\sigma_{c,sd} > 0.7f_y \rightarrow k_c = 1.7 - \sigma_{c,sd}/f_y$

$$\sigma_{c,sd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd} \times Z_{max}}{I_y} = \frac{10582.53}{197.5} + \frac{2488623 \times 27}{86970} = 826.18 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{c,sd} = 826.18 \text{ daN/cm}^2 \leq 0.7f_y = 1925 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow k_c = 1$$

On obtient :

$$b_{eff} = 15 + 2 \times 6\sqrt{2} + 5(23 + 27) + 2 \times 20 = 321.97 \text{ mm}$$

Nous avons :

Si $\bar{\lambda}_p \leq 0.72 \rightarrow \rho = 1$

Si $\bar{\lambda}_p > 0.72 \rightarrow \rho = (\bar{\lambda}_p - 0.2)/\bar{\lambda}_p^2$

$$\bar{\lambda}_p = 0.932 \sqrt{\frac{b_{eff} d_{wc} f_y}{E t_{wc}^2}}$$

$$d_{wc} = (h - 2(t_{fc} + r_c)) = (490 - 2(23 + 27)) = 390 \text{ mm}$$

Du coup :

$$\bar{\lambda}_p = 0.932 \sqrt{\frac{32.197 \times 39 \times 27.5}{2.1 \times 10^4 \times 1.2^2}} = 0.995 > 0.72$$

Donc :

$$\rho = (0.995 - 0.2)/0.995^2 = 0.80$$

Au final :

$$F_{c,rd} = \frac{1 \times 0.8 \times 32.197 \times 1.2 \times 2750}{1.1 \sqrt{(1 + 1.3(32.197/49)^2)}} = 61842.32 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = \sum N_i ; N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$$N_1 = \frac{24886.23 \times 0.668}{1.064544} = 15616.07 \text{ daN}$$

$$N_2 = \frac{24886.23 \times 0.548}{1.064544} = 12810.79 \text{ daN}$$

$$N_3 = \frac{24886.23 \times 0.428}{1.064544} = 10005.51 \text{ daN}$$

$$N_4 = \frac{24886.23 \times 0.308}{1.064544} = 7200.22 \text{ daN}$$

$$N_5 = \frac{24886.23 \times 0.188}{1.064544} = 4394.94 \text{ daN}$$

$$N_6 = \frac{24886.23 \times 0.068}{1.064544} = 1589.66 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 51617.19 \text{ daN} \leq F_{c,rd} = 61842.32 \text{ daN} \rightarrow \text{Condition Vérifié}$$

Pas besoin de raidisseur dans la partie comprimé

VIII-5-6-Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée

$$F_{v,rd} = \frac{h \times t_w \times 0.58 f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{490 \times 12 \times 0.58 \times 27.5}{1.1} = 85260 \text{ daN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{24886.23}{0.490 - 0.023} = 53289.57 \text{ daN}$$

$$F_{v,sd} = 53289.57 \text{ daN} \leq F_{v,rd} = 85260 \text{ daN} \rightarrow \text{Condition Vérifié}$$

Conclusion

L'assemblage de rive et vérifié

VIII-6-Calcul des assemblages avec logiciel Robot 2023

Pour le reste des assemblages on a opté pour une étude avec logiciel (ROBOT 2023), afin de diversifier les méthodes de calcul.

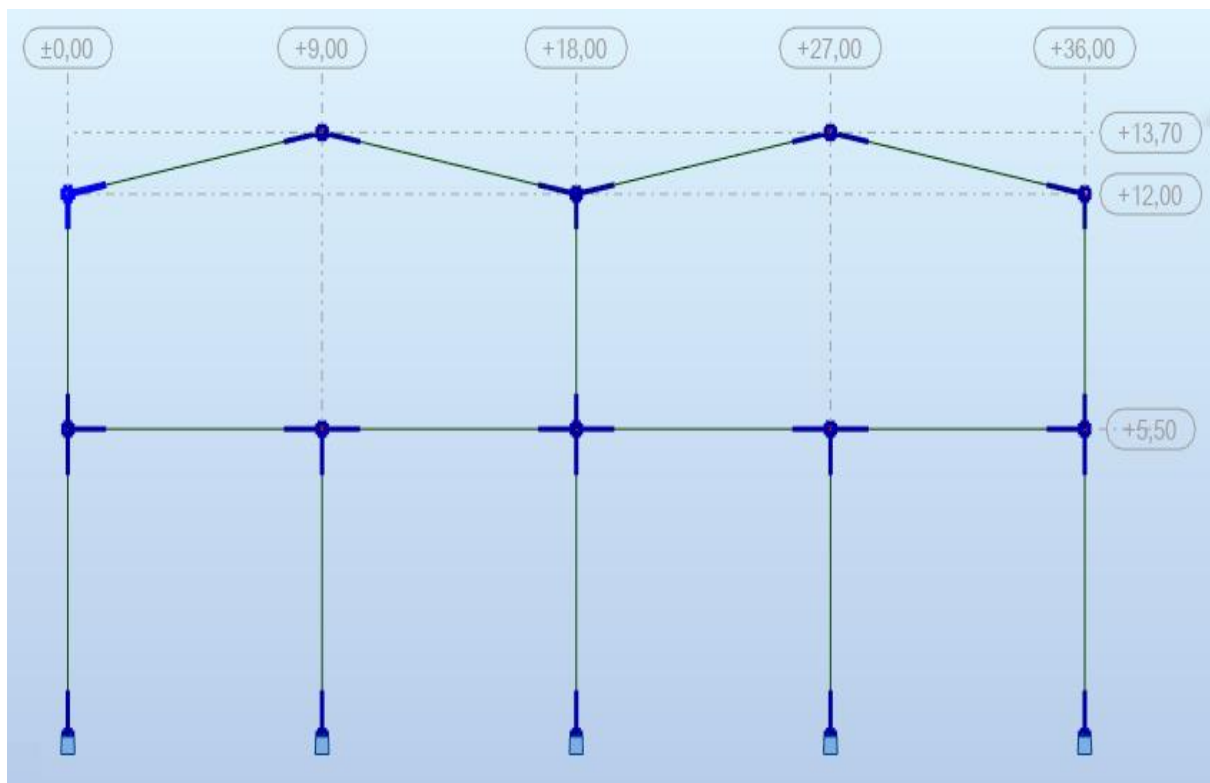


Figure VIII-1 Vue d'ensemble des assemblages sur ROBOT

GÉNÉRAL

Assemblage N°: 1
 Nom de l'assemblage: Angle de portique
 Noeud de la structure: 1
 Barres de la structure: 5, 1

GÉOMÉTRIE**POTEAU**

Profilé: HEA 500
 Barre N°: 5
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 490$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 12$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 23$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 197,54$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 86974,80$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: S 275
 $f_{yc} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 450
 Barre N°: 1
 $\alpha = 10,7$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 450$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 190$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 15$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 21$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $r_b = 21$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 98,82$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xb} = 33742,90$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: S 275
 $f_{yb} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
 Classe = 10.9 Classe du boulon
 $F_{tRd} = 11304,00$ [daN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 6$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 50$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
 Ecartement $e_i = 110$ [mm]
 Entraxe $p_i = 120; 120; 120; 120; 120$ [mm]

PLATINE

$h_p = 738$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_p = 190$ [mm] Largeur de la platine
 $t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: S 275
 $f_{yp} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance

JARRET INFÉRIEUR

$w_d = 200$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{fd} = 12$ [mm] Epaisseur de l'aile
 $h_d = 240$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{wd} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme
 $l_d = 400$ [mm] Longueur de la platine
 $\alpha = 38,6$ [Deg] Angle d'inclinaison
 Matériau: S 275
 $f_{ybu} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 6$ [mm] Soudure âme
 $a_r = 6$ [mm] Soudure semelle
 $a_{fd} = 6$ [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: 5: ELU (1.35G+1.5Q) 1*1.35+2*1.50

$M_{b1,Ed} = 24886,23$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
 $V_{b1,Ed} = 10582,53$ [daN] Effort tranchant dans la poutre droite
 $N_{b1,Ed} = -8946,51$ [daN] Effort axial dans la poutre droite
 $M_{c1,Ed} = 24886,23$ [daN*m] Moment fléchissant dans le poteau inférieur
 $V_{c1,Ed} = 8946,51$ [daN] Effort tranchant dans le poteau inférieur
 $N_{c1,Ed} = -10582,53$ [daN] Effort axial dans le poteau inférieur

RÉSULTATS

RÉSISTANCES DE LA POUTRE

COMPRESSION

$A_b = 98,82$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]
 $N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$
 $N_{cb,Rd} = 271755,00$ [daN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILEMENT

$A_{vb} = 70,04$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
 $V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$
 $V_{cb,Rd} = 111210,42$ [daN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
 $V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ 0,10 < 1,00 **vérifié** (0,10)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 1701,79$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
 $M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$
 $M_{b,pl,Rd} = 46799,23$ [daN*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

$W_{pl} = 2680,27$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{cb,Rd} = 73707,38 \text{ [daN*m]} \text{ Résistance de calcul de la section à la flexion}$$

EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$$M_{cb,Rd} = 73707,38 \text{ [daN*m]} \text{ Résistance de calcul de la section à la flexion}$$

EN1993-1-1:[6.2.5]

$$h_f = 683 \text{ [mm]} \text{ Distance entre les centres de gravité des ailes}$$

[6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$$F_{c,fb,Rd} = 107941,36 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'aile et de l'âme comprimées}$$

[6.2.6.7.(1)]

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$\beta = 10,7 \text{ [Deg]} \text{ Angle entre la platine d'about et la poutre}$$

$$\gamma = 38,6 \text{ [Deg]} \text{ Angle d'inclinaison du renfort}$$

$$b_{eff,c,wb} = 221 \text{ [mm]} \text{ Largeur efficace de l'âme à la compression}$$

[6.2.6.2.(1)]

$$A_{vb} = 50,84 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section au cisaillement}$$

EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$$\omega = 0,91 \text{ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement}$$

[6.2.6.2.(1)]

$$\sigma_{com,Ed} = 14874053,8 \text{ [daN/m}^2\text{]} \text{ Contrainte de compression maximale dans l'âme}$$

[6.2.6.2.(2)]

$$k_{wc} = 1,00 \text{ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression}$$

[6.2.6.2.(2)]

$$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd1} = 86172,50 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'âme de la poutre}$$

[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$$d_{wb} = 379 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de l'âme comprimée}$$

[6.2.6.2.(1)]

$$\lambda_p = 1,04 \text{ Elancement de plaque}$$

[6.2.6.2.(1)]

$$\rho = 0,78 \text{ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément}$$

[6.2.6.2.(1)]

$$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd2} = 67065,30 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'âme de la poutre}$$

[6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'aile du renfort

$$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0,8 \gamma_{M0})$$

$$F_{c,wb,Rd3} = 78375,00 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'aile du renfort}$$

[6.2.6.7.(1)]

Résistance finale:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \min(F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$$

$$F_{c,wb,Rd,low} = 67065,30 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'âme de la poutre}$$

[6.2.6.2.(1)]

RÉSISTANCES DU POTEAU**PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT**

$$M_{b1,Ed} = 24886,23 \text{ [daN*m]} \text{ Moment fléchissant dans la poutre droite}$$

[5.3.(3)]

$$M_{b2,Ed} = 0,00 \text{ [daN*m]} \text{ Moment fléchissant dans la poutre gauche}$$

[5.3.(3)]

$$V_{c1,Ed} = 8946,51 \text{ [daN]} \text{ Effort tranchant dans le poteau inférieur}$$

[5.3.(3)]

$$V_{c2,Ed} = 0,00 \text{ [daN]} \text{ Effort tranchant dans le poteau supérieur}$$

[5.3.(3)]

$$z = 600 \text{ [mm]} \text{ Bras de levier}$$

[6.2.5]

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$$V_{wp,Ed} = 36984,75 \text{ [daN]} \text{ Panneau d'âme en cisaillement}$$

[5.3.(3)]

$$A_{vs} = 74,72 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de cisaillement de l'âme du poteau}$$

EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$$A_{vc} = 74,72 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section au cisaillement}$$

EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$$V_{wp,Rd} = 0,9 (f_{y,wc} A_{vc} + f_{y,wp} A_{vp} + f_{ys} A_{vd}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0})$$

$$V_{wp,Rd} = 106770,54 \text{ [daN]} \text{ Résistance du panneau d'âme au cisaillement}$$

[6.2.6.1]

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$$

$$0,35 < 1,00$$

vérifié

(0,35)

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$t_{wc} = 12 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur efficace de l'âme du poteau}$$

[6.2.6.2.(6)]

$$b_{eff,c,wc} = 322 \text{ [mm]} \text{ Largeur efficace de l'âme à la compression}$$

[6.2.6.2.(1)]

$$A_{vc} = 74,72 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section au cisaillement}$$

EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$$\omega = 0,86 \text{ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement}$$

[6.2.6.2.(1)]

$$\sigma_{com,Ed} = 6115278,96 \text{ [daN/m}^2\text{]} \text{ Contrainte de compression maximale dans l'âme}$$

[6.2.6.2.(2)]

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 12$ [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.2.(6)]

$k_{wc} = 1,00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$

$F_{c,wc,Rd1} = 91604,19$ [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} = 390$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_p = 1,00$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 0,80$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$F_{c,wb,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1}$

$F_{c,wb,Rd2} = 73476,22$ [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,low} = \min(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wb,Rd2})$

$F_{c,wc,Rd} = 73476,22$ [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 12$ [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.2.(6)]

$b_{eff,c,wc} = 322$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vc} = 74,72$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 0,86$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} = 6115278,96$ [daN/m²] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$k_{wc} = 1,00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$

$F_{c,wc,Rd1} = 91497,57$ [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} = 390$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_p = 1,00$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 0,80$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$F_{c,wb,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1}$

$F_{c,wb,Rd2} = 73433,84$ [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,upp} = \min(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wb,Rd2})$

$F_{c,wc,Rd,upp} = 73433,84$ [daN] 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	27	–	95	–	120	172	164	164	164	206	110	110	110
2	27	–	95	–	120	172	228	172	228	240	120	120	120
3	27	–	95	–	120	172	228	172	228	240	120	120	120
4	27	–	95	–	120	172	228	172	228	240	120	120	120
5	27	–	95	–	120	172	228	172	228	240	120	120	120
6	27	–	95	–	120	172	202	172	202	206	148	148	148

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	–	40	–	120	273	348	273	348	257	296	257	296
2	44	–	40	–	120	273	224	224	224	240	120	120	120
3	44	–	40	–	120	273	224	224	224	240	120	120	120
4	44	–	40	–	120	273	224	224	224	240	120	120	120
5	44	–	40	–	120	273	224	224	224	240	120	120	120
6	44	–	40	–	120	273	224	224	224	257	172	172	172

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

- m – Distance du boulon de l'âme
- p – Entraxe des boulons
- $l_{eff,cp}$ – Longueur effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes circulaires
- $l_{eff,nc}$ – Longueur effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes non circulaires
- $l_{eff,1}$ – Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1
- $l_{eff,2}$ – Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2
- $l_{eff,cp,g}$ – Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- $l_{eff,nc,g}$ – Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- $l_{eff,1,g}$ – Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 1
- $l_{eff,2,g}$ – Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 2

RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE À LA COMPRESSION

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} 2 F_{c,wb,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp})$$

$$N_{j,Rd} = 134130,61 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,07 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,07)$$

RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE À LA FLEXION

$$F_{t,Rd} = 11304,00 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 31124,39 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,fc,Rd} \quad \text{-- résistance de la semelle du poteau à la flexion}$$

$$F_{t,wc,Rd} \quad \text{-- résistance de l'âme du poteau à la traction}$$

$$F_{t,ep,Rd} \quad \text{-- résistance de la platine fléchie à la flexion}$$

$$F_{t,wb,Rd} \quad \text{-- résistance de l'âme à la traction}$$

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RÉSISTANCE DE LA RANGÉE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	22608,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 22608,00$	22608,00	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 51883,96$	51883,96	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 70671,97$	70671,97	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 62248,77$	62248,77	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 106770,54$	106770,54	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 73476,22$	73476,22	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 107941,36$	107941,36	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 67065,30$	67065,30	Ame de la poutre - compression

RÉSISTANCE DE LA RANGÉE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	22608,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 22608,00$	22608,00	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 54183,96$	54183,96	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 57916,18$	57916,18	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 62248,77$	62248,77	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 106770,54 - 22608,00$	84162,54	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 73476,22 - 22608,00$	50868,22	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 107941,36 - 22608,00$	85333,36	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 67065,30 - 22608,00$	44457,30	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 45216,00 - 22608,00$	22608,00	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 69949,52 - 22608,00$	47341,52	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 45216,00 - 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction - groupe

Ft2,Rd,comp - Formule	Ft2,Rd,comp	Composant
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 107554,26 - 22608,00$	84946,26	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t2,Rd} = F_{t1,Rd} h_2/h_1$$

$$F_{t2,Rd} = 18499,17 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

Ft3,Rd,comp - Formule	Ft3,Rd,comp	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min}(F_{t3,Rd,comp})$	18964,29	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 22608,00$	22608,00	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 54183,96$	54183,96	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 57916,18$	57916,18	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 62248,77$	62248,77	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 106770,54 - 41107,17$	65663,37	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 73476,22 - 41107,17$	32369,05	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 107941,36 - 41107,17$	66834,19	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 67065,30 - 41107,17$	25958,13	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 45216,00 - 18499,17$	26716,83	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 72507,16 - 18499,17$	54007,99	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 67824,00 - 41107,17$	26716,83	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 97242,99 - 41107,17$	56135,82	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 37463,46 - 18499,17$	18964,29	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 62040,00 - 18499,17$	43540,83	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 67791,02 - 41107,17$	26683,85	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 138574,26 - 41107,17$	97467,09	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$$

$$F_{t3,Rd} = 14390,34 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$$

$$F_{t3,Rd} = 14390,34 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)] \text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

Ft4,Rd,comp - Formule	Ft4,Rd,comp	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min}(F_{t4,Rd,comp})$	11567,79	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 22608,00$	22608,00	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 54183,96$	54183,96	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 57916,18$	57916,18	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 62248,77$	62248,77	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ti,Rd} = 106770,54 - 55497,51$	51273,03	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 73476,22 - 55497,51$	17978,71	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 107941,36 - 55497,51$	52443,85	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 67065,30 - 55497,51$	11567,79	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 45216,00 - 14390,34$	30825,66	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 72507,16 - 14390,34$	58116,82	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 67824,00 - 32889,51$	34934,49	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 99187,97 - 32889,51$	66298,46	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 90432,00 - 55497,51$	34934,49	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 117558,20 - 55497,51$	62060,69	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 37463,46 - 14390,34$	23073,12	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 62040,00 - 14390,34$	47649,66	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 56195,19 - 32889,51$	23305,68	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 93060,00 - 32889,51$	60170,49	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 86522,75 - 55497,51$	31025,24	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 169594,26 - 55497,51$	114096,75	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$$

$$F_{t4,Rd} = 10281,51 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon}$$

[6.2.7.2.(9)]

$$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd} h_4/h_2$$

$$F_{t4,Rd} = 10281,51 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon}$$

[6.2.7.2.(9)]FRA

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	1286,28	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 22608,00$	22608,00	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 54183,96$	54183,96	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 57916,18$	57916,18	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 62248,77$	62248,77	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^4 F_{ti,Rd} = 106770,54 - 65779,02$	40991,52	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 73476,22 - 65779,02$	7697,20	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 107941,36 - 65779,02$	42162,34	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 67065,30 - 65779,02$	1286,28	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 45216,00 - 10281,51$	34934,49	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 72507,16 - 10281,51$	62225,65	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 67824,00 - 24671,85$	43152,15	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 99187,97 - 24671,85$	74516,12	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 90432,00 - 43171,02$	47260,98	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 118975,78 - 43171,02$	75804,76	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 113040,00 - 65779,02$	47260,98	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 132257,08 - 65779,02$	66478,06	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 37463,46 - 10281,51$	27181,95	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 62040,00 - 10281,51$	51758,49	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 56195,19 - 24671,85$	31523,34	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 93060,00 - 24671,85$	68388,15	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 74926,92 - 43171,02$	31755,90	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 124080,00 - 43171,02$	80908,98	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 105254,48 - 65779,02$	39475,46	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 200614,26 - 65779,02$	134835,24	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{t6,Rd} = \text{Min} (F_{t6,Rd,comp})$	0,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(6)} = 22608,00$	22608,00	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(6)} = 54183,96$	54183,96	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(6)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 57916,18$	57916,18	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 62248,77$	62248,77	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^5 F_{ti,Rd} = 106770,54 - 67065,30$	39705,24	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^5 F_{tj,Rd} = 73476,22 - 67065,30$	6410,92	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^5 F_{tj,Rd} = 107941,36 - 67065,30$	40876,06	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^5 F_{tj,Rd} = 67065,30 - 67065,30$	0,00	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{tj,Rd} = 45216,00 - 1286,28$	43929,72	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{tj,Rd} = 79384,89 - 1286,28$	78098,60	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{tj,Rd} = 67824,00 - 11567,79$	56256,21	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{tj,Rd} = 104370,70 - 11567,79$	92802,90	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{tj,Rd} = 90432,00 - 25958,13$	64473,87	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{tj,Rd} = 122739,81 - 25958,13$	96781,68	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{tj,Rd} = 113040,00 - 44457,30$	68582,70	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{tj,Rd} = 135986,45 - 44457,30$	91529,15	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{tj,Rd} = 135648,00 - 67065,30$	68582,70	Aile du poteau - traction - groupe

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wc,Rd}(6+5+4+3+2+1) - \sum 5^1 F_{tj,Rd} = 144864,22 - 67065,30$	77798,91	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd}(6+5) - \sum 5^5 F_{tj,Rd} = 40889,68 - 1286,28$	39603,39	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd}(6+5) - \sum 5^5 F_{tj,Rd} = 75488,09 - 1286,28$	74201,80	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd}(6+5+4) - \sum 5^4 F_{tj,Rd} = 59621,41 - 11567,79$	48053,61	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd}(6+5+4) - \sum 5^4 F_{tj,Rd} = 106508,09 - 11567,79$	94940,29	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd}(6+5+4+3) - \sum 5^3 F_{tj,Rd} = 78353,14 - 25958,13$	52395,00	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd}(6+5+4+3) - \sum 5^3 F_{tj,Rd} = 137528,09 - 25958,13$	111569,95	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd}(6+5+4+3+2) - \sum 5^2 F_{tj,Rd} = 97084,87 - 44457,30$	52627,56	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd}(6+5+4+3+2) - \sum 5^2 F_{tj,Rd} = 168548,09 - 44457,30$	124090,78	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd}(6+5+4+3+2+1) - \sum 5^1 F_{tj,Rd} = 127412,43 - 67065,30$	60347,13	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd}(6+5+4+3+2+1) - \sum 5^1 F_{tj,Rd} = 245082,35 - 67065,30$	178017,05	Ame de la poutre - traction - groupe

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	660	22608,00	22608,00	51883,96	22608,00	70671,97	22608,00	62248,77
2	540	18499,17	22608,00	54183,96	22608,00	57916,18	22608,00	62248,77
3	420	14390,34	22608,00	54183,96	22608,00	57916,18	22608,00	62248,77
4	300	10281,51	22608,00	54183,96	22608,00	57916,18	22608,00	62248,77
5	180	1286,28	22608,00	54183,96	22608,00	57916,18	22608,00	62248,77
6	60	-	22608,00	54183,96	22608,00	57916,18	22608,00	62248,77

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 34289,24 \text{ [daN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,73 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,73)$$

RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,89 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 8565,24 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 11304,00 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 27520,00 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 27520,00 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	22608,00	-1491,09	22608,00	16408,29	14917,21	9056,89
2	22608,00	-1491,09	18499,17	13426,21	11935,12	10670,87
3	22608,00	-1491,09	14390,34	10444,13	8953,04	12284,85
4	22608,00	-1491,09	10281,51	7462,05	5970,96	13898,83
5	22608,00	-1491,09	1286,28	933,55	-557,53	17130,48
6	22608,00	-1491,09	0,00	0,00	-1491,09	17130,48

F_{tj,Rd,N} – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

F_{tj,Ed,N} – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

F_{tj,Rd,M} – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

F_{tj,Ed,M} – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

F_{tj,Ed} – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

F_{vj,Rd} – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} / (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{j,Rd} = 80172,39 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,13 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,13)$$

RÉSISTANCE DES SOUDURES

$A_w =$	133,65	[cm ²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} =$	60,43	[cm ²]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	73,22	[cm ²]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	77132,16	[cm ⁴]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp \max} = \tau_{\perp \max}$	8532947,15	[daN/m ²]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp}$	7914944,19	[daN/m ²]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel} =$	1445381,40	[daN/m ²]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0,85		Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]
$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w * \gamma_{M2})$				
	17065894,30	<	40470588,24	vérifié (0,42)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u/(\beta_w * \gamma_{M2})$				
	16026626,24	<	40470588,24	vérifié (0,40)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$				
	8532947,15	<	30960000,00	vérifié (0,28)

RIGIDITÉ DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} =$	4	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	12	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	16	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	65	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	4	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	26,90	1279,21
1	660	2	59	22	1	8,24	544,32
2	540	2	64	10	1	6,67	360,26
3	420	2	64	10	1	5,19	218,00
4	300	2	64	10	1	3,71	111,28
5	180	2	64	10	1	2,22	40,11
6	60	3	79	15	1	0,87	5,23

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum k_{eff,j} h_j^2 / \sum k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 476 \quad [mm] \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$k_{eq} = 6 \quad [mm] \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 74,72 \quad [cm^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 1,00 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 476 \quad [mm] \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 6 \quad [mm] \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 314 \quad [mm] \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$t_{wc} = 12 \quad [mm] \quad \text{Epaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$d_c = 444 \quad [mm] \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$k_2 = 6 \quad [mm] \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 / \sum (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 9263953,76 \quad [daN*m] \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,26 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 7365237,45 \quad [daN*m] \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig} = 19341342,30$ [daN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]
 $S_{j,pin} = 386826,85$ [daN*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]
 $S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig}$ SEMI-RIGIDE

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DE LA POUTRE OU AILE DE LA CONTREPLAQUE EN COMPRESSION

REMARQUES

Epaisseur de l'âme de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'âme de la poutre 8 [mm] < 9 [mm]
 Epaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre 12 [mm] < 15 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,73

VIII-6-2- Assemblage des deux traverses au niveau du faîtage

	Robot Structural Analysis Professional 2023 Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	 Ratio 0,43
---	--	--

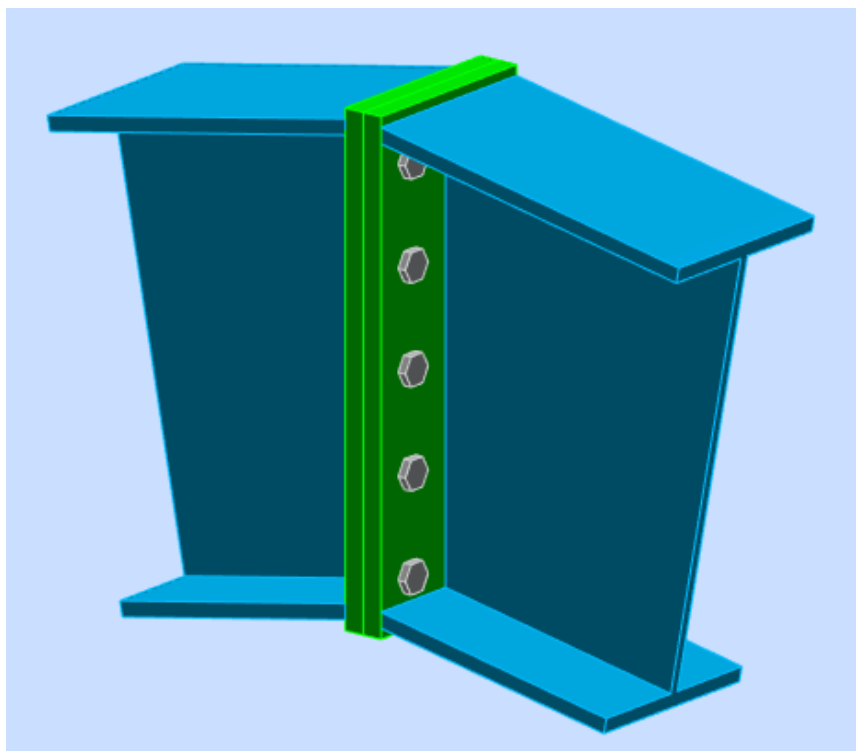


Figure VIII-4 Vue 3D de l'assemblage au niveau du faîtage

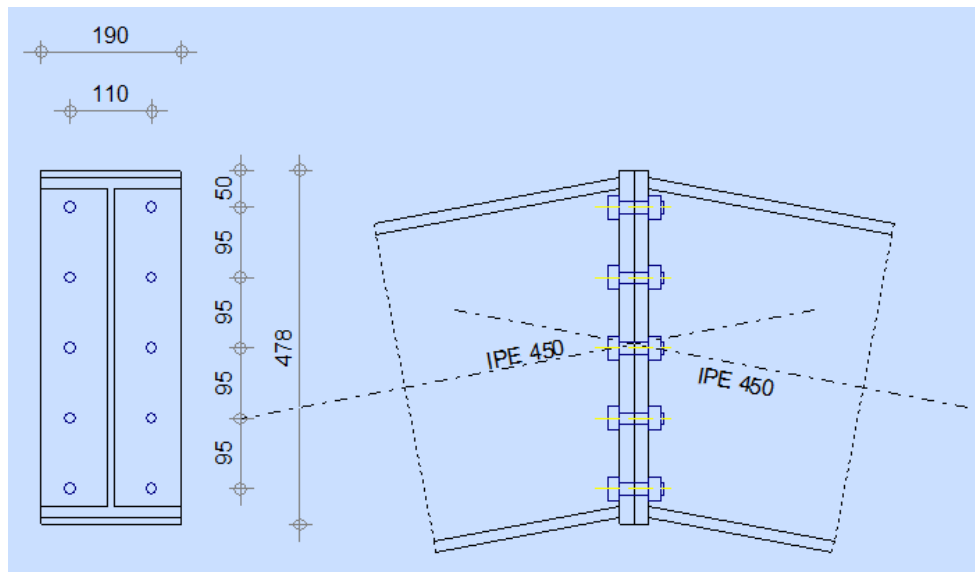


Figure VIII-5 Détail de l'assemblage au niveau du faîtage

GÉNÉRAL

Assemblage N°: 5
 Nom de l'assemblage: Poutre - poutre
 Noeud de la structure: 4
 Barres de la structure: 3, 4

GÉOMÉTRIE

GAUCHE

POUTRE

Profilé: IPE 450
 Barre N°: 3
 $\alpha = -169,3$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_{bl} = 450$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{fbl} = 190$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wbl} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fbl} = 15$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{bl} = 21$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{bl} = 98,82$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xbl} = 33742,90$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: S 275
 $f_{yb} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance

DROITE

POUTRE

Profilé: IPE 450
 Barre N°: 4
 $\alpha = -10,7$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_{br} = 450$ [mm] Hauteur de la section de la poutre

$\alpha = -10,7$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $b_{fbr} = 190$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wbr} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fbr} = 15$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{br} = 21$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{br} = 98,82$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xbr} = 33742,90$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: S 275
 $f_{yb} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
 Classe = 10.9 Classe du boulon
 $F_{tRd} = 11304,00$ [daN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 5$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 50$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
 Ecartement $e_i = 110$ [mm]
 Entraxe $p_i = 95; 95; 95; 95$ [mm]

PLATINE

$h_{pr} = 478$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_{pr} = 190$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{pr} = 20$ [mm] Epaisseur de la platine
 Matériau: S 275
 $f_{ypr} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 6$ [mm] Soudure âme
 $a_r = 6$ [mm] Soudure semelle

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: 5: ELU (1.35G+1.5Q) 1*1.35+2*1.50

$M_{b1,Ed} = -7919,41$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
 $V_{b1,Ed} = -87,41$ [daN] Effort tranchant dans la poutre droite
 $N_{b1,Ed} = -8946,51$ [daN] Effort axial dans la poutre droite

RÉSULTATS

RÉSISTANCES DE LA POUTRE

COMPRESSION

$A_b = 98,82$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$

$N_{cb,Rd} = 271755,00$ [daN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$$A_{vb} = 50,84 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$$V_{cb,Rd} = 80726,33 \text{ [daN]} \text{ Résistance de calcul de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$$W_{plb} = 1701,79 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Facteur plastique de la section} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{b,pl,Rd} = 46799,23 \text{ [daN}\cdot\text{m]} \text{ Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$$W_{pl} = 1701,79 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Facteur plastique de la section} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{cb,Rd} = 46799,23 \text{ [daN}\cdot\text{m]} \text{ Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

AILE ET AME EN COMPRESSION

$$M_{cb,Rd} = 46799,23 \text{ [daN}\cdot\text{m]} \text{ Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$h_f = 435 \text{ [mm]} \text{ Distance entre les centres de gravité des ailes} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$$F_{c,fb,Rd} = 107485,59 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'aile et de l'âme comprimées} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

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	44	–	40	–	95	273	304	273	304	232	239	232	239
2	44	–	40	–	95	273	224	224	224	190	95	95	95
3	44	–	40	–	95	273	224	224	224	190	95	95	95
4	44	–	40	–	95	273	224	224	224	190	95	95	95
5	44	–	40	–	95	273	224	224	224	232	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 effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc} – Longueur effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1} – Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1

l_{eff,2} – Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2

l_{eff,cp,g} – Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc,g} – Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1,g} – Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 1

l_{eff,2,g} – Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 2

RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE À LA COMPRESSION

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd})$$

$$N_{j,Rd} = 271755,00 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,03 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE À LA FLEXION

$$F_{t,Rd} = 11304,00 \text{ [daN]} \text{ Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 31124,39 \text{ [daN]} \text{ Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

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

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,fc,Rd} = \min(F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4], [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \min(F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5], [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \min(F_{t1,Rd,comp})$	22608,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(1)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 70671,97$	70671,97	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 62248,77$	62248,77	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} = 107485,59$	107485,59	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \min(F_{t2,Rd,comp})$	21076,81	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 57916,18$	57916,18	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 62248,77$	62248,77	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 107485,59 - 22608,00$	84877,59	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 43684,81 - 22608,00$	21076,81	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 86459,13 - 22608,00$	63851,13	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t2,Rd} = F_{t1,Rd} h_2/h_1$$

$$F_{t2,Rd} = 17402,20 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \min(F_{t3,Rd,comp})$	16768,31	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 57916,18$	57916,18	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 62248,77$	62248,77	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 107485,59 - 40010,20$	67475,38	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 34170,51 - 17402,20$	16768,31	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 49115,00 - 17402,20$	31712,80	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 60770,06 - 40010,20$	20759,86	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 111016,63 - 40010,20$	71006,42	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$$

$$F_{t3,Rd} = 12196,41 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$$

$$F_{t3,Rd} = 12196,41 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)] \text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \min(F_{t4,Rd,comp})$	21657,15	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 57916,18$	57916,18	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 62248,77$	62248,77	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 107485,59 - 52206,61$	55278,98	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 34170,51 - 12196,41$	21974,10	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 49115,00 - 12196,41$	36918,59	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 51255,77 - 29598,61$	21657,15	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 73672,50 - 29598,61$	44073,89	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 77855,32 - 52206,61$	25648,71	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 135574,13 - 52206,61$	83367,52	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$$

$$F_{t4,Rd} = 6990,61 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd} h_4/h_2$$

$$F_{t4,Rd} = 6990,61 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon}$$

[6.2.7.2.(9)]FRA

RÉSISTANCE DE LA RANGÉE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	22608,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(5)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 57916,18$	57916,18	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 62248,77$	62248,77	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^4 F_{ij,Rd} = 107485,59 - 59197,22$	48288,36	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 38419,97 - 6990,61$	31429,35	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 65794,34 - 6990,61$	58803,73	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 55505,22 - 19187,02$	36318,20	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 90351,84 - 19187,02$	71164,82	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 72590,48 - 36589,22$	36001,25	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 114909,34 - 36589,22$	78320,11	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 99190,03 - 59197,22$	39992,81	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 176810,97 - 59197,22$	117613,74	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t5,Rd} = F_{t1,Rd} h_5/h_1$$

$$F_{t5,Rd} = 1784,82 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon}$$

[6.2.7.2.(9)]

$$F_{t5,Rd} = F_{t2,Rd} h_5/h_2$$

$$F_{t5,Rd} = 1784,82 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon}$$

[6.2.7.2.(9)]FRA

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	413	22608,00	-	-	22608,00	70671,97	22608,00	62248,77
2	318	17402,20	-	-	22608,00	57916,18	22608,00	62248,77
3	223	12196,41	-	-	22608,00	57916,18	22608,00	62248,77
4	128	6990,61	-	-	22608,00	57916,18	22608,00	62248,77
5	33	1784,82	-	-	22608,00	57916,18	22608,00	62248,77

RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{ij,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 18518,33 \text{ [daN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion}$$

[6.2]

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$$

$$0,43 < 1,00$$

vérifié

$$(0,43)$$

RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$\alpha_v = 0,60$$

Coefficient pour le calcul de F_{v,Rd}

[Tableau 3.4]

$$\beta_{Lf} = 0,96$$

Coefficient réducteur pour les assemblages longs

[3.8]

$$F_{v,Rd} = 9228,74$$

[daN] Résistance d'un boulon au cisaillement

[Tableau 3.4]

$$F_{t,Rd,max} = 11304,00$$

[daN] Résistance d'un boulon à la traction

[Tableau 3.4]

$$F_{b,Rd,int} = 27520,00$$

[daN] Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale

[Tableau 3.4]

$$F_{b,Rd,ext} = 24440,52$$

[daN] Résistance du boulon de rive en pression diamétrale

[Tableau 3.4]

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	22608,00	-1789,30	22608,00	9668,36	7879,06	13862,79
2	22608,00	-1789,30	17402,20	7442,09	5652,79	15161,04
3	22608,00	-1789,30	12196,41	5215,82	3426,52	16459,30
4	22608,00	-1789,30	6990,61	2989,55	1200,25	17757,56
5	22608,00	-1789,30	1784,82	763,28	-1026,02	18457,49

F_{tj,Rd,N} – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pureF_{tj,Ed,N} – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axialF_{tj,Rd,M} – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pureF_{tj,Ed,M} – Effort dans une rangée de boulons dû au momentF_{tj,Ed} – Effort de traction maximal dans la rangée de boulonsF_{vj,Rd} – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$	
$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$	
$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$	
$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} / (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$	
$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd}$	[Tableau 3.4]
$V_{j,Rd} = 81698,18 \text{ [daN]}$	Résistance de l'assemblage au cisaillement [Tableau 3.4]
$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$ vérifié (0,00)

RÉSISTANCE DES SOUDURES

$A_w = 85,69 \text{ [cm}^2\text{]}$	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} = 39,43 \text{ [cm}^2\text{]}$	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} = 46,26 \text{ [cm}^2\text{]}$	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} = 25412,85 \text{ [cm}^4\text{]}$	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp max} = \tau_{\perp max} = 5850027,07 \text{ [daN/m}^2\text{]}$	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 4985582,09 \text{ [daN/m}^2\text{]}$	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{II} = -18894,80 \text{ [daN/m}^2\text{]}$	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w = 0,85$	Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]
$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	$11700054,14 < 40470588,24$ vérifié	(0,29)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	$9971217,88 < 40470588,24$ vérifié	(0,25)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	$5850027,07 < 30960000,00$ vérifié	(0,19)

RIGIDITÉ DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} = 4 \text{ [mm]}$	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} = 12 \text{ [mm]}$	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} = 16 \text{ [mm]}$	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b = 57 \text{ [mm]}$	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} = 4 \text{ [mm]}$	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	27,94	885,59
1	413	∞	∞	20	3	12,73	525,22
2	318	∞	∞	8	2	6,81	216,33
3	223	∞	∞	8	2	4,77	106,26
4	128	∞	∞	8	2	2,74	34,91
5	33	∞	∞	14	3	0,88	2,88

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum k_{eff,j} h_j^2 / \sum k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 317 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$k_{eq} = 9 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 k_{eq} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 18597485,98 \text{ [daN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,00 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 18597485,98 \text{ [daN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig} = 19341342,30$ [daN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]
 $S_{j,pin} = 386826,85$ [daN*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]
 $S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig}$ SEMI-RIGIDE

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

PLATINE D'ABOUT EN TRACTION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,43

VIII-6-3- Assemblage Poteau-Poutre de rive

	Robot Structural Analysis Professional 2023 Calcul de l'Encastrement Poteau-Poutre NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	OK Ratio 0,74
---	--	---

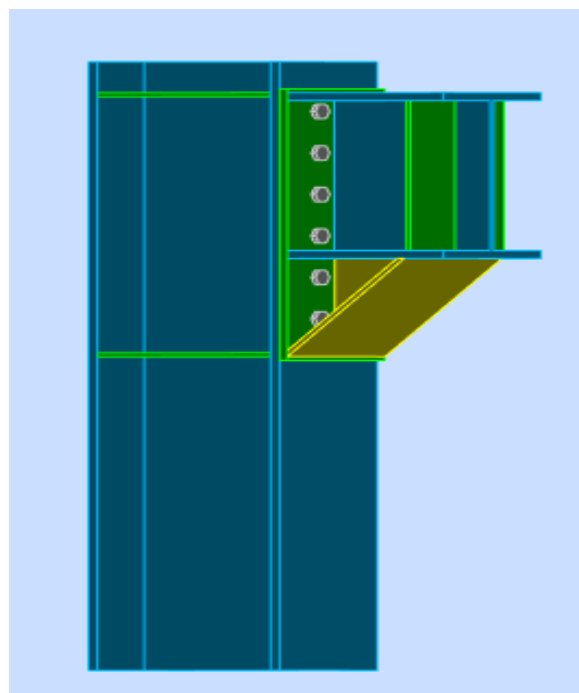


Figure VIII-6 Vue 3D de l'assemblage Poteau-Poutre de rive

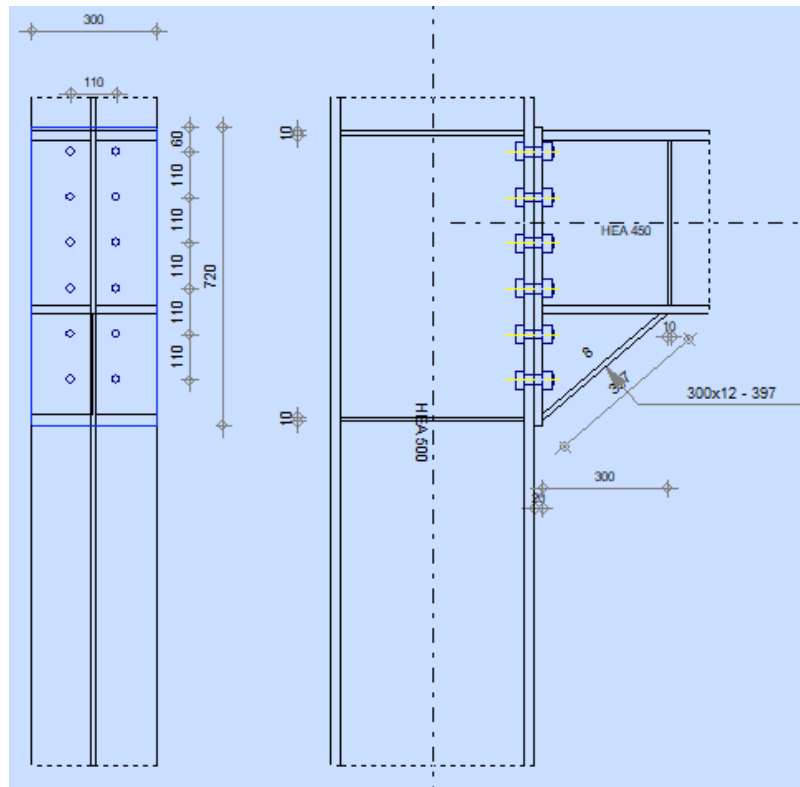


Figure VIII-7 Détail sur l'assemblage Poteau-Poutre

GÉNÉRAL

Assemblage N°: 7
 Nom de l'assemblage: Poutre - poteau
 Noeud de la structure: 14
 Barres de la structure: 5, 10

GÉOMÉTRIE

POTEAU

Profilé: HEA 500
 Barre N°: 5
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 490$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 12$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 23$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 197,54$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 86974,80$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: S 275
 $f_{yc} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance

POUTRE

Profilé: HEA 450
 Barre N°: 10
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 440$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 300$ [mm] Largeur de la section de la poutre

$\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $t_{wb} = 12$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 21$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 27$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $r_b = 27$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 178,03$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xb} = 63721,60$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: S 275
 $f_{yb} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 22$ [mm] Diamètre du boulon
 Classe = 10.9 Classe du boulon
 $F_{TRd} = 21816,00$ [daN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 6$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 60$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
 Ecartement $e_i = 110$ [mm]
 Entraxe $p_i = 110;110;110;110;110$ [mm]

PLATINE

$h_p = 720$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_p = 300$ [mm] Largeur de la platine
 $t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine
 Matériau: S 275
 $f_{yp} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance

JARRET INFÉRIEUR

$w_d = 300$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{fd} = 12$ [mm] Epaisseur de l'aile
 $h_d = 260$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{wd} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme
 $l_d = 300$ [mm] Longueur de la platine
 $\alpha = 40,9$ [Deg] Angle d'inclinaison
 Matériau: S 235
 $f_{ybu} = 23500000,00$ [daN/m²] Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} = 444$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{su} = 144$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hu} = 10$ [mm] Epaisseur du raidisseur
 Matériau: S 275
 $f_{ysu} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 444$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{sd} = 144$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hd} = 10$ [mm] Epaisseur du raidisseur
 Matériau: S 275
 $f_{ysu} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 6$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 6$ [mm] Soudure semelle

$a_w =$	6	[mm]	Soudure âme
$a_s =$	6	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{fd} =$	6	[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: 5: ELU (1.35G+1.5Q) 1*1.35+2*1.50

$M_{b1,Ed} =$	41767,10	[daN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	30292,73	[daN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	7414,28	[daN]	Effort axial dans la poutre droite
$M_{c1,Ed} =$	8501,00	[daN*m]	Moment fléchissant dans le poteau inférieur
$V_{c1,Ed} =$	1532,24	[daN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed} =$	-40875,26	[daN]	Effort axial dans le poteau inférieur
$M_{c2,Ed} =$	-33266,10	[daN*m]	Moment fléchissant dans le poteau supérieur
$V_{c2,Ed} =$	-8946,51	[daN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur
$N_{c2,Ed} =$	-10582,53	[daN]	Effort axial dans le poteau supérieur

RÉSULTATS

RÉSISTANCES DE LA POUTRE

TRACTION

$A_b =$	178,03	[cm ²]	Aire de la section	EN1993-1-1:[6.2.3]
$N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$N_{tb,Rd} =$	489582,50	[daN]	Résistance de calcul de la section à la traction	EN1993-1-1:[6.2.3]

CISAILLEMENT

$A_{vb} =$	86,58	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$				
$V_{cb,Rd} =$	137472,15	[daN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	0,22	< 1,00	vérifié	(0,22)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} =$	3215,87	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$M_{b,pl,Rd} =$	88436,43	[daN*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

$W_{pl} =$	4478,82	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5]
$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$M_{cb,Rd} =$	123167,44	[daN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} =$	123167,44	[daN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_f =$	682	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$				
$F_{c,fb,Rd} =$	180713,94	[daN]	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 INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$\beta =$	0,0	[Deg]	Angle entre la platine d'about et la poutre	
$\gamma =$	40,9	[Deg]	Angle d'inclinaison du renfort	
$b_{eff,c,wb} =$	275	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]

Pression diamétrale:

$\beta =$	0,0	[Deg]	Angle entre la platine d'about et la poutre	
$A_{vb} =$	65,78	[cm ²]	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)]
$\sigma_{com,Ed} =$	10857488,0	[daN/m ²]	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)]
$A_s =$	28,85	[cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} + A_s f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$				
$F_{c,wb,Rd1} =$	166296,77	[daN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]
Flambement:				
$d_{wb} =$	344	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	0,90		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	0,86		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s =$	3,90		Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi =$	1,00		Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1} + A_s \chi f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$				
$F_{c,wb,Rd2} =$	154185,48	[daN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]
Résistance de l'aile du renfort				
$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 \gamma_{M0})$				
$F_{c,wb,Rd3} =$	123750,00	[daN]	Résistance de l'aile du renfort	[6.2.6.7.(1)]
Résistance finale:				
$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$				
$F_{c,wb,Rd,low} =$	123750,00	[daN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

RÉSISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'ÂME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} =$	41767,10	[daN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed} =$	0,00	[daN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed} =$	1532,24	[daN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed} =$	-8946,51	[daN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur	[5.3.(3)]
$z =$	587	[mm]	Bras de levier	[6.2.5]
$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$				
$V_{wp,Ed} =$	65906,82	[daN]	Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]
$A_{vs} =$	74,72	[cm ²]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vc} =$	74,72	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s =$	690	[mm]	Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} =$	1091,0	[daN*m]	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} =$	206,25	[daN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} =$	206,25	[daN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$				
$V_{wp,Rd} =$	110530,87	[daN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$ 0,60 < 1,00 vérifié (0,60)				

ÂME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} =$	12	[mm]	Épaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} =$	323	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} =$	74,72	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0,86		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	7994070,40	[daN/m ²]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]

$t_{wc} = 12$ [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.2.(6)]
 $k_{wc} = 1,00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]
 $A_s = 28,80$ [cm²] Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme EN1993-1-1:[6.2.4]
 $F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$
 $F_{c,wc,Rd1} = 170912,84$ [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]
Flambement:
 $d_{wc} = 390$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]
 $\lambda_p = 1,00$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]
 $\rho = 0,80$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]
 $\lambda_s = 4,41$ 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]
 $F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$
 $F_{c,wc,Rd2} = 152719,33$ [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]
Résistance finale:
 $F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$
 $F_{c,wc,Rd} = 152719,33$ [daN] 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	27	–	95	–	110	172	219	172	219	196	160	160	160
2	27	–	95	–	110	172	228	172	228	220	110	110	110
3	27	–	95	–	110	172	228	172	228	220	110	110	110
4	27	–	95	–	110	172	228	172	228	220	110	110	110
5	27	–	95	–	110	172	228	172	228	220	110	110	110
6	27	–	95	–	110	172	219	172	219	196	160	160	160

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	42	–	95	–	110	267	340	267	340	243	250	243	250
2	42	–	95	–	110	267	289	267	289	220	110	110	110
3	42	–	95	–	110	267	289	267	289	220	110	110	110
4	42	–	95	–	110	267	289	267	289	220	110	110	110
5	42	–	95	–	110	267	289	267	289	220	110	110	110
6	42	–	95	–	110	267	289	267	289	243	199	199	199

m – Distance du boulon de l'âme
 m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre
 e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
 e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
 p – Entraxe des boulons
 l_{eff,cp} – Longueur effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes circulaires
 l_{eff,nc} – Longueur effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes non circulaires
 l_{eff,1} – Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1
 l_{eff,2} – Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2
 l_{eff,cp,g} – Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
 l_{eff,nc,g} – Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
 l_{eff,1,g} – Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 1
 l_{eff,2,g} – Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 2

RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE À LA TRACTION

$F_{t,Rd} = 21816,00$ [daN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]
 $B_{p,Rd} = 42796,03$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]
 $N_{j,Rd} = \text{Min}(N_{tb,Rd}, n_v n_h F_{t,Rd}, n_v n_h B_{p,Rd})$
 $N_{j,Rd} = 261792,00$ [daN] Résistance de l'assemblage à la traction [6.2]
 $N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,03 < 1,00$ **vérifié** (0,03)

RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE À LA FLEXION

$F_{t,Rd} = 21816,00$ [daN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 42796,03$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchée à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd})$ [6.2.6.4] , [Tab.6.2]

$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]

$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd})$ [6.2.6.5] , [Tab.6.2]

$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

Ft1,Rd,comp - Formule	Ft1,Rd,comp	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	43632,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 43632,00$	43632,00	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 54183,96$	54183,96	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 43632,00$	43632,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 84373,98$	84373,98	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 85592,06$	85592,06	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 110530,87$	110530,87	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 152719,33$	152719,33	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 180713,94$	180713,94	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 123750,00$	123750,00	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

Ft2,Rd,comp - Formule	Ft2,Rd,comp	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	25595,30	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 43632,00$	43632,00	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 54183,96$	54183,96	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 40853,99$	40853,99	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 84373,98$	84373,98	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 85592,06$	85592,06	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 110530,87 - 43632,00$	66898,87	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 152719,33 - 43632,00$	109087,33	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 180713,94 - 43632,00$	137081,94	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 123750,00 - 43632,00$	80118,00	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 80338,79 - 43632,00$	36706,79	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 79877,47 - 43632,00$	36245,47	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 69227,30 - 43632,00$	25595,30	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 113975,12 - 43632,00$	70343,12	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

Ft3,Rd,comp - Formule	Ft3,Rd,comp	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	30572,49	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 43632,00$	43632,00	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 54183,96$	54183,96	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 40853,99$	40853,99	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 84373,98$	84373,98	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 85592,06$	85592,06	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 110530,87 - 69227,30$	41303,57	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 152719,33 - 69227,30$	83492,03	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 180713,94 - 69227,30$	111486,64	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 123750,00 - 69227,30$	54522,70	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 74436,61 - 25595,30$	48841,31	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 67341,12 - 25595,30$	41745,83	Ame du poteau - traction - groupe

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 117557,09 - 69227,30$	48329,79	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 102937,76 - 69227,30$	33710,46	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 56992,44 - 25595,30$	31397,14	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 69575,00 - 25595,30$	43979,70	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 99799,79 - 69227,30$	30572,49	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 148762,62 - 69227,30$	79535,33	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$$

$$F_{t3,Rd} = 28681,63 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$$

$$F_{t3,Rd} = 20303,64 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	20999,93	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 43632,00$	43632,00	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 54183,96$	54183,96	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 40853,99$	40853,99	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 84373,98$	84373,98	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 85592,06$	85592,06	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 110530,87 - 89530,94$	20999,93	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 152719,33 - 89530,94$	63188,39	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 180713,94 - 89530,94$	91183,01	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 123750,00 - 89530,94$	34219,06	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 74436,61 - 20303,64$	54132,97	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 67341,12 - 20303,64$	47037,49	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 111654,91 - 45898,94$	65755,98	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 93205,00 - 45898,94$	47306,06	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 154775,40 - 89530,94$	65244,46	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 120358,66 - 89530,94$	30827,73	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 56992,44 - 20303,64$	36688,80	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 69575,00 - 20303,64$	49271,36	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 85488,65 - 45898,94$	39589,72	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 104362,50 - 45898,94$	58463,56	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 130372,28 - 89530,94$	40841,35	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 183550,12 - 89530,94$	94019,19	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd} h_4/h_2$$

$$F_{t4,Rd} = 15011,98 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t4,Rd} = F_{t3,Rd} h_4/h_3$$

$$F_{t4,Rd} = 15011,98 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	5987,95	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 43632,00$	43632,00	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 54183,96$	54183,96	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 40853,99$	40853,99	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 84373,98$	84373,98	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 85592,06$	85592,06	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 110530,87 - 104542,91$	5987,95	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 152719,33 - 104542,91$	48176,42	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 180713,94 - 104542,91$	76171,03	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 123750,00 - 104542,91$	19207,09	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 74436,61 - 15011,98$	59424,63	Aile du poteau - traction - groupe

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 67341,12 - 15011,98$	52329,15	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 111654,91 - 35315,61$	76339,30	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 93205,00 - 35315,61$	57889,39	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 148873,22 - 60910,91$	87962,31	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 113067,56 - 60910,91$	52156,65	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 191993,70 - 104542,91$	87450,79	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 133279,93 - 104542,91$	28737,02	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 56992,44 - 15011,98$	41980,46	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 69575,00 - 15011,98$	54563,02	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 85488,65 - 35315,61$	50173,04	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 104362,50 - 35315,61$	69046,89	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 113984,87 - 60910,91$	53073,96	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 139150,00 - 60910,91$	78239,09	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 160944,78 - 104542,91$	56401,87	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 218337,62 - 104542,91$	113794,71	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{t6,Rd} = \text{Min}(F_{t6,Rd,comp})$	0,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(6)} = 43632,00$	43632,00	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(6)} = 54183,96$	54183,96	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(6)} = 40853,99$	40853,99	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 84373,98$	84373,98	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 85592,06$	85592,06	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^5 F_{ij,Rd} = 110530,87 - 110530,87$	0,00	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^5 F_{ij,Rd} = 152719,33 - 110530,87$	42188,46	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^5 F_{ij,Rd} = 180713,94 - 110530,87$	70183,08	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^5 F_{ij,Rd} = 123750,00 - 110530,87$	13219,13	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 80338,79 - 5987,95$	74350,83	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 79877,47 - 5987,95$	73889,51	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 117557,09 - 20999,93$	96557,16	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 102937,76 - 20999,93$	81937,83	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 154775,40 - 41303,57$	113471,83	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 120358,66 - 41303,57$	79055,10	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 191993,70 - 66898,87$	125094,84	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 133279,93 - 66898,87$	66381,06	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 235114,19 - 110530,87$	124583,32	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 146355,31 - 110530,87$	35824,44	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 66285,74 - 5987,95$	60297,78	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 97815,67 - 5987,95$	91827,71	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 96858,23 - 20999,93$	75858,30	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 132603,17 - 20999,93$	111603,24	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 127430,72 - 41303,57$	86127,15	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 167390,67 - 41303,57$	126087,10	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 158003,21 - 66898,87$	91104,35	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 202178,17 - 66898,87$	135279,30	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 196658,02 - 110530,87$	86127,15	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 281365,79 - 110530,87$	170834,92	Ame de la poutre - traction - groupe

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	642	43632,00	43632,00	54183,96	43632,00	84373,98	43632,00	85592,06
2	532	25595,30	43632,00	54183,96	40853,99	84373,98	43632,00	85592,06
3	422	20303,64	43632,00	54183,96	40853,99	84373,98	43632,00	85592,06
4	312	15011,98	43632,00	54183,96	40853,99	84373,98	43632,00	85592,06
5	202	5987,95	43632,00	54183,96	40853,99	84373,98	43632,00	85592,06

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	92	–	43632,00	54183,96	40853,99	84373,98	43632,00	85592,06

RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 56096,54 \text{ [daN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,74 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,74)$$

RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,95 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 17334,05 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 21816,00 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 37840,00 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 37840,00 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	43632,00	1235,71	43632,00	32486,54	33722,25	15529,36
2	43632,00	1235,71	25595,30	19057,17	20292,89	23151,07
3	43632,00	1235,71	20303,64	15117,23	16352,94	25387,15
4	43632,00	1235,71	15011,98	11177,28	12412,99	27623,23
5	43632,00	1235,71	5987,95	4458,38	5694,09	31436,48
6	43632,00	1235,71	0,00	0,00	1235,71	33966,79

$F_{tj,Rd,N}$ – 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

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Rd} / (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{j,Rd} = 157094,06 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,19 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,19)$$

RÉSISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 168,31 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 97,74 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 70,57 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 104871,17 \text{ [cm}^4\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = 10679706,7 \text{ [daN/m}^2\text{]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(6)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 9283122,95 \text{ [daN/m}^2\text{]} \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{II} = 4292308,54 \text{ [daN/m}^2\text{]} \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0,85 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 21359413,39 < 40470588,24 \text{ vérifié} \quad (0,53)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 19999430,61 < 40470588,24 \text{ vérifié} \quad (0,49)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 10679706,70 < 30960000,00 \text{ vérifié} \quad (0,34)$$

RIGIDITÉ DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} =$	5	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	16	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	22	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	72	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	7	[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	33,48	1594,23
1	642	3	85	23	2	12,02	771,63
2	532	2	59	10	1	7,16	381,12
3	422	2	59	10	1	5,68	239,82
4	312	2	59	10	1	4,20	131,10
5	202	2	59	10	1	2,72	54,97
6	92	3	85	19	2	1,69	15,58

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_{i=1}^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$z_{eq} = 476 \quad [mm] \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$$

$$k_{eq} = 7 \quad [mm] \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 74,72 \quad [cm^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]$$

$$\beta = 1,00 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 476 \quad [mm] \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 6 \quad [mm] \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \infty \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 15363938,76 \quad [daN*m] \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,35 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 11400681,50 \quad [daN*m] \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 37170933,33 \quad [daN*m] \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 743418,67 \quad [daN*m] \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig} \quad \text{SEMI-RIGIDE}$$

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

PANNEAU D'AME DU POTEAU EN CISAILLEMENT

REMARQUES

Epaisseur de l'âme de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'âme de la poutre $8 \quad [mm] < 12 \quad [mm]$

Epaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre $12 \quad [mm] < 21 \quad [mm]$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,74

GÉNÉRAL

Assemblage N°: 8
 Nom de l'assemblage: Angle de portique
 Noeud de la structure: 9
 Barres de la structure: 6, 10

GÉOMÉTRIE**POTEAU**

Profilé: HEA 500
 Barre N°: 6
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 490$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 12$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 23$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 197,54$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 86974,80$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: S 275
 $f_{yc} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance

POUTRE

Profilé: HEA 450
 Barre N°: 10
 $\alpha = -0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 440$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 300$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 12$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 21$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 27$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $r_b = 27$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 178,03$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xb} = 63721,60$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: S 275
 $f_{yb} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 22$ [mm] Diamètre du boulon
 Classe = 10.9 Classe du boulon
 $F_{tRd} = 21816,00$ [daN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 6$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 60$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
 Ecartement $e_i = 110$ [mm]
 Entraxe $p_i = 110; 110; 110; 110; 110$ [mm]

PLATINE

$h_p = 720$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_p = 300$ [mm] Largeur de la platine
 $t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: S 275
 $f_{yp} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance

JARRET INFÉRIEUR

$w_d = 300$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{fd} = 12$ [mm] Epaisseur de l'aile
 $h_d = 260$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{wd} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme
 $l_d = 300$ [mm] Longueur de la platine
 $\alpha = 40,9$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: S 235
 $f_{ybu} = 23500000,00$ [daN/m²] Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} = 444$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{su} = 144$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hu} = 10$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: S 275
 $f_{ysu} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 444$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{sd} = 144$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hd} = 10$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: S 275
 $f_{ysu} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 6$ [mm] Soudure âme
 $a_r = 6$ [mm] Soudure semelle
 $a_s = 6$ [mm] Soudure du raidisseur
 $a_{fd} = 6$ [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: 5: ELU (1.35G+1.5Q) 1*1.35+2*1.50

$M_{b1,Ed} = 48179,12$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
 $V_{b1,Ed} = 31717,63$ [daN] Effort tranchant dans la poutre droite
 $N_{b1,Ed} = 7414,28$ [daN] Effort axial dans la poutre droite
 $M_{b2,Ed} = 47537,80$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poutre gauche
 $V_{b2,Ed} = 31198,88$ [daN] Effort tranchant dans la poutre gauche
 $N_{b2,Ed} = 7511,32$ [daN] Effort axial dans la poutre gauche
 $M_{c1,Ed} = 641,32$ [daN*m] Moment fléchissant dans le poteau inférieur
 $V_{c1,Ed} = 97,04$ [daN] Effort tranchant dans le poteau inférieur
 $N_{c1,Ed} = -62916,51$ [daN] Effort axial dans le poteau inférieur

RÉSULTATS

RÉSISTANCES DE LA POUTRE

TRACTION

$A_b = 178,03$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.3]

$$N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$N_{tb,Rd} = 489582,50$ [daN] Résistance de calcul de la section à la traction EN1993-1-1:[6.2.3]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 86,58$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$V_{cb,Rd} = 137472,15$ [daN] 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)

$W_{plb} = 3215,87$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{b,pl,Rd} = 88436,43$ [daN*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

$W_{pl} = 4478,82$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{cb,Rd} = 123167,44$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 123167,44$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 682$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$F_{c,fb,Rd} = 180713,94$ [daN] 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

$\gamma = 40,9$ [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

$b_{eff,c,wb} = 275$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vb} = 65,78$ [cm²] 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)]

$\sigma_{com,Ed} = 12588247,2$ [daN/m²] 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)]

$A_s = 28,85$ [cm²] Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme EN1993-1-1:[6.2.4]

$$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} + A_s f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$F_{c,wb,Rd1} = 178683,40$ [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wb} = 344$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_p = 0,90$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 0,86$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_s = 3,90$ Elancement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$\chi = 1,00$ Coefficient de flambement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1} + A_s \chi f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$F_{c,wb,Rd2} = 164868,70$ [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'aile du renfort

$$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0,8 \gamma_{M0})$$

$F_{c,wb,Rd3} = 123750,00$ [daN] Résistance de l'aile du renfort [6.2.6.7.(1)]

Résistance finale:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$$

$F_{c,wb,Rd,low} = 123750,00$ [daN] Résistance de l'âme de la poutre

[6.2.6.2.(1)]

RÉSISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILEMENT

$M_{b1,Ed} = 48179,12$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite [5.3.(3)]

$M_{b2,Ed} = 47537,80$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poutre gauche [5.3.(3)]

$V_{c1,Ed} = 97,04$ [daN] Effort tranchant dans le poteau inférieur [5.3.(3)]

$V_{c2,Ed} = 0,00$ [daN] Effort tranchant dans le poteau supérieur [5.3.(3)]

$z = 587$ [mm] Bras de levier [6.2.5]

$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$

$V_{wp,Ed} = 1043,91$ [daN] Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]

$A_{vs} = 74,72$ [cm²] Aire de cisaillement de l'âme du poteau EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$A_{vc} = 74,72$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$d_s = 690$ [mm] Distance entre les centres de gravités des raidisseurs [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,fc,Rd} = 1091,0$ [daN*m] Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,stu,Rd} = 206,25$ [daN*m] Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,sti,Rd} = 206,25$ [daN*m] Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion [6.2.6.1.(4)]

$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} \cdot f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$

$V_{wp,Rd} = 110530,87$ [daN] Résistance du panneau d'âme au cisaillement [6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$ $0,01 < 1,00$ **vérifié** (0,01)

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 12$ [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.2.(6)]

$b_{eff,c,wc} = 323$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vc} = 74,72$ [cm²] 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)]

$\sigma_{com,Ed} = 3328787,02$ [daN/m²] 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)]

$A_s = 28,80$ [cm²] Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme EN1993-1-1:[6.2.4]

$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$

$F_{c,wc,Rd1} = 185740,54$ [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} = 390$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_p = 1,00$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 0,80$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_s = 4,41$ 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]

$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$

$F_{c,wc,Rd2} = 164605,58$ [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$

$F_{c,wc,Rd} = 164605,58$ [daN] 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	27	-	95	-	110	172	219	172	219	196	160	160	160
2	27	-	95	-	110	172	228	172	228	220	110	110	110
3	27	-	95	-	110	172	228	172	228	220	110	110	110
4	27	-	95	-	110	172	228	172	228	220	110	110	110
5	27	-	95	-	110	172	228	172	228	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}
6	27	–	95	–	110	172	219	172	219	196	160	160	160

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	42	–	95	–	110	267	340	267	340	243	250	243	250
2	42	–	95	–	110	267	289	267	289	220	110	110	110
3	42	–	95	–	110	267	289	267	289	220	110	110	110
4	42	–	95	–	110	267	289	267	289	220	110	110	110
5	42	–	95	–	110	267	289	267	289	220	110	110	110
6	42	–	95	–	110	267	289	267	289	243	199	199	199

m	– Distance du boulon de l'âme
m _x	– Distance du boulon de l'aile de la poutre
e	– Pince entre le boulon et le bord extérieur
e _x	– Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
p	– Entraxe des boulons
l _{eff,cp}	– Longueur effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes circulaires
l _{eff,nc}	– Longueur effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes non circulaires
l _{eff,1}	– Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1
l _{eff,2}	– Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2
l _{eff,cp,g}	– Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
l _{eff,nc,g}	– Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
l _{eff,1,g}	– Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 1
l _{eff,2,g}	– Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 2

RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE À LA TRACTION

$F_{t,Rd} = 21816,00$ [daN]	Résistance du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$B_{p,Rd} = 42796,03$ [daN]	Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement	[Tableau 3.4]
$N_{j,Rd} = \min(N_{tb,Rd}, n_v n_h F_{t,Rd}, n_v n_h B_{p,Rd})$		
$N_{j,Rd} = 261792,00$ [daN]	Résistance de l'assemblage à la traction	[6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	$0,03 < 1,00$	vérifié (0,03)

RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE À LA FLEXION

$F_{t,Rd} = 21816,00$ [daN]	Résistance du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$B_{p,Rd} = 42796,03$ [daN]	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	
$F_{t,fc,Rd} = \min(F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd})$		[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)]
$F_{t,ep,Rd} = \min(F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd})$		[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)]

RÉSISTANCE DE LA RANGÉE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \min(F_{t1,Rd,comp})$	43632,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 43632,00$	43632,00	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 56812,56$	56812,56	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 43632,00$	43632,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 84373,98$	84373,98	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 85592,06$	85592,06	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 8303598,59$	8303598,59	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 164605,58$	164605,58	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 180713,94$	180713,94	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 123750,00$	123750,00	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

Ft2,Rd,comp - Formule	Ft2,Rd,comp	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	25595,30	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 43632,00$	43632,00	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 56812,56$	56812,56	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 40853,99$	40853,99	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 84373,98$	84373,98	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 85592,06$	85592,06	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 8303598,59 - 43632,00$	8259966,59	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 164605,58 - 43632,00$	120973,58	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 180713,94 - 43632,00$	137081,94	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 123750,00 - 43632,00$	80118,00	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 80338,79 - 43632,00$	36706,79	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 89108,25 - 43632,00$	45476,25	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 69227,30 - 43632,00$	25595,30	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 113975,12 - 43632,00$	70343,12	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

Ft3,Rd,comp - Formule	Ft3,Rd,comp	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	30572,49	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 43632,00$	43632,00	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 56812,56$	56812,56	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 40853,99$	40853,99	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 84373,98$	84373,98	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 85592,06$	85592,06	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 8303598,59 - 69227,30$	8234371,30	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 164605,58 - 69227,30$	95378,28	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 180713,94 - 69227,30$	111486,64	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 123750,00 - 69227,30$	54522,70	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 74436,61 - 25595,30$	48841,31	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 72600,00 - 25595,30$	47004,70	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 117557,09 - 69227,30$	48329,79	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 125408,25 - 69227,30$	56180,95	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 56992,44 - 25595,30$	31397,14	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 69575,00 - 25595,30$	43979,70	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 99799,79 - 69227,30$	30572,49	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 148762,62 - 69227,30$	79535,33	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$$

$$F_{t3,Rd} = 28681,63 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$$

$$F_{t3,Rd} = 20303,64 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

Ft4,Rd,comp - Formule	Ft4,Rd,comp	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	34219,06	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 43632,00$	43632,00	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 56812,56$	56812,56	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 40853,99$	40853,99	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 84373,98$	84373,98	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 85592,06$	85592,06	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ti,Rd} = 8303598,59 - 89530,94$	8214067,66	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 164605,58 - 89530,94$	75074,65	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 180713,94 - 89530,94$	91183,01	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 123750,00 - 89530,94$	34219,06	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 74436,61 - 20303,64$	54132,97	Aile du poteau - traction - groupe

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 72600,00 - 20303,64$	52296,36	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 111654,91 - 45898,94$	65755,98	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 108900,00 - 45898,94$	63001,06	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 154775,40 - 89530,94$	65244,46	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 161708,25 - 89530,94$	72177,31	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 56992,44 - 20303,64$	36688,80	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 69575,00 - 20303,64$	49271,36	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 85488,65 - 45898,94$	39589,72	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 104362,50 - 45898,94$	58463,56	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 130372,28 - 89530,94$	40841,35	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 183550,12 - 89530,94$	94019,19	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$$

$$F_{t4,Rd} = 21206,44 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd} h_4/h_2$$

$$F_{t4,Rd} = 15011,98 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min}(F_{t5,Rd,comp})$	19207,09	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 43632,00$	43632,00	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 56812,56$	56812,56	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 40853,99$	40853,99	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 84373,98$	84373,98	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 85592,06$	85592,06	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^4 F_{ti,Rd} = 8303598,59 - 104542,91$	8199055,68	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 164605,58 - 104542,91$	60062,67	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 180713,94 - 104542,91$	76171,03	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 123750,00 - 104542,91$	19207,09	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 74436,61 - 15011,98$	59424,63	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 72600,00 - 15011,98$	57588,02	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 111654,91 - 35315,61$	76339,30	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 108900,00 - 35315,61$	73584,39	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 148873,22 - 60910,91$	87962,31	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 145200,00 - 60910,91$	84289,09	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 1^1 F_{tj,Rd} = 191993,70 - 104542,91$	87450,79	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 1^1 F_{tj,Rd} = 198008,25 - 104542,91$	93465,34	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 56992,44 - 15011,98$	41980,46	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 69575,00 - 15011,98$	54563,02	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 85488,65 - 35315,61$	50173,04	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 104362,50 - 35315,61$	69046,89	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 113984,87 - 60910,91$	53073,96	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 139150,00 - 60910,91$	78239,09	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 1^1 F_{tj,Rd} = 160944,78 - 104542,91$	56401,87	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 1^1 F_{tj,Rd} = 218337,62 - 104542,91$	113794,71	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t5,Rd} = F_{t1,Rd} h_5/h_1$$

$$F_{t5,Rd} = 13731,25 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t5,Rd} = F_{t2,Rd} h_5/h_2$$

$$F_{t5,Rd} = 9720,31 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{t6,Rd} = \text{Min}(F_{t6,Rd,comp})$	9486,78	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(6)} = 43632,00$	43632,00	Aile du poteau - traction

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wc,Rd(6)} = 56812,56$	56812,56	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(6)} = 40853,99$	40853,99	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 84373,98$	84373,98	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 85592,06$	85592,06	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^5 F_{ti,Rd} = 8303598,59 - 114263,22$	8189335,37	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^5 F_{tj,Rd} = 164605,58 - 114263,22$	50342,36	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^5 F_{tj,Rd} = 180713,94 - 114263,22$	66450,72	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^5 F_{tj,Rd} = 123750,00 - 114263,22$	9486,78	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{tj,Rd} = 80338,79 - 9720,31$	70618,48	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{tj,Rd} = 89108,25 - 9720,31$	79387,94	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{tj,Rd} = 117557,09 - 24732,29$	92824,81	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{tj,Rd} = 125408,25 - 24732,29$	100675,96	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{tj,Rd} = 154775,40 - 45035,93$	109739,47	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{tj,Rd} = 161708,25 - 45035,93$	116672,32	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{tj,Rd} = 191993,70 - 70631,22$	121362,48	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{tj,Rd} = 198008,25 - 70631,22$	127377,03	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{tj,Rd} = 235114,19 - 114263,22$	120850,96	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{tj,Rd} = 250816,50 - 114263,22$	136553,28	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{tj,Rd} = 66285,74 - 9720,31$	56565,42	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{tj,Rd} = 97815,67 - 9720,31$	88095,35	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{tj,Rd} = 96858,23 - 24732,29$	72125,94	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{tj,Rd} = 132603,17 - 24732,29$	107870,88	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{tj,Rd} = 127430,72 - 45035,93$	82394,80	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{tj,Rd} = 167390,67 - 45035,93$	122354,74	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{tj,Rd} = 158003,21 - 70631,22$	87371,99	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{tj,Rd} = 202178,17 - 70631,22$	131546,94	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{tj,Rd} = 196658,02 - 114263,22$	82394,80	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{tj,Rd} = 281365,79 - 114263,22$	167102,57	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t6,Rd} = F_{t1,Rd} h_6/h_1$$

$$F_{t6,Rd} = 6256,07 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t6,Rd} = F_{t2,Rd} h_6/h_2$$

$$F_{t6,Rd} = 4428,65 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	642	43632,00	43632,00	56812,56	43632,00	84373,98	43632,00	85592,06
2	532	25595,30	43632,00	56812,56	40853,99	84373,98	43632,00	85592,06
3	422	20303,64	43632,00	56812,56	40853,99	84373,98	43632,00	85592,06
4	312	15011,98	43632,00	56812,56	40853,99	84373,98	43632,00	85592,06
5	202	9720,31	43632,00	56812,56	40853,99	84373,98	43632,00	85592,06
6	92	4428,65	43632,00	56812,56	40853,99	84373,98	43632,00	85592,06

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 57258,40 \text{ [daN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,84 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,84)$$

RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,95 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 17334,05 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 21816,00 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 37840,00 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 36263,33 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	43632,00	1235,71	43632,00	36713,41	37949,13	13130,43
2	43632,00	1235,71	25595,30	21536,73	22772,45	21743,81
3	43632,00	1235,71	20303,64	17084,15	18319,87	24270,83
4	43632,00	1235,71	15011,98	12631,57	13867,29	26797,85
5	43632,00	1235,71	9720,31	8178,99	9414,71	29324,87
6	43632,00	1235,71	4428,65	3726,41	4962,13	31851,89

$F_{tj,Rd,N}$ – 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

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \min(n_h F_{v,Ed} / (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_{i=1}^n F_{vj,Rd}$$

$$V_{j,Rd} = 147119,71 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement}$$

[Tableau 3.4]

[Tableau 3.4]

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$$

$$0,22 < 1,00$$

vérifié

$$(0,22)$$

RÉSISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 168,31 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 97,74 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 70,57 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 104871,17 \text{ [cm}^4\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp max} = \tau_{\perp max} = 12316641,4 \text{ [daN/m}^2\text{]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(6)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 10699565,1 \text{ [daN/m}^2\text{]} \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{\parallel} = 4494207,84 \text{ [daN/m}^2\text{]} \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0,85 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) \quad 24633282,87 < 40470588,24 \text{ vérifié} \quad (0,61)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) \quad 22770957,13 < 40470588,24 \text{ vérifié} \quad (0,56)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 f_u / \gamma_{M2} \quad 12316641,43 < 30960000,00 \text{ vérifié} \quad (0,40)$$

RIGIDITÉ DE L'ASSEMBLAGE

$$t_{wash} = 5 \text{ [mm]} \quad \text{Epaisseur de la plaquette} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{head} = 16 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de la tête du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{nut} = 22 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'écrou du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$L_b = 72 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$k_{10} = 7 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité des boulons} \quad [6.3.2.(1)]$$

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h_j	k_3	k_4	k_5	$K_{eff,j}$	$K_{eff,j} h_j$	$K_{eff,j} h_j^2$
					Somme	33,48	1594,23
1	642	3	85	23	2	12,02	771,63
2	532	2	59	10	1	7,16	381,12
3	422	2	59	10	1	5,68	239,82
4	312	2	59	10	1	4,20	131,10
5	202	2	59	10	1	2,72	54,97

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
6	92	3	85	19	2	1,69	15,58

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_{i=1}^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 476 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$k_{eq} = 7 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 74,72 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 0,01 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 476 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 448 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \infty \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 32961503,95 \text{ [daN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,87 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 17579541,75 \text{ [daN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 37170933,33 \text{ [daN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 743418,67 \text{ [daN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig} \quad \text{SEMI-RIGIDE}$$

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DE LA POUTRE OU AILE DE LA CONTREPLAQUE EN COMPRESSION

REMARQUES

Epaisseur de l'âme de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'âme de la poutre 8 [mm] < 12 [mm]
 Epaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre 12 [mm] < 21 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,84

VIII-6-5- Encastrement en pied de poteau

	Robot Structural Analysis Professional 2023 Calcul du Pied de Poteau encastré Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete	OK Ratio 0,29
---	---	--

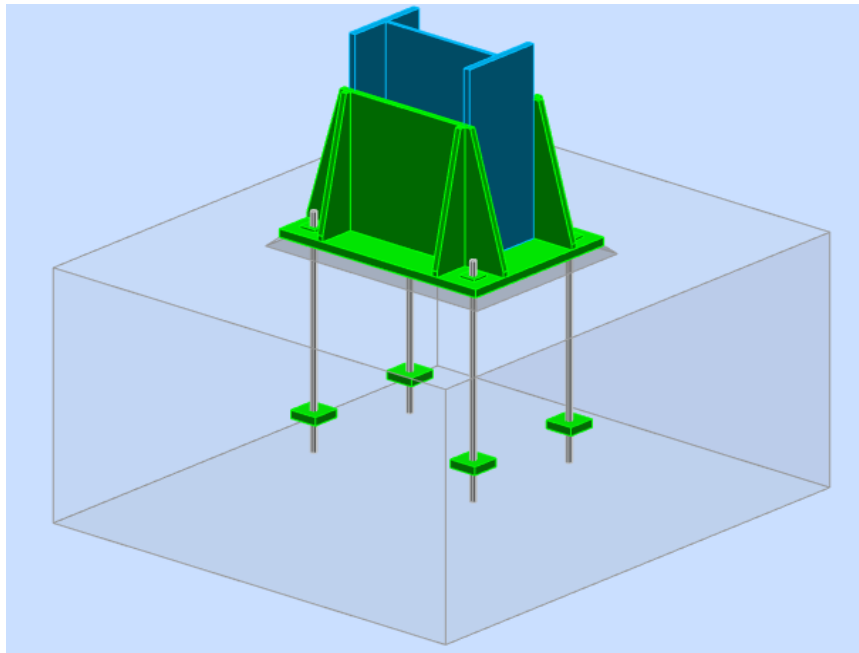


Figure VIII-10 Vue 3D de l'assemblage au niveau du pied de poteau

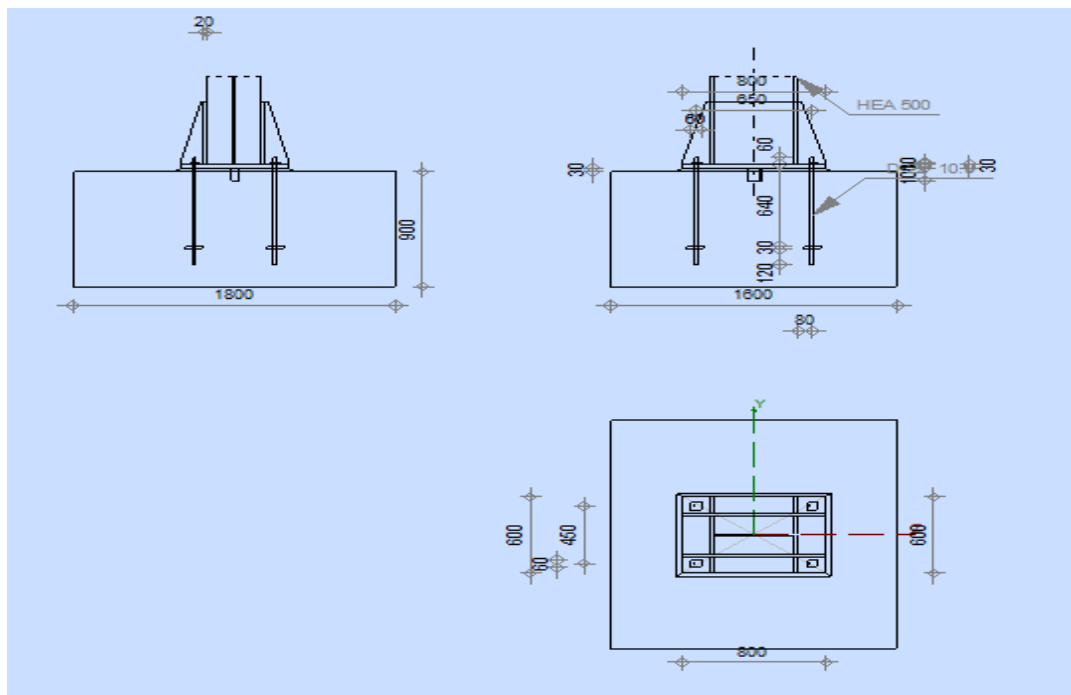


Figure VIII-11 Détail de l'assemblage au niveau du pied de poteau

GÉNÉRAL

Assemblage N°: 17
 Nom de l'assemblage: Pied de poteau encastré
 Noeud de la structure: 10
 Barres de la structure: 7

GÉOMÉTRIE**POTEAU**

Profilé: HEA 500
 Barre N°: 7
 $L_c = 15,00$ [m] Longueur du poteau
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 490$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 12$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 23$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 197,54$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{yc} = 86974,80$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: S 275
 $f_{yc} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance
 $f_{uc} = 43000000,00$ [daN/m²] Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} = 800$ [mm] Longueur
 $b_{pd} = 600$ [mm] Largeur
 $t_{pd} = 30$ [mm] Epaisseur
 Matériau: S 275
 $f_{ypd} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance
 $f_{upd} = 43000000,00$ [daN/m²] Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 10.9 Classe de tiges d'ancrage
 $f_{yb} = 67000000,00$ [daN/m²] Limite de plasticité du matériau du boulon
 $f_{ub} = 100000000,00$ [daN/m²] Résistance du matériau du boulon à la traction
 $d = 22$ [mm] Diamètre du boulon
 $A_s = 3,03$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 3,80$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $n_H = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_V = 2$ Nombre de rangées des boulons
 Ecartement $e_{Hi} = 650$ [mm]
 Entraxe $e_{Vi} = 450$ [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 60$ [mm]
 $L_2 = 640$ [mm]
 $L_3 = 120$ [mm]

Plaque d'ancrage

$l_p = 100$ [mm] Longueur
 $b_p = 100$ [mm] Largeur
 $t_p = 30$ [mm] Epaisseur
 Matériau: S 275

$f_y = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance

Platine

$l_{wd} = 60$ [mm] Longueur
 $b_{wd} = 60$ [mm] Largeur
 $t_{wd} = 10$ [mm] Epaisseur

BÊCHE

Profilé: IPE 80

$l_w = 100$ [mm] Longueur

Matériau: S 275

$f_{yw} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance

RAIDISSEUR

$l_s = 800$ [mm] Longueur
 $w_s = 600$ [mm] Largeur
 $h_s = 490$ [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

$L = 1600$ [mm] Longueur de la semelle

$B = 1800$ [mm] Largeur de la semelle

$H = 900$ [mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe C25/30

$f_{ck} = 2500000,00$ [daN/m²] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 30$ [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 1200000,00$ [daN/m²] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

$a_p = 6$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_w = 6$ [mm] Bêche

$a_s = 4$ [mm] Raidisseurs

EFFORTS

Cas: 6: ELU (1.35G+1.5V) 1*1.35+4*1.50

$N_{j,Ed} = -47605,67$ [daN] Effort axial

$V_{j,Ed,z} = -2688,44$ [daN] Effort tranchant

$M_{j,Ed,y} = 13461,09$ [daN*m] Moment fléchissant

RÉSULTATS

ZONE COMPRIMÉE

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = \frac{1666666,6}{7}$ [daN/m ²]	Résistance de calcul à la compression	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
$f_j = \frac{2484519,9}{7}$ [daN/m ²]	Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise	[6.2.5.(7)]
$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$		
$c = 58$ [mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} = 138$ [mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} = 415$ [mm]	Longueur effective de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} = 574,08$ [cm ²]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$A_{c1} = 5166,68$ [cm ²]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$		
$F_{rd,u} = 287037,74$ [daN]	Résistance du béton à l'appui rigide	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$\beta_j = 0,67$	Coefficient réducteur pour la compression	[6.2.5.(7)]
$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$		
$f_{jd} = 3333333,33$ [daN/m ²]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$A_{c,n} = 3484,69$ [cm ²]	Aire de compression efficace	[6.2.8.2.(1)]
$A_{c,y} = 1086,22$ [cm ²]	Aire de flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$		
$F_{c,Rd,n} = 1161563,47$ [daN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = 362073,00$ [daN]	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]
$W_{pl,y} = 12792,86$ [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} = 351803,65$ [daN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} = 524$ [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$		
$F_{c,fc,Rd,y} = 670830,53$ [daN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$		
$N_{j,Rd} = 1161563,47$ [daN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$		
$F_{c,Rd,y} = 362073,00$ [daN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

ZONE TENDUE**RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE**

$A_b = 3,03$ [cm ²]	Aire de section efficace du boulon	[Tableau 3.4]
$f_{ub} = 100000000,00$ [daN/m ²]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$\beta = 0,85$	Coefficient de réduction de la résistance du boulon	[3.6.1.(3)]
$F_{t,Rd,s1} = \beta * 0,9 * f_{ub} * A_b / \gamma_{M2}$		
$F_{t,Rd,s1} = 18543,60$ [daN]	Résistance du boulon à la rupture	[Tableau 3.4]
$\gamma_{Ms} = 1,20$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
$f_{yb} = 67000000,00$ [daN/m ²]	Limite de plasticité du matériau du boulon	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} * A_b / \gamma_{Ms}$		
$F_{t,Rd,s2} = 16917,50$ [daN]	Résistance du boulon à la rupture	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$		
$F_{t,Rd,s} = 16917,50$ [daN]	Résistance du boulon à la rupture	

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$f_{ck} = 2500000,00$ [daN/m ²]	Résistance caractéristique du béton à la compression	EN 1992-1:[3.1.2]
$A_h = 96,20$ [cm ²]	Aire de contact de la plaque d'ancrage	CEB [15.1.2.3]
$p_k = 18750000,00$ [daN/m ²]	Résistance caractéristique du béton à l'arrachement	CEB [15.1.2.3]
$\gamma_{Mp} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,p} = p_k * A_h / \gamma_{Mp}$		
$F_{t,Rd,p} = 83505,79$ [daN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.3]

ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$h_{ef} = 450$ [mm]	Longueur effective du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$N_{Rk,c}^0 = 9.0[N^{0.5}/mm^{0.5}]*f_{ck}^{0.5}*h_{ef}^{1.5}$		

$N_{Rk,c}^0 = 42956,74$	[daN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$Scr,N = 1350$	[mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.4]
$Ccr,N = 675$	[mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.4]
$A_{c,N0} = 18225,00$	[cm ²]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.4]
$A_{c,N} = 10350,00$	[cm ²]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.4]

$$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$$

$\psi_{A,N} = 0,57$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
---------------------	---	-------------

$c = 475$	[mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.4]
-----------	------	---	-------------

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c / C_{cr,N} \leq 1.0$$

$\psi_{s,N} = 0,91$	Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.4]
---------------------	---	-------------

$\psi_{ec,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
----------------------	--	-------------

$$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$$

$\psi_{re,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.4]
----------------------	---	-------------

$\psi_{ucr,N} = 1,00$	Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.4]
-----------------------	--	-------------

$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
----------------------	---------------------------------	---------------

$$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$$

$F_{t,Rd,c} = 10290,1$	[daN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de béton	EN 1992-1: [8.4.2.(2)]
------------------------	-------	---	------------------------

FENDAGE DU BETON

$h_{ef} = 610$	[mm]	Longueur effective du boulon d'ancrage	CEB [9.2.5]
----------------	------	--	-------------

$$N_{Rk,c}^0 = 9.0 [N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck}^{0.5} \cdot h_{ef}^{1.5}$$

$N_{Rk,c}^0 = 67796,50$	[daN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.5]
-------------------------	-------	---	-------------

$Scr,N = 1220$	[mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.5]
----------------	------	-----------------------------------	-------------

$Ccr,N = 610$	[mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.5]
---------------	------	---	-------------

$A_{c,N0} = 14884,00$	[cm ²]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.5]
-----------------------	--------------------	----------------------------------	-------------

$A_{c,N} = 9059,75$	[cm ²]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.5]
---------------------	--------------------	--------------------------------	-------------

$$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$$

$\psi_{A,N} = 0,61$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
---------------------	---	-------------

$c = 475$	[mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.5]
-----------	------	---	-------------

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c / C_{cr,N} \leq 1.0$$

$\psi_{s,N} = 0,93$	Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.5]
---------------------	---	-------------

$\psi_{ec,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
----------------------	--	-------------

$$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$$

$\psi_{re,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.5]
----------------------	---	-------------

$\psi_{ucr,N} = 1,00$	Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.5]
-----------------------	--	-------------

$$\psi_{h,N} = (h/(2 \cdot h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$$

$\psi_{h,N} = 0,82$	Coef. dépendant de la hauteur de la fondation	CEB [9.2.5]
---------------------	---	-------------

$\gamma_{M,sp} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
------------------------	---------------------------------	---------------

$$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} \cdot \psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$$

$F_{t,Rd,sp} = 14562,49$	[daN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton	CEB [9.2.5]
--------------------------	-------	--	-------------

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$$

$F_{t,Rd} = 10290,15$	[daN]	Résistance du boulon d'ancrage à traction	
-----------------------	-------	---	--

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} = 367$	[mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1	[6.2.6.5]
-------------------	------	---	-----------

$l_{eff,2} = 367$	[mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2	[6.2.6.5]
-------------------	------	---	-----------

$m = 68$	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
----------	------	-----------------------------------	-----------

$M_{pl,1,Rd} = 2268,32$	[daN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
-------------------------	---------	---	---------

$M_{pl,2,Rd} = 2268,32$	[daN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
-------------------------	---------	---	---------

$F_{T,1,Rd} = 133016,30$	[daN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
--------------------------	-------	---------------------------------------	---------

$F_{T,2,Rd} = 42455,74$	[daN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
-------------------------	-------	---------------------------------------	---------

$F_{T,3,Rd} = 20580,30$	[daN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
-------------------------	-------	---------------------------------------	---------

$$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$$

$F_{t,pl,Rd,y} = 20580,30$	[daN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]
----------------------------	-------	---	---------

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$$

$$F_{T,Rd,y} = 20580,30 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de la semelle dans la zone tendue} \quad [6.2.8.3]$$

CONTRÔLE DE LA RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,04 < 1,00$	vérifié	(0,04)
$e_y = 283$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$z_{c,y} = 262$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$		[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} = 325$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} = 98919,29$ [daN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	$0,14 < 1,00$	vérifié	(0,14)

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$$\alpha_{d,z} = 1,04 \quad \text{Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\alpha_{b,z} = 1,00 \quad \text{Coef. pour les calculs de la résistance } F_{1,vb,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$k_{1,z} = 2,50 \quad \text{Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = 56760,00 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise} \quad [6.2.2.(7)]$$

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$$\alpha_b = 0,25 \quad \text{Coef. pour les calculs de la résistance } F_{2,vb,Rd} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$A_{vb} = 3,80 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section du boulon} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$f_{ub} = 100000000,00 \text{ [daN/m}^2\text{]} \quad \text{Résistance du matériau du boulon à la traction} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$$F_{2,vb,Rd} = 7541,83 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$\alpha_M = 2,00 \quad \text{Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation} \quad \text{CEB [9.3.2.2]}$$

$$M_{Rk,s} = 99,89 \text{ [daN*m]} \quad \text{Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion} \quad \text{CEB [9.3.2.2]}$$

$$l_{sm} = 56 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur du bras de levier} \quad \text{CEB [9.3.2.2]}$$

$$\gamma_{Ms} = 1,20 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.2]}$$

$$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$$

$$F_{v,Rd,sm} = 2972,82 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$$N_{Rk,c} = 22226,72 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de calc. pour le soulèvement} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$k_3 = 2,00 \quad \text{Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.3]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,cp} = 20580,30 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du béton à l'effet de levier} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

ECRASMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$$V_{Rk,c,z} = 28882,8 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance caractéristique du boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4.(a)]}$$

$$\psi_{A,V,z} = 0,95 \quad \text{Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4]}$$

$$\psi_{h,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation} \quad \text{CEB [9.3.4.(c)]}$$

$$\psi_{s,V,z} = 0,98 \quad \text{Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.4.(d)]}$$

$$\psi_{ec,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4.(e)]}$$

$$\psi_{\alpha,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant} \quad \text{CEB [9.3.4.(f)]}$$

$$\psi_{ucr,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation} \quad \text{CEB [9.3.4.(g)]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z} \cdot \psi_{A,V,z} \cdot \psi_{h,V,z} \cdot \psi_{s,V,z} \cdot \psi_{ec,V,z} \cdot \psi_{\alpha,V,z} \cdot \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = 12467,89 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du béton pour l'écrasement du bord} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d} =$	0,30	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed} =$	47605,67 [daN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$			
$F_{f,Rd} =$	14281,70 [daN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

CONTACT DE LA CALE D'ARRET AVEC BETON

$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 * l_w * b_{wz} * f_{ck} / \gamma_c$			
$F_{v,Rd,wg,z} =$	10733,33 [daN]	Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton	

CONTROLE DU CISAILEMENT

$V_{j,Rd,z} = n b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,z} =$	36906,33 [daN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,07 < 1,00	vérifié	(0,07)

CONTRÔLE DES RAIDISSEURS**Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau**

$M_1 =$	736,96 [daN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 =$	9509,17 [daN]	Effort tranchant du raidisseur	
$z_s =$	151 [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s =$	51390,13 [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d =$	172848,83 [daN/m ²]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g =$	529835,81 [daN/m ²]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau =$	970323,07 [daN/m ²]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z =$	1689513,93 [daN/m ²]	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)	0,06 < 1,00	vérifié	(0,06)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$M_1 =$	518,40 [daN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 =$	7975,43 [daN]	Effort tranchant du raidisseur	
$z_s =$	132 [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s =$	56164,96 [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d =$	94035,99 [daN/m ²]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g =$	358234,35 [daN/m ²]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau =$	813819,35 [daN/m ²]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z =$	1412709,66 [daN/m ²]	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)	0,05 < 1,00	vérifié	(0,05)

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} =$	2524522,21 [daN/m ²]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	2524522,21 [daN/m ²]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} =$	0,00 [daN/m ²]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} =$	-148303,03 [daN/m ²]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 * f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0,08 < 1,00	vérifié	(0,08)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2)) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2}))} \leq 1.0$ (4.1)	0,12 < 1,00	vérifié	(0,12)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2}))} \leq 1.0$ (4.1)	0,12 < 1,00	vérifié	(0,12)

SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS**Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau**

$\sigma_{\perp} =$	0,00 [daN/m ²]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	0,00 [daN/m ²]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	6260148,85 [daN/m ²]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	0,00 [daN/m ²]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,27 < 1,00	vérifié	(0,27)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	1145042,35 [daN/m ²]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	1145042,35 [daN/m ²]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	2034548,38 [daN/m ²]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	4202695,47 [daN/m ²]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,10 < 1,00 vérifié (0,10)			

SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS**Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau**

$\sigma_{\perp} =$	5422577,29 [daN/m ²]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	5422577,29 [daN/m ²]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	2821348,76 [daN/m ²]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	11895268,14 [daN/m ²]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,29 < 1,00 vérifié (0,29)			

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	5422577,29 [daN/m ²]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	5422577,29 [daN/m ²]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	2341258,45 [daN/m ²]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	11578508,16 [daN/m ²]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,29 < 1,00 vérifié (0,29)			

RIGIDITÉ DE L'ASSEMBLAGE**Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$**

$b_{eff} =$	138 [mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	415 [mm]	Longueur effective de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff})} / (1.275 * E)$			
$k_{13,y} =$	28 [mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	367 [mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	68 [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$			
$k_{15,y} =$	13 [mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	257 [mm]	Longueur effective du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$			
$k_{16,y} =$	2 [mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,82	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	59606143,26 [daN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	36529416,00 [daN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} \geq S_{j,rig,y}$ RIGIDE			[5.2.2.5.(2)]

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

RAIDISSEUR - SOUDURES HORIZONTALES

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,29

Chapitre IX :

Vérification des éléments

IX-Introduction

Le but de tous calculs de structures est de vérifier tous les éléments aux sollicitations afin d'assurer la stabilité globale de l'ossature.

La vérification de l'ossature nécessite au préalable l'évaluation de toutes les charges (permanentes, d'exploitations, sismiques et climatiques) qui lui seraient appliquées. Le calcul se fait sous les combinaisons d'actions les plus défavorables aux quelles ils pourraient être soumis durant toute leurs périodes d'exploitation de l'ouvrage.

Les sollicitations obtenues servent à la vérification des éléments (poteaux, poutres, ...).

IX-1-Récapitulatif des éléments utilisés

Tableau IX-1 éléments utilisés.

Éléments	Profilés
POTEAUX	HEA 500
POUTRES PP	HEA 450
POUTRE SS	HEA 360
POTELETS	HEB 260
SOLIVES	IPE 200
TRAVERSES	IPE 450
PANNES	IPE 160
LISSES	UPN 140

IX-2- Vérification des pannes

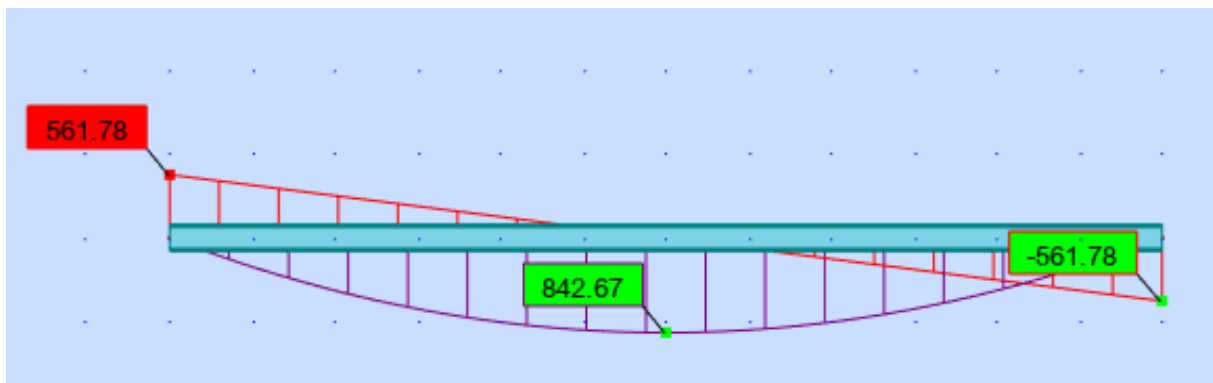


Figure IX-1 Diagramme des efforts des pannes

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 1 Panne_1
3.00 m

POINT: 10

COORDONNEE: $x = 0.50 L =$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: $5 \text{ 1.35G} + 1.5\text{E } 1*1.35+2*1.50$

MATERIAU:S 275 (S 275) $f_y = 27500000.00 \text{ daN/m}^2$ **PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 160**

$h=16.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=8.2 \text{ cm}$	$A_y=13.73 \text{ cm}^2$	$A_z=9.66 \text{ cm}^2$	$A_x=20.09 \text{ cm}^2$
$t_w=0.5 \text{ cm}$	$I_y=869.29 \text{ cm}^4$	$I_z=68.31 \text{ cm}^4$	$I_x=3.62 \text{ cm}^4$
$t_f=0.7 \text{ cm}$	$W_{ply}=123.86 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=26.10 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$M_{y,Ed} = 842.67 \text{ daN}\cdot\text{m}$
 $M_{y,pl,Rd} = 3406.15 \text{ daN}\cdot\text{m}$
 $M_{y,c,Rd} = 3406.15 \text{ daN}\cdot\text{m}$
 $M_{b,Rd} = 1042.77 \text{ daN}\cdot\text{m}$

Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

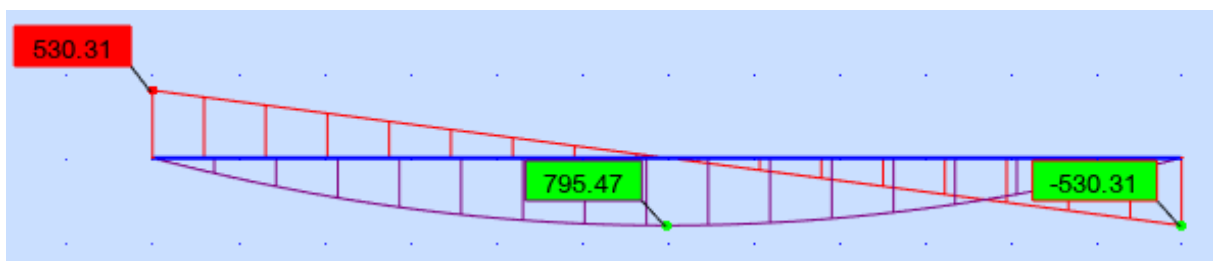
$z = 1.00$	$M_{cr} = 1104.24 \text{ daN}\cdot\text{m}$	Courbe,LT -	$XL_T = 0.31$
$L_{cr,upp}=6.00 \text{ m}$	$\lambda_{m_LT} = 1.76$	$f_{i,LT} = 2.11$	$XL_{T,mod} = 0.31$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:** $M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.25 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$ **Contrôle de la stabilité globale de la barre:** $M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.81 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$ **Profil correct !!!****IX-3- Verification des lisses****Figure IX-2** Diagramme des efforts des lisses**CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces**FAMILLE:****PIECE:** 1 lisse_1
3.00 m**POINT:** 6**COORDONNEE:** $x = 0.50 L =$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: $5 \text{ 1.35G} + 1.5\text{V}$

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 27500000.00 \text{ daN/m}^2$


PARAMETRES DE LA SECTION: UPN 140

$h=14.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=6.0 \text{ cm}$	$A_y=13.40 \text{ cm}^2$	$A_z=10.10 \text{ cm}^2$	$A_x=20.40 \text{ cm}^2$
$tw=0.7 \text{ cm}$	$I_y=605.00 \text{ cm}^4$	$I_z=62.70 \text{ cm}^4$	$I_x=5.68 \text{ cm}^4$
$tf=1.0 \text{ cm}$	$W_{ply}=103.00 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=28.30 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$M_{y,Ed} = 795.47 \text{ daN}\cdot\text{m}$
 $M_{y,pl,Rd} = 2832.50 \text{ daN}\cdot\text{m}$
 $M_{y,c,Rd} = 2832.50 \text{ daN}\cdot\text{m}$
 $M_{b,Rd} = 824.18 \text{ daN}\cdot\text{m}$

Classe de la section = 1


PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 1349.85 \text{ daN}\cdot\text{m}$	Courbe,LT - d	$X_{LT} = 0.29$
$L_{cr,upp}=6.00 \text{ m}$	$L_{am_LT} = 1.45$	$f_{i,LT} = 2.02$	

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:


en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.28 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.97 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$

Profil correct !!!

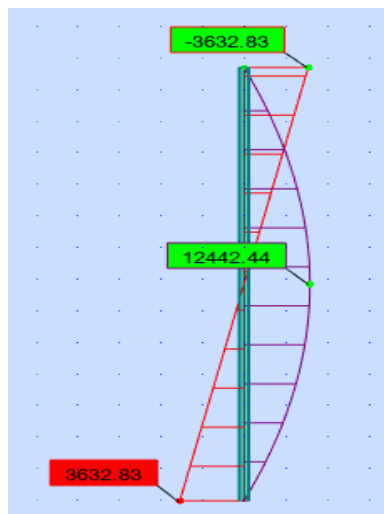
IX-4-Vérification des potelet


Figure IX-3 Diagramme des efforts des potelets

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: 1 Potelet_1
2.28 m

POINT: 2

COORDONNEE: $x = 0.17 L =$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 2 1.5V

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 27500000.00 \text{ daN/m}^2$



PARAMETRES DE LA SECTION: HEB 260

$h=26.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=26.0 \text{ cm}$	$A_y=100.74 \text{ cm}^2$	$A_z=37.59 \text{ cm}^2$	$A_x=118.44 \text{ cm}^2$
$t_w=1.0 \text{ cm}$	$I_y=14919.40 \text{ cm}^4$	$I_z=5134.52 \text{ cm}^4$	$I_x=124.26 \text{ cm}^4$
$t_f=1.8 \text{ cm}$	$W_{ply}=1282.91 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=602.25 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 807.25 \text{ daN}$	$M_{y,Ed} = 6912.47 \text{ daN}\cdot\text{m}$	
$N_{c,Rd} = 325710.00 \text{ daN}$	$M_{y,Ed,max} = 12442.44 \text{ daN}\cdot\text{m}$	
$N_{b,Rd} = 46527.83 \text{ daN}$	$M_{y,c,Rd} = 35280.03 \text{ daN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = 2421.89 \text{ daN}$
	$M_{N,y,Rd} = 35280.03 \text{ daN}\cdot\text{m}$	$V_{z,c,Rd} = 59682.14$
daN		

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 13.70 \text{ m}$	$Lam_y = 1.41$
$L_{cr,y} = 13.70 \text{ m}$	$X_y = 0.38$
$L_{amy} = 122.07$	$k_{yy} = 1.00$



en z:

$L_z = 13.70 \text{ m}$	$Lam_z = 2.40$
$L_{cr,z} = 13.70 \text{ m}$	$X_z = 0.14$
$L_{amz} = 208.07$	$k_{zy} = 0.52$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.20 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{bda,y} = 122.07 < \lambda_{bda,max} = 210.00 \quad \lambda_{bda,z} = 208.07 < \lambda_{bda,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.36 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.20 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

IX-5- Vérification des solives

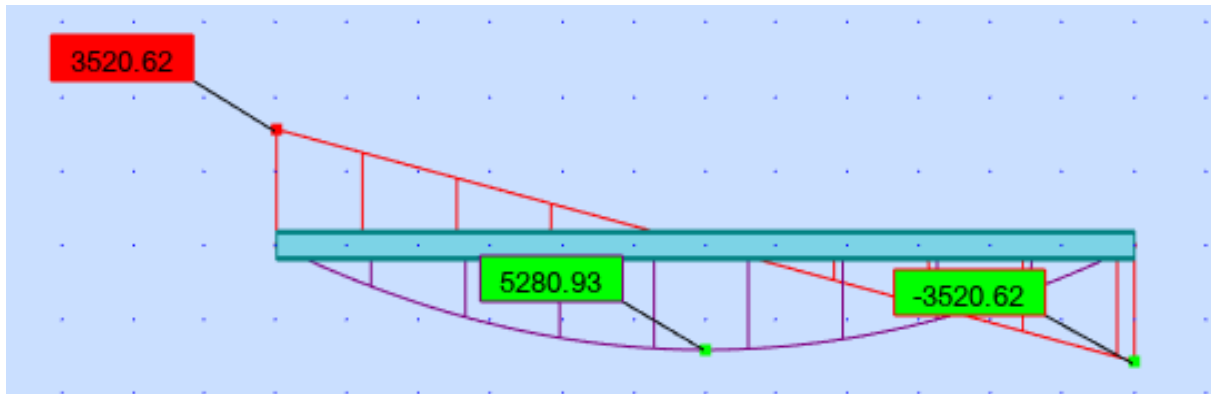


Figure IX-4 Diagramme des efforts des solives

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 1 Solive_1

POINT: 4

COORDONNEE: $x = 0.50 L =$

3.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 5 1.35G+1.5Q

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 27500000.00 \text{ daN/m}^2$



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 200

$h=20.0 \text{ cm}$

$gM0=1.00$

$gM1=1.00$

$b=10.0 \text{ cm}$

$A_y=19.58 \text{ cm}^2$

$A_z=14.00 \text{ cm}^2$

$A_x=28.48 \text{ cm}^2$

$t_w=0.6 \text{ cm}$

$I_y=1943.17 \text{ cm}^4$

$I_z=142.37 \text{ cm}^4$

$I_x=7.02 \text{ cm}^4$

$t_f=0.9 \text{ cm}$

$W_{ply}=220.64 \text{ cm}^3$

$W_{plz}=44.61 \text{ cm}^3$

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$M_{y,Ed} = 5280.93 \text{ daN}\cdot\text{m}$

$M_{y,pl,Rd} = 6067.60 \text{ daN}\cdot\text{m}$

$M_{y,c,Rd} = 6067.60 \text{ daN}\cdot\text{m}$

$M_{b,Rd} = 2009.16 \text{ daN}\cdot\text{m}$

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$

$M_{cr} = 2199.99 \text{ daN}\cdot\text{m}$

Courbe,LT -

$XL T = 0.33$

$L_{cr,upp}=6.00 \text{ m}$

$\lambda_{m_LT} = 1.66$

$f_{i,LT} = 1.97$

$XL T_{mod} = 0.33$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.89 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.83 > 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches (REPERE LOCAL):**

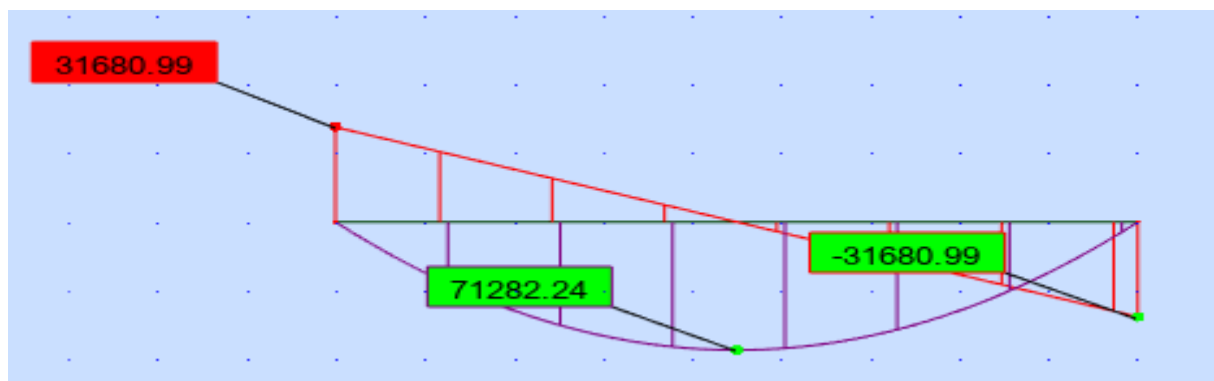
$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/250.00 = 2.4 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 1 PERM1

$$u_z = 0.57 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/250.00 = 2.4 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 1 PERM1**Déplacements (REPERE GLOBAL):** Non analysé**Profil correct !!!****IX-6- Verification des poutres principales****Figure IX-5** Diagramme des efforts des poutres principales**CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces**FAMILLE:****PIECE:** 1 Poutre P_1**POINT:** 12**COORDONNEE:** $x = 0.50 L =$

4.50 m

CHARGEMENTS:**Cas de charge décisif:** 5 1.35G+1.5Q**MATERIAU:**S 275 (S 275) $f_y = 27500000.00 \text{ daN/m}^2$ **PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 450**

h=44.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=30.0 cm

Ay=138.47 cm²Az=65.78 cm²Ax=178.03 cm²

tw=1.1 cm

Iy=63721.60 cm⁴Iz=9465.33 cm⁴Ix=244.61 cm⁴

tf=2.1 cm

Wply=3215.87 cm³Wplz=965.53 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$M_{y,Ed} = 71282.24 \text{ daN}\cdot\text{m}$
 $M_{y,pl,Rd} = 88436.43 \text{ daN}\cdot\text{m}$
 $M_{y,c,Rd} = 88436.43 \text{ daN}\cdot\text{m}$
 $M_{b,Rd} = 53715.83 \text{ daN}\cdot\text{m}$

Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

$z = 1.00$
 $L_{cr,upp} = 9.00 \text{ m}$
 $M_{cr} = 73191.08 \text{ daN}\cdot\text{m}$
 $\lambda_{m,LT} = 1.10$
 Courbe,LT - $\phi_{i,LT} = 1.20$
 $X_{LT} = 0.59$
 $X_{LT,mod} = 0.61$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.81 < 1.00$ (6.2.5.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.79 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

DEPLACEMENTS LIMITES

Flèches (REPÈRE LOCAL):

$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y,max} = L/200.00 = 4.5 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif: 1 PERM1

$u_z = 4.5 \text{ cm} < u_{z,max} = L/200.00 = 4.5 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif: 1 PERM1



Déplacements (REPÈRE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

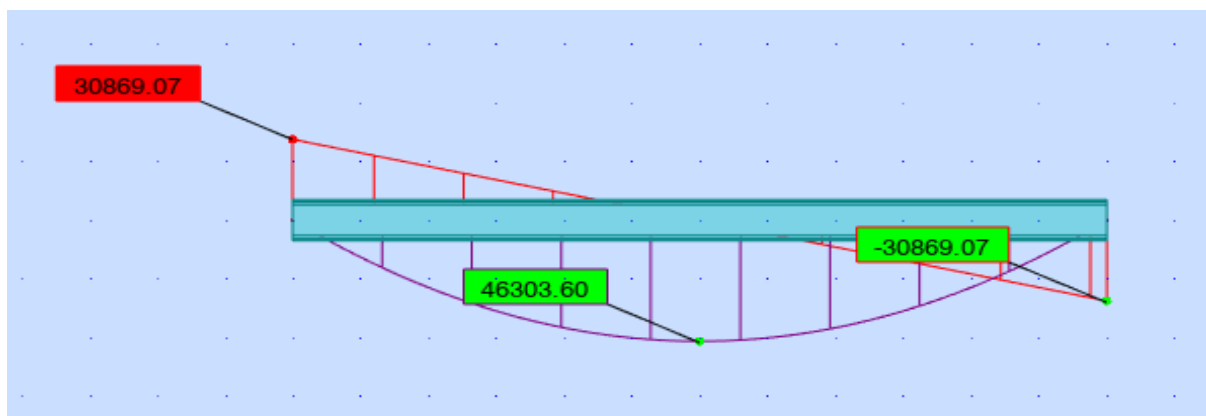
IX-7-Vérification des poutres secondaire

Figure IX-6 Diagramme des efforts des poutres secondaires

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: 2 Poutre S_2
3.00 m

POINT: 18

COORDONNEE: $x = 0.50 L =$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 5 1.35G+1.5Q

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 27500000.00 \text{ daN/m}^2$



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 360

$h=35.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=30.0 \text{ cm}$	$A_y=116.66 \text{ cm}^2$	$A_z=48.96 \text{ cm}^2$	$A_x=142.76 \text{ cm}^2$
$tw=1.0 \text{ cm}$	$I_y=33089.80 \text{ cm}^4$	$I_z=7886.84 \text{ cm}^4$	$I_x=149.41 \text{ cm}^4$
$tf=1.8 \text{ cm}$	$W_{ply}=2088.47 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=802.28 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$M_{y,Ed} = 46303.60 \text{ daN}\cdot\text{m}$
 $M_{y,pl,Rd} = 57432.93 \text{ daN}\cdot\text{m}$
 $M_{y,c,Rd} = 57432.93 \text{ daN}\cdot\text{m}$
 $M_{b,Rd} = 45101.58 \text{ daN}\cdot\text{m}$

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 85242.01 \text{ daN}\cdot\text{m}$	Courbe,LT -	$XLT = 0.76$
$L_{cr,upp}=6.00 \text{ m}$	$\lambda_{m_LT} = 0.82$	$\phi_{i,LT} = 0.91$	$XLT_{mod} = 0.79$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.81 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.74 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif: 4 PERM4

$u_z = 2.5 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif: 4 PERM4



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

Chapitre X :

Calcul des pieds de poteaux

X-Introduction

Les pieds de poteaux sont des éléments verticaux qui transmettent aux fondations les efforts extérieurs qui sont appliqués au bâtiment :

- Efforts verticaux.
- Poussé horizontal.
- Moment fléchissant résultant des efforts horizontaux et des charges verticales.

Ils existent trois types de poteaux :

- Encastré au pied et articulé en tête.
- Articulé au pied et encastré en tête.
- Encastré dans les deux extrémités.

Dans notre cas nous avons un poteau encastré au pied et articulé en tête.

X-1- Calcul de la base du poteau

On a :

- Un poteau en HEA 500
- Epaisseur de la plaque 30 mm
- Dimension de la fondation 1600x1800x900 mm
- L'acier est de S275
- Le Béton est de grade C25/30
- Boulons M22 classe 10.9
- $N_{sd} = 47605.67 \text{ daN}$
- $M_{sd} = 13461.09 \text{ daN.m}$
- $V_{sd} = 2688.44 \text{ daN}$

X-1-1- Partie tendue

La résistance à la traction des deux boulons d'ancrage :

$$F_{2s,rd} = 2 \times \frac{A_s \times f_y}{\gamma_{Mb}} = 2 \times \frac{303 \times 27.5}{1.25} = 6666 \text{ daN}$$

La résistance de la plaque d'assise en flexion sous l'effort de la force est :

$$F_{pl,rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{m \gamma_{M0}} = \frac{bt^2 \times f_y}{6m \gamma_{M0}} = \frac{600 \times 30^2 \times 27.5}{6 \times 60 \times 1.1} = 37500 \text{ daN}$$

$$F_{2s,rd} = 6666 \text{ daN} < F_{pl,rd} = 37500 \text{ daN} \rightarrow \text{Vérifié}$$

X-1-2- Partie comprimée

La pression de contact ne doit pas dépasser la résistance de calcul de liaison

On a :

$$f_{jd} = \frac{\alpha \beta_j f_{ck}}{\gamma_c}$$

β_j : coefficient relatif à la liaison = 2/3

α : facteur de concentration

$$\alpha = \sqrt{\frac{a_1 b_1}{a \cdot b}}$$

$$a_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} a + 2a_r = 800 + 2 \times 500 = 1800 \\ 5a = 5 \times 800 = 4000 \\ a + h = 800 + 900 = 1700 \\ 5b = 5 \times 600 = 3000 \end{array} \right\} = 1700 \text{ mm}$$

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} b + 2b_r = 600 + 2 \times 500 = 1600 \\ 5b = 5 \times 600 = 3000 \\ b + h = 600 + 900 = 1500 \\ 5a = 5 \times 800 = 4000 \end{array} \right\} = 1500 \text{ mm}$$

On obtient alors :

$$\alpha = \sqrt{\frac{1700 \times 1500}{800 \times 600}} = 2.30$$

$$f_{jd} = \frac{2.30 \times 0.67 \times 25}{1.5} = 25.68 \text{ MPa} = 2.568 \text{ daN/mm}^2$$

L'aire efficace du béton en compression est calculée en fonction de l'équilibre des forces :

$$N_{sd} = A_{eff} \times f_{jd} - F_{2s,rd}$$

$$A_{eff} = \frac{N_{sd} + F_{2s,rd}}{f_{jd}} = \frac{47605.67 + 6666}{2.568} = 21133.82 \text{ mm}^2$$

La largeur supplémentaire d'appuis ne doit pas dépasser :

$$c = t \sqrt{\frac{f_y}{3f_{jd} \times \gamma_{M0}}} = 30 \sqrt{\frac{27.5}{3 \times 2.568 \times 1.1}} = 54.04 \text{ mm}$$

On prend : C = 54 mm

L'excentricité de la charge de compression :

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{13461.09}{47605.67} = 0.28 \text{ m} = 280 \text{ mm}$$

$$a' = h_f + 2c = 500 + 2 \times 54 = 608 \text{ mm}$$

$$b' = b_f + 2c = 300 + 2 \times 54 = 408 \text{ mm}$$

$$\frac{a'}{6} = \frac{608}{6} = 101.33 \text{ mm}$$

$$e = 280 \text{ mm} > \frac{a'}{6} = 101.33 \text{ mm}$$

Donc : la force de compression est extérieur du noyau central

X-1-3- Vérification de la plaque d'assise

L'Equation d'équilibre est :

$$\sum F_{verticale} = 0 \rightarrow N_{sd} + T - C = 0$$

Avec : $C = xb' \times f_{jd} = 408 \times x \times 2.568 = 1047.74x$

$$\sum M_z = 0 \rightarrow M_{sd} + N_{sd} \left(\frac{a}{2} - g \right) - c \left(\frac{a}{2} - g + \frac{h_c}{2} + c - \frac{x}{2} \right) = 0$$

$$47605.67 + T - 1047.74x = 0$$

$$13461.09 \times 10^3 + 47605.67 \left(\frac{800}{2} - 75 \right) - 1047.74x \left(\frac{800}{2} - 75 + \frac{500}{2} - 54 - \frac{x}{2} \right) = 0$$

$$523.87 x^2 - 545872.54x + 28932932.75 = 0$$

Solution de l'équation du 2nd degré :

$$\Delta = b^2 - 4ac = 545872.54^2 - 4 \times 523.87 \times 28932932.75 = 237.34 \times 10^9$$

$$X_1 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{545872.54 + \sqrt{237.34 \times 10^9}}{2 \times 523.87} = 985.97 \text{ mm}$$

$$X_2 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{545872.54 - \sqrt{237.34 \times 10^9}}{2 \times 523.87} = 56.02 \text{ mm}$$

$$X = 56.02 \text{ mm}$$

X-1-4- Calcul de l'effort de la traction dans les goujons

Nous avons :

$$47605.67 + T - 1047.74x = 0$$

$$X = 56.02 \text{ mm}$$

Donc :

$$T = -47605.67 + 1047.74 \times 56.02 = 11088.72 \text{ daN}$$

X-1-5- Vérification de l'épaisseur de la plaque

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

a) Moment fléchissant au niveau de la section 1 :

$$x = 56.02 \text{ mm} > c = 54 \text{ mm}$$

$$M_{1,sd} = b' \times f_{jd} \times c \times \frac{c}{2} = 408 \times 2.568 \times 54 \times \frac{54}{2} = 1527610.75 \text{ daN.mm}$$

b) Moment fléchissant au niveau de la section 2 :

Bras de levier : 75mm

$$M_{2,sd} = T \times 75 = 11088.72 \times 75 = 831654 \text{ daN.mm}$$

$$M_{sd} = \max\{M_{1,sd}; M_{2,sd}\} = 1527610.75 \text{ daN.mm}$$

c) Moment fléchissant par unité de longueur :

$$M_{sd} = \frac{M_{1,sd}}{l_{eff}} = \frac{1527610.75}{408} = 3744.14 \text{ daN}$$

$$l_{eff} = b_f + 2c = 300 + 2 \times 54 = 408 \text{ mm}$$

d) **Moment résistant plastique :**

$$M_{pl,rd} = \frac{t^2 \times f_y}{4\gamma_{M0}} = \frac{30^2 \times 27.5}{4 \times 1.1} = 5625 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 3744.14 \text{ daN} < M_{pl,rd} = 5625 \text{ daN} \rightarrow \text{Vérifié}$$

X-1-6- Calcul des boulons d'ancrage

Les goujons doivent transmettre à la fondation en béton une force de traction égale à :

$$T = 11088.72 \text{ daN}$$

On a des tiges de **M22** de classe **10.9** avec les caractéristiques suivantes :

$$A_s = 303 \text{ mm}^2; f_{ub} = 1000 \text{ MPa}; f_{yb} = 900 \text{ MPa}.$$

La résistance à la traction d'un boulon s'exprime sous la forme suivante :

$$F_{t,sd} \leq F_{t,rd}$$

Où :

$$F_{t,rd} = \frac{0.9 f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times 100 \times 303}{1.25} = 21816 \text{ daN}$$

$$F_{t,sd} = \frac{T}{2} = \frac{11088.72}{2} = 5544.36 \text{ daN}$$

$$F_{t,sd} = 5544.36 \text{ daN} \leq F_{t,rd} = 21816 \text{ daN} \rightarrow \text{Vérifié}$$

X-1-7- Vérification de la tige d'ancrage à l'adhérence

Pour un boulon d'ancrage :

$$T/2 \leq F_{anc,rd}$$



Recommandations CNC2M pour le dimensionnement des assemblages selon la NF EN 1993-1-8

Tige	droite	crochet	Avec plaque d'ancrage
Géométrie			
Dispositions constructives	-	$r \geq 3d$ $1,5d \leq l_2 \leq 2d$	$t_r \geq 0,3r$
Résistance côté béton	$F_{t,c,Rd} = \pi d l_b f_{bd}$	$F_{t,c,Rd} = \pi d (l_1 + 6,4r + 3,5l_2) f_{bd}$	$F_{t,c,Rd} = 2,55 f_{cd} \pi (r^2 - d^2 / 4) \left(1 - \frac{r}{v}\right)$ $v = \min(l; d_i; p)$
Résistance tige	$F_{t,ancr,Rd} = \min(F_{t,Rd}; F_{t,c,Rd})$		
p : Distance entre tiges, f_{cd} : Résistance en compression du béton.			

Figure X-1 Résistance en traction des tiges d'ancrage

Du coup :

$$t_f = 30 \text{ mm} > 0.3r_r = 24 \text{ mm} \rightarrow \textbf{Vérifié}$$

On applique donc la formule suivante :

$$F_{anc,rd} = 2.55f_{cd}\pi(r_r^2 - d^2/4) \left(1 - \frac{r_r}{v}\right)$$

$$v = \min(l; d_1; p) = \min(700; 575; 650) = 575 \text{ mm}$$

$$F_{anc,rd} = 2.55 \times 2.5 \times \pi(80^2 - 22^2/4) \left(1 - \frac{80}{575}\right) = 108619.54 \text{ daN}$$

$$T/2 = 5544.36 \text{ daN} \leq F_{anc,rd} = 108619.54 \text{ daN} \rightarrow \textbf{Vérifié}$$

Conclusion

La base des pieds de poteaux est vérifiée avec des tiges d'encrage **M22** de classe **10.9**.

Chapitre XI :

Calcul des fondations

XI-Introduction

On appelle fondation la base de l'ouvrage que se trouve en contact direct avec le terrain d'assise, son rôle est d'assurer la stabilité de l'ouvrage en assurant la transmission de toutes les charges supportées par cet ouvrage d'une manière uniforme au sol.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans les bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

La fondation doit être en équilibre sous :

- Les sollicitations dues à la superstructure.
- Les sollicitations dues au sol.

XI-1- Etude du sol

Dans l'étude d'un projet de génie civil, le calcul des fondations ne peut se faire sans une étude géotechnique approfondie du sol et en effectuant plusieurs sondages.

Dans notre cas, la contrainte admissible du sol est égale à « **2 bars** ». (Rapport de sol)

XI-2-Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation se fait en fonction du type de la super structure et des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix doit satisfaire :

- La stabilité de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain : La connaissance du terrain par sondage et définition des caractéristiques.
- Le site : urbain, montagne, bord de mer.
- La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau, terrain très meuble.

Pour notre projet on opte pour des fondations superficielles de type « **semelle isolées** ».

XI-3- Etude des semelles

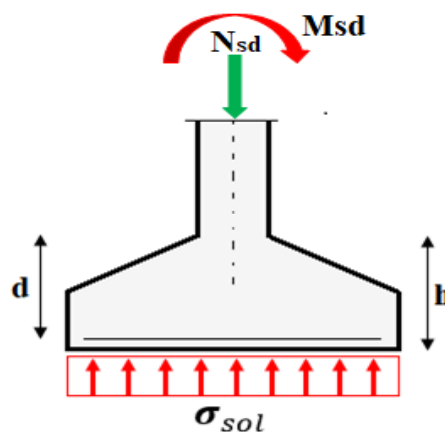


Figure XI-1 Diagramme des contraintes agissant sur les fondations.

Les charges à prendre en considération sont celle obtenue à l'étude du portique :

$$N_{sd} = 47605.67 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 13461.09 \text{ daN.m}$$

$$V_{sd} = 2688.44 \text{ daN}$$

XI-3-1- Dimensionnement de la semelle

e) Détermination de A et B :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow \begin{cases} A = \frac{a \times B}{b} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N_{sd}}{\sigma_{sol}}} \\ B = \frac{b \times A}{a} \rightarrow A \geq \sqrt{\frac{a}{b} \times \frac{N_{sd}}{\sigma_{sol}}} \end{cases}$$

On a : b = 800 mm et a = 600 mm

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N_{sd}}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow \frac{B^2 \times a}{b} \geq \frac{N_{sd}}{\sigma_{sol}}$$

$$B^2 \times \frac{600}{800} \geq \frac{47605.67}{20000}$$

$$B \geq 1.78 \text{ m} \quad \text{on prend } B = 1.80 \text{ m}$$

$$A = \frac{600 \times 1800}{800} = 1.35 \text{ m} \quad \text{on prend } A = 1.60 \text{ m}$$

Donc on prend une semelle de dimensions (1.80 x 1.60) m².

f) Détermination de d et h

h = d + c avec c : enrobage des aciers qui est de 5cm

$$d \geq \max\left(\frac{A - a}{4}; \frac{B - b}{4}\right)$$

$$d \geq \max\left(\frac{1.8 - 0.8}{4} = 25\text{cm}; \frac{1.6 - 0.6}{4} = 25\text{cm}\right)$$

Donc : d = 25 cm et h = 30 cm

XI-3-2- Vérification de la stabilité

Quel que soit le type de fondation on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaire et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondations résistant au renversement.

On vérifie $\Rightarrow A \geq 6e$ Tel que : e : excentricité.

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{13461.09}{47605.67} = 0.26$$

A=1.60m > 6e=1.56m **Condition vérifié**

XI-3-3- Calcul du ferrailage

- Nappe supérieur // à A

a) AL'ELU

$$A_u = \frac{N_u(A - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{47605.67(1.6 - 0.6)}{8 \times 0.3 \times 347.82 \times 10^5} = 0.000570 \text{ m}^2 = 5.70 \text{ cm}^2$$

b) AL'ELS

$$A_s = \frac{N_s(A - a)}{8 \times d \times \overline{\sigma}_{st}}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{n \times f_{c28}}\right) = 266.67 \text{ MPa}$$

n : coefficient de fissuration = 1,6

$$A_u = \frac{47605.67(1.6 - 0.6)}{8 \times 0.3 \times 266.67 \times 10^5} = 0.000743 \text{ m}^2 = 7.43 \text{ cm}^2$$

Nous avons $A_s \geq A_u$ donc on prend un ferrailage de 7HA12 Avec : 7.92 cm²

- Nappe supérieur // à B

c) AL'ELU

$$A_u = \frac{N_u(B - b)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{47605.67(1.8 - 0.8)}{8 \times 0.3 \times 347.82 \times 10^5} = 0.000570 \text{ m}^2 = 5.70 \text{ cm}^2$$

d) AL'ELS

$$A_s = \frac{N_s(B - b)}{8 \times d \times \overline{\sigma}_{st}}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{n \times f_{c28}}\right) = 266.67 \text{ MPa}$$

n : coefficient de fissuration = 1,6

$$A_u = \frac{47605.67(1.8 - 0.8)}{8 \times 0.3 \times 266.67 \times 10^5} = 0.000743 \text{ m}^2 = 7.43 \text{ cm}^2$$

Nous avons $A_s \geq A_u$ donc on prend un ferrailage de 7HA12 Avec : 7.92 cm²

XI-3-3-1- Détermination du patin “ e ”

$$e \geq \max(6\phi + 6 \text{ cm} ; 15 \text{ cm})$$

$$e \geq \max(13.2 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

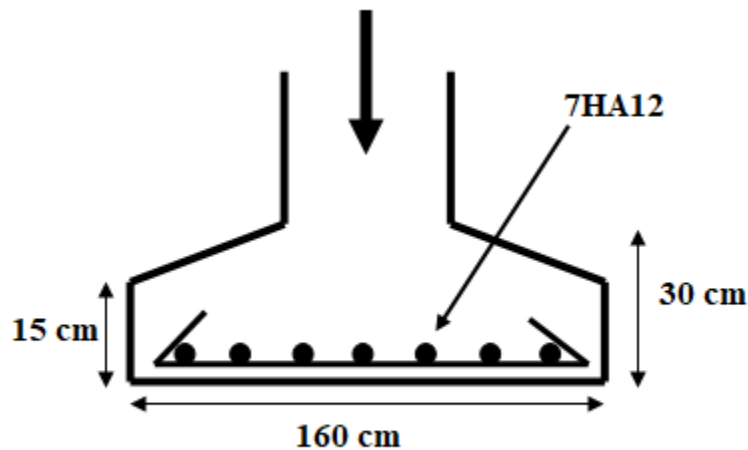


Figure XI-2 Détail de la semelle isolé

XI-4- Calcul des longrines

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction.

Une longrine est posée directement sur un béton de propreté pour empêcher la pollution du béton frais de la longrine par le sol. Le béton de propreté offre également un support uniforme à la longrine.

a) Dimensionnement des longrines

Selon le RPA99, pour un sol de type S3(meublé) les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 25 x 30 cm²

b) Calcul du ferrailage

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N_{sd}}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

α = coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée. (Cf. 3.3 RPA 99/2003)

$$F = \frac{47605.67}{12} = 3967.14 \text{ daN} \geq 2000 \text{ daN} \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

c) Calcul du ferrailage longitudinal

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{3967.14}{347.82 \times 10^1} = 1.14 \text{ cm}^2$$

Le RPA99 exige une section minimale :

$$A_{min} = 0.6\%S = 0.6\% \times (25 \times 30) = 4.5 \text{ cm}^2$$

Donc on prend **4HA14** avec : $A_{st} = 6.16 \text{ cm}^2$

d) Vérification de la condition de non-fragilité

$$A_{st} \geq S \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st} = 6.16 \text{ cm}^2 \\ A_{st} \geq S \times \frac{f_{tj}}{f_e} = (25 \times 30) \times \frac{2.1}{400} = 3.94 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

e) Calcul des armatures transversal

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_{min} \right\}$$

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \frac{300}{35} = 8.57; \frac{250}{10} = 25; \varphi_{min} = 10 \right\}$$

On opte pour $\varphi_t = 8 \text{ mm}$

XI-4-1- Calcul de l'espacement des cadres

Le RPA exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm}; 15\varphi_t)$$

$$S_t \leq \min(20; 12)$$

Alors on adopte un espacement :

$$S_t = 12 \text{ cm}$$

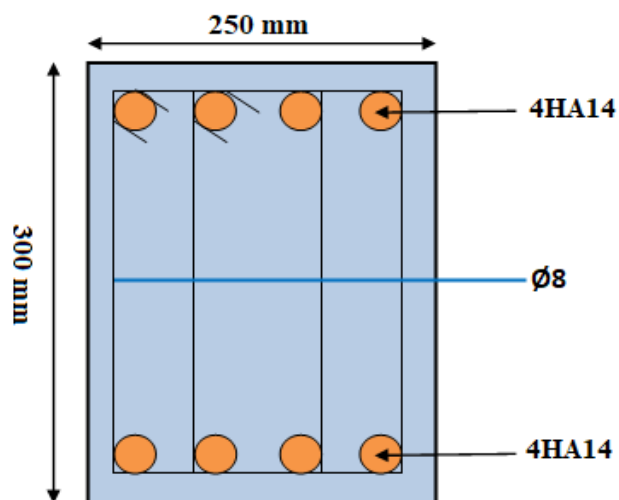


Figure XI-3 Ferrailage des longrines

Chapitre XII :

Protection de la structure

XII-Généralité

La protection de la structure est essentielle pour accroître sa teneur dans le temps, et démunie les pertes humaines et matérielles en cas d'incident majeur pour cela on prévoit une protection à la corrosion et au feu.

XII-1-Protection à la corrosion

XII-1-1- Introduction

Comme tous les matériaux de construction, l'acier tend à se dégrader superficiellement lorsqu'il est soumis à des milieux corrosifs comme le sol, l'air et plus particulièrement la pluie ou la neige.

Les techniques de prévention de la corrosion sont diverses : le dimensionnement de l'acier, la protection par peinture ou autre revêtement de surface.

Le choix de l'une ou de plusieurs de ces techniques dépend de divers paramètres comme l'agressivité du milieu ambiant, la durée de protection envisagée, les possibilités de mise en œuvre et d'entretien et le coût. Une optimisation technico-économique est à faire entre ces différents facteurs.

XII-1-2- Généralité sur la corrosion

La corrosion est une interaction physico-chimique entre un métal et son milieu environnant. Elle entraîne des modifications dans les propriétés du métal et souvent une dégradation fonctionnelle du métal lui-même ou de son environnement.

XII-1-3- Nature de la corrosion

Pour l'acier, la corrosion se traduit par la formation de rouille. Ce produit composé d'oxydes plus ou moins hydratés ne se forme qu'en présence d'oxygène et d'eau à température ordinaire. Cette corrosion est dite aqueuse, et c'est la forme la plus fréquemment rencontrée en construction métallique.

Ceci dit, il existe une autre forme de corrosion, dite calamine. C'est une couche d'oxydes qui apparaît à haute température lors de l'élaboration et de la transformation de l'acier ; elle a une couleur bleuâtre caractéristique ; il est impératif de l'éliminer avant tout revêtement de l'acier.

XII-1-4- Prévention de la corrosion

C'est au niveau de la conception que les premières précautions doivent être prises pour gérer la corrosion de l'acier ; ces précautions devront faciliter l'entretien.

XII-1-4-1- Etude de l'environnement

La première étape consiste à caractériser l'environnement de service dans lequel se situera l'acier.

La corrosivité d'un environnement est en fonction de l'humidité, la température de l'air, la présence de produits chimiques et leur concentration, la teneur en oxygène, etc.

XII-1-4-2- Choix de la nuance d'acier

L'étape la plus importante dans la prévention des problèmes liés à la corrosion est le choix d'une nuance d'acier appropriée, accompagnée de méthodes de fabrication adaptées pour

l'environnement donné. Toutefois, même après avoir prescrit un acier particulier, il est nécessaire de soigner les détails constructifs et la mise en œuvre afin d'obtenir la meilleure résistance à la corrosion.

XII-1-4-3- La galvanisation

Le but premier de la galvanisation est de recouvrir l'acier d'une couche de zinc qui agira contre la corrosion. En effet, l'oxydation du zinc est lente comparativement à celle de l'acier.

Il est aussi possible d'ajouter de l'aluminium au zinc. Cet ajout produit un enduit qui procure une résistance accrue contre la corrosion en plus de mieux résister à la micro fissuration et le fendillement lors du façonnage ou suite aux impacts. Mais ce produit reste néanmoins peu utilisé.

Le zinc constitue également une protection sacrificielle en cas de blessure ou de discontinuité de revêtement, grâce à l'effet de pile produit entre l'acier et le zinc.

Il existe 3 techniques de galvanisation :

- Par immersion : pour des éléments neufs et de dimensions compatibles avec la taille des bains.
- La projection : nommée métallisation sera retenue pour la rénovation ou les éléments de grandes dimensions n'entrant pas dans les bains.
- L'électrolyse : convient bien aux pièces de petites dimensions et de grande série (pas utilisé en Génie Civil).

XII-1-4-3-1- Recommandation

Avant de souder les pièces galvanisées, il est recommandé d'enlever le revêtement dans la zone du cordon de soudure. Après soudure la zone affectée sera protégée par peinture riche en zinc.

Tous les aciers galvanisés peuvent être peints pour modifier l'aspect de surface. La couche de peinture en protégeant du contact de l'air améliore alors la durée de vie et le support en zinc permet des remises en état facilitées. Il suffit de brosser la peinture endommagée et d'appliquer la nouvelle couche de peinture pour rénover la surface.

XII-1-4-4- La peinture

Le traitement de surface par une peinture anticorrosive est une méthode très courante en termes de prévention des ouvrages métalliques (**85 % des surfaces protégées**).

Cette technique présente l'avantage de pouvoir traiter la plupart du temps les éléments en usine avant de les amener sur chantier. On a donc une facilité de mise en œuvre et de ce fait un avantage économique.

Les surfaces à peindre doivent être propres, débarrassées de la rouille et de la calamine, pour les éléments déjà oxydés, on a recours à différentes techniques de décapage : brossage, piquage, martelage ou projection d'abrasifs (grenaillage). Le grenaillage par sable est la technique la plus couramment utilisée.

Conclusion

Il existait différentes techniques de prévention contre la corrosion des ouvrages.

On associe en général plusieurs techniques de protections afin de minimiser l'apparition de rouille.

L'état actuel de la technique ne permet pas d'empêcher complètement la corrosion de se produire, c'est pourquoi il est nécessaire de prévoir une stratégie d'entretien de l'ouvrage. Cette notion est récente, et par conséquent il existe aujourd'hui une vraie problématique en termes d'entretien, mais surtout de réparation des ouvrages.

XII-2- Protection anti incendie

XII-2-1- Introduction

Les exigences réglementaires de protection contre l'incendie sont établies en fonction des types de bâtiment et de leur taille, sachant que la fumée est le risque majeur en cas de sinistre.

Elles visent avant tout la sécurité des personnes. Les risques pris en compte sont liés à la fragilisation de la structure qui peut entraîner une perte de stabilité et la ruine éventuelle d'un bâtiment.

La stabilité des structures ne doit donc pas être considérée isolément. Elle doit être évaluée globalement, en tenant compte d'un ensemble de critères qui relève plus particulièrement de la conception architecturale :

- Prévention de l'incendie : systèmes de détection, alarme, réseau d'eau (sprinklers), moyens de première intervention ;
- Protection des personnes : confinement du feu, cantonnement des fumées et désenfumage, issues de secours, lisibilité des circulations suivant la catégorie de bâtiment, durée de stabilité requise du bâtiment pour permettre l'évacuation ;
- Conditions d'intervention des secours : normes de sécurité, accès au bâtiment.

XII-2-2- Effet de la température sur l'acier

L'acier est un matériau incombustible mais bon conducteur de la chaleur. Lorsqu'un élément de structure en acier est soumis à un incendie, sa température s'accroît, et ses propriétés mécaniques se réduisent comme pour tout autre matériau.

La capacité portante de l'élément diminue par conséquent et sa déformation augmente. Si la déformation est trop importante, il peut y avoir effondrement. La stabilité au feu d'un élément n'est plus assurée quand, sous l'effet de l'élévation de température, sa résistance mécanique diminue jusqu'au niveau de contraintes auxquelles il est soumis.

On atteint à cet instant la température critique, comprise entre 450 °C et 800 °C, qui dépend de plusieurs paramètres : nuance de l'acier, niveau de contrainte, type de profil, conditions de liaisons et de chargement, et facteur de massivité (rapport de la surface exposée au flux thermique au volume par unité de longueur). Plus ce facteur est élevé plus l'échauffement est rapide.

XII-2-3- Mesure de protection contre les incendies

Tout immeuble doit pouvoir garder son intégrité structurale au moins pendant le temps d'évacuation des occupants défini de manière réglementaire. Les dispositifs de protection incendie sont donc prévus pour ralentir l'élévation de température des éléments structuraux. Soit on éloigne la structure de la source de chaleur en plaçant la structure à l'extérieur du

bâtiment, soit on met en place une protection thermique entre l'acier et le feu pour prolonger la durée de stabilité des structures quand cela est nécessaire.

XII-2-3-1-La peinture intumescente

Ce produit se présente sous l'aspect d'un film de peinture de 0,5 mm à 4 mm d'épaisseur. Chauffé entre 100° et 200 °C, il gonfle et se transforme en mousse à l'aspect meringué dont l'épaisseur peut atteindre 30 à 40 mm. Il provoque alors une isolation thermique des structures. Il est utilisé pour des degrés SF de 30 min, plus rarement pour une SF de 60 min ou 120 min. Produit relativement onéreux, il permet cependant de ne pas altérer la perception visuelle des structures.



Figure XII-1 Protection par peinture

XII-2-3-2-Flocage

Les produits dits de flocage sont projetés directement sur l'élément. Ils sont généralement composés soit de produits de faible densité (< 250 kg/m³) constitués de fibres minérales agglomérées par un liant, soit de produits pâteux à forte densité (>450 kg/m³) tels que vermiculite, ciment, plâtre, laitier, tous exempts d'amiante. Les enduits pâteux sont le plus souvent préférables aux enduits fibreux. Ils sont appliqués en plusieurs couches. Certains d'entre eux peuvent aussi s'appliquer sur une structure non protégée contre la corrosion. Ces produits peuvent procurer des SF allant jusqu'à 240 min. Secs et compactés par roulage, ils peuvent être peints. Ces matériaux présentent l'inconvénient d'être fragiles (cas des enduits fibreux) et d'un aspect peu esthétique. On les réserve aux parties cachées de la structure (par exemple poutres dissimulées par un faux plafond).

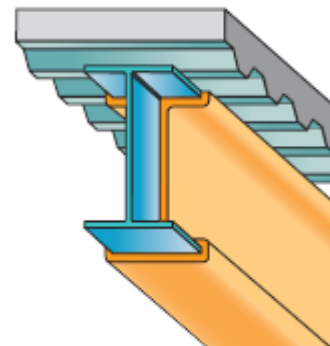
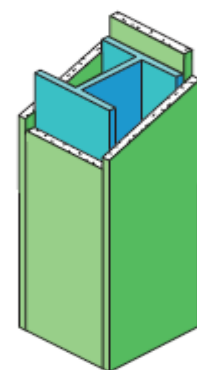


Figure XII-2 Protection par produits projetés.

XII-2-3-3-Les produits en plaque

Les produits en plaque forment un caisson isolant autour du profil métallique. Ils sont généralement fabriqués à base de fibres minérales (plaques de faible densité < 180 kg/m³) ou de plâtre, vermiculite, ou composants silico-calcaires (plaques de forte densité > 450 kg/m³). Les plaques sont fixées mécaniquement sur une ossature secondaire propre par vissage ou par collage. Dans les deux cas de figure, une mise en œuvre soignée des joints est nécessaire. Cette technique est particulièrement utilisée pour des profils de section constante. Il est possible d'obtenir jusqu'à 240 min de stabilité au feu. Le plâtre est le matériau le plus utilisé parce qu'il est économique, léger, maniable et partiellement composé avec de l'eau de cristallisation qui lui assure son bon comportement au feu. En assurant la protection au feu, il a aussi le mérite de constituer un parement de paroi verticale comme horizontale prêt à la finition. L'utilisation de plaques de plâtre spéciales feu permet de doubler la durée de protection.



	Standard	Spéciales feu
2 BA 13	30 mn	60 mn
2 BA 15	30 mn	60 mn
2 BA 18	60 mn	90 mn
4 BA 13	60 mn	120 mn

Figure XII-3 Protection par produits en plaques.

XII-2-3-4-Les laines

Lorsqu'un système constructif composé d'une structure métallique et de parois métalliques ne peut assurer à lui seul la stabilité demandée, on utilise des laines de roche ou des complexes laine de roche + réfractaire pour résister aux très hautes températures sur une durée de temps importante. Dans la majorité des cas, les laines conviennent pour respecter l'exigence de résistance au feu des parois décrites par la réglementation. La laine de roche utilisée, dans les cas de forte résistance au feu, doit :

- Assurer la tenue mécanique (avec ou sans fixations selon l'ouvrage) ;
- Résister à la chaleur ;
- Conserver la performance de la paroi pour la durée déterminée. Elle doit donc répondre aux caractéristiques suivantes :
 - Forte masse volumique $> 70\text{kg/m}^3$;
 - Faible teneur en liant voire sans liant ;
 - Forte rigidité du produit ;
 - Composition spécifique (choix des matières premières).

XII-2-3-5- Les protections par écran

Il s'agit soit de plafonds suspendus, soit de panneaux de cloison qui, par l'interposition entre le foyer et l'ossature en acier, ralentissent l'échauffement de cette dernière. Une attention toute particulière doit être apportée au mode d'assemblage et de fixation et plus particulièrement à toutes les jonctions : entre les éléments d'écran eux-mêmes et entre les éléments d'écran et les discontinuités créées (cloisons, dalles, poteaux) afin que le feu ne puisse pas se propager dans les plénums.

En combinant la fonction de protection à celles du cloisonnement, de l'isolation thermique ou phonique et du parement esthétique, ces écrans offrent l'avantage d'un coût réduit.

L'utilisation d'écrans horizontaux ou verticaux implique que le produit concerné ait subi un essai approprié de résistance au feu. Pour les plafonds suspendus ou les cloisons, les procès verbaux officiels délivrés par un laboratoire agréé donnent le degré de résistance au feu pouvant être obtenu. Des écrans métalliques appelés déflecteurs peuvent également être fixés sur les structures exposées à protéger. Ces déflecteurs sont susceptibles de participer à la composition architecturale.

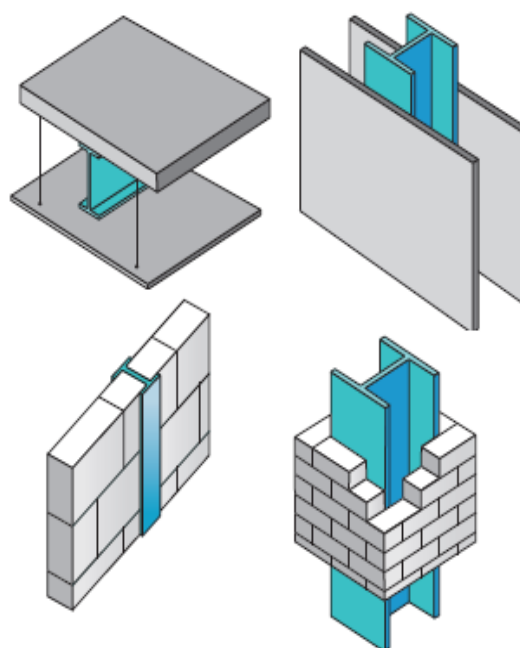


Figure XII-4 Les différents type de Protection par écran

XII-2-3-6-Les structures irriguées en profils creux

Les profils creux sont remplis en permanence d'eau qui pourra ou non circuler entre les différents éléments. Quel que soit le procédé, la température de l'eau n'excède pas 130 °C sous pression, de sorte que l'acier se trouve maintenu à 200 °C ou 300 °C au maximum, température inférieure à sa température critique. Ce procédé n'est que rarement employé à cause du coût de maintenance qu'il génère.

XII-2-3-7-Les éléments mixtes acier-béton

a) Les poteaux mixtes

À charges égales et à résistance au feu égale, les poteaux mixtes présentent des sections réduites par rapport à un poteau en béton. Le poteau mixte est de surcroît bien adapté à la préfabrication.

Il existe trois types de poteaux mixtes :

- **Les profilés enrobés de béton**

C'est le type le plus ancien de poteau mixte. Le béton et les armatures de béton n'y ont pas une part prépondérante dans la reprise de la charge. Cette reprise de charge est surtout assurée par le profilé qui bénéficie d'une bonne protection thermique.

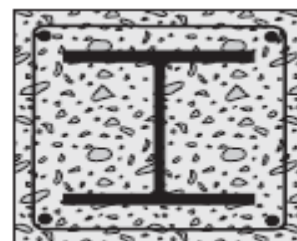


Figure XII-5 Enrobage total d'une poutrelle en H.

- **Les profilés bétonnés entre les ailes**

Ce type de poteau peut être dimensionné pour des durées de stabilité allant de 30 min à 120 min. Le béton contient des armatures qui contribuent à supporter les charges. Des étriers ou des goujons sont soudés à l'âme du poteau pour assurer la solidarisation du béton armé avec le profilé d'acier.

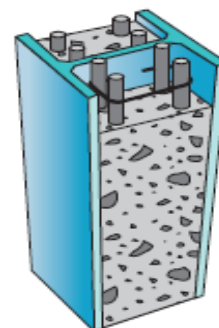


Figure XII-6 Poteau bétonné entre les ailes.

- **Les profilés creux remplis de béton**

Les profils creux en acier offrent une solution intéressante et aisée pour la réalisation de poteaux mixtes. Les expériences de résistance au feu montrent qu'une armature minimale est nécessaire dans le profilé. Il est impératif de prévoir des percements pour l'évacuation de la vapeur d'eau dans les parties supérieure et inférieure des poteaux, à chaque niveau ou tous les 5 m. Cette solution préserve l'esthétique et la forme du poteau ainsi que la liberté de toutes les formes d'attache ou de liaison.

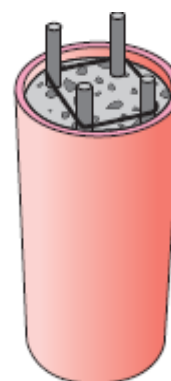


Figure XII-7 Poteau mixte acier-béton en profil creux.

b) Les poutres mixtes

Un des avantages des poutres mixtes consiste à minimiser la hauteur des poutres en associant l'acier et le béton. Le béton qui résiste mal aux efforts de traction n'est utilisé que dans la partie supérieure comprimée et l'acier dans la partie inférieure tendue.

On distingue trois types de poutre mixte :

- **Les profilés connectés à une dalle en béton**

La liaison entre le profilé et la dalle en béton est assurée par des connecteurs soudés sur la semelle supérieure du profilé. La dalle béton peut être une dalle pleine ou coulée sur un bac acier collaborant.

Pour augmenter la stabilité au feu, on peut avoir recours à des protections rapportées ou surdimensionner la section.

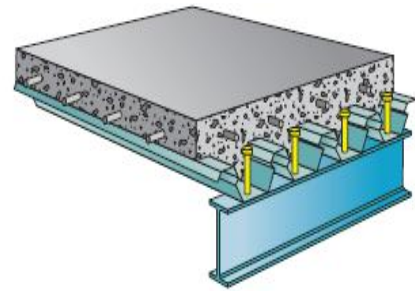


Figure XII-8 profilés connectés à une dalle en béton

- **Les profilés laminés noyés dans l'épaisseur d'une dalle béton**

Ce dispositif confère une très bonne résistance au feu du fait de l'enrobage presque complet de la poutrelle dont seule la semelle inférieure reste apparente. Cependant, et par nature, il entraîne une épaisseur importante de la dalle en béton afin d'y inclure la quasi-totalité de la hauteur de la poutrelle et un recouvrement de 5 cm de béton au minimum au-dessus de l'aile supérieure du profilé.

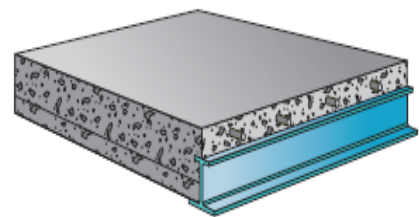


Figure XII-9 profilés laminés noyés dans l'épaisseur d'une dalle béton

- **Les profilés bétonnés entre les ailes**

La réalisation et la mise en œuvre de ce type de profilés s'identifie à celle des poteaux. Les connexions dans ce cas de figure ne sont pas indispensables.

Cependant, si elles sont faites à une dalle béton ou un plancher à bacs collaborant, leur section pourra être réduite, tout en ayant une bonne capacité de résistance à l'incendie.

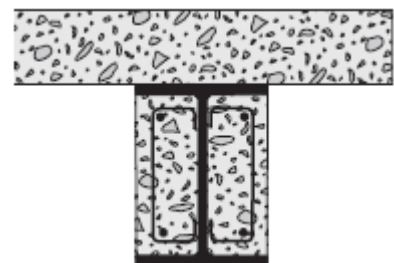


Figure XII-10 Enrobage partiel d'un profilé en H.

c) Les dalles mixtes

Les dalles mixtes sont constituées de béton et de tôles d'acier nervurées. Les tôles profilées ont un rôle d'armature et de coffrage, autorisant une mise en œuvre rapide et économique.

La face inférieure des tôles nervurées ne nécessite généralement aucune protection.

Les dalles mixtes ont un degré coupe-feu de 30 min sans protection particulière. Une résistance supérieure peut être obtenue aisément et à faible coût par l'ajout de barres d'acier enrobées dans les nervures. Il en sera de même pour les dalles coulées avec un bac acier utilisé en coffrage perdu.

Une alternative est possible par protection projetée en sous-face du bac acier ou par adjonction d'un faux plafond coupe-feu du degré requis. Cette solution est particulièrement valable économiquement pour des degrés coupe-feu de 120 min et plus. En cas d'incendie important, le bac acier retient les éclatements du béton.

• Les planchers secs

Du fait de leur composition, le comportement des planchers secs en cas d'incendie est directement lié aux qualités de résistance au feu du faux plafond. Celui-ci doit limiter les températures du plenum qu'il délimite et donc celles des poutrelles du plancher.

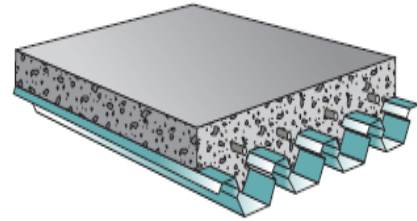


Figure XII-11 Dalle collaborant : bac acier en queue d'aronde + dalle béton.

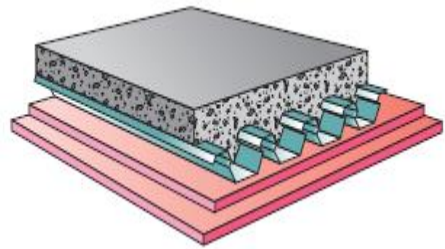


Figure XII-12 Plancher collaborant avec plafond coupe-feu.

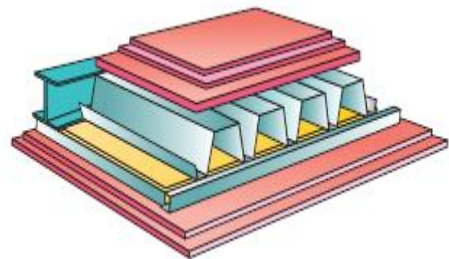


Figure XII-13 Coupe type sur un plancher sec.

CONCLUSION GENERALE

En génie civil, l'ingénieur conçoit des édifices tout en garantissant leur bon fonctionnement avec le respectant des règles en vigueur, il doit tenir en compte des critères : sécuritaire, économique et architectural.

Ce projet de fin d'étude est une phase très importante dans le cycle de formation de L'ingénieur, il nous a permis de nous familiariser avec les différentes normes et règlement régissant le domaine de la construction métallique.

L'ouvrage réalisé est un hangar (R+1) en construction métallique à usage industrielle, ce projet de fin d'étude nous a permis d'élargir et d'approfondir nos connaissances en passant par les étapes suivantes :

- Prédimensionnement et le dimensionnement des différents organes constituant cet ouvrage suivant les règles mises au point par les différents règlements de calcul ;
- Faire le calcul tridimensionnel et dynamique avec différents logiciels de calcul tel que « ROBOT » ; « TEKLA » et bien d'autre ;
- Les vérifications des éléments porteurs face aux différents phénomènes d'instabilités conformément aux règlements en vigueur.

Par ailleurs, au cours de cette étude nous sommes parvenus à certaines conclusions :

- L'utilisation des logiciels de calcul est primordiale dans une étude d'un projet, du fait qu'il facilite les calculs, donne une meilleure approche de la réalité ainsi qu'un gain de temps ;
- Les actions du séisme sont les plus défavorables dans les structures métalliques avec plancher mixte acier-béton et à étages multiples ;
- La bonne conception des assemblages est essentielle pour la stabilité des structures ;
- L'acier est l'élément phare des futures constructions, de par sa capacité portante, sa légèreté, sa malléabilité rendant les possibilités de construction plus vastes.

Malgré les entraves rencontrées tout au long de ce projet, nous avons utilisé toutes les possibilités pour présenter une étude bien détaillée et rendre ce travail à l'abri des erreurs possibles car toute œuvre humaine n'est jamais parfaite et nul n'est omniscient.

Au final de ce projet constitue une première expérience dans ce vaste domaine, ce qui nous permet de faire nos premiers pas dans notre future vie professionnelle.

❖ Réglemente

1. DTR C 2-4.7 : « Règlement Neige et Vent version 2013 (RNV2013) » Centre National d'Étude et de Recherche Intégrés du Bâtiment ;
2. DTR B.C 2.2 : « Charges permanentes et charges d'exploitations » Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique CGS ;
3. EUROCODE 3 : « Calcul des structures métalliques et document d'application nationale » Éditée et diffusée par l'Association Française de Normalisation (AFNOR)
4. EUROCODE 4 : « Calcul des structures mixtes acier-béton et document d'application nationale » Éditée et diffusée par l'Association Française de Normalisation (AFNOR)
5. DTR B.C 2.44 : « Règles de Conception et de Calcul des Structures en Acier (CCM97) » Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique CGS ;
6. DTR B.C 2.48 : « Règlement Parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) » Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique CGS ;
7. BAEL 91/99 : « Règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en constructions en Béton Armé suivant la méthode des États Limites - BAEL 91 révisé 99 » Avril 99 ;
8. CNC2M : « Rrecommandations pour l'application de la NF EN 1991-1-4 aux charpentes et ossatures en acier de bâtiment juillet 2017 »

❖ Ouvrages

- 1- DAHMANI Lahlou, « Calcul pratique des éléments de construction métallique », 1^{er} édition 2021
- 2- Calcul des Structures Métalliques selon l'Eurocode 3. Jean Morel. Eyrolles Paris, 2008
- 3- Fire Protection Basics. monica stockmann, leed ap, september 2009.

❖ Logiciels

- 1- ROBOT : « Autodesk Robot Structural Analyses Professional version 2023 »
- 2- TEKLA : « TEKLA structures 2021 »

Annexe

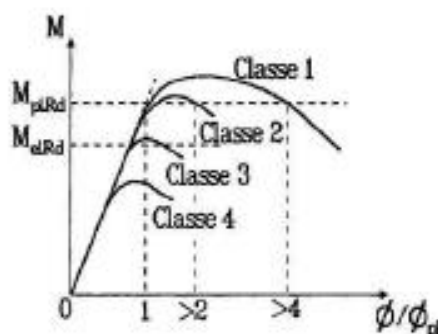
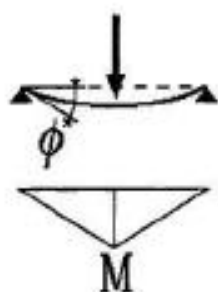
❖ Catégories du terrain

Catégorie de terrain	K_T	$z_0(m)$	$z_{\min}(m)$	ε
0 mer, ou zone côtière exposée aux vents de mer.	0.156	0.003	1	0.38
I Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tout obstacle.	0.170	0.01	1	0.44
II Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins de 20 fois leur hauteur.	0.190	0.05	2	0.52
III Zones à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus de 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0.215	0.3	5	0.61
IV Zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0.234	1	10	0.67

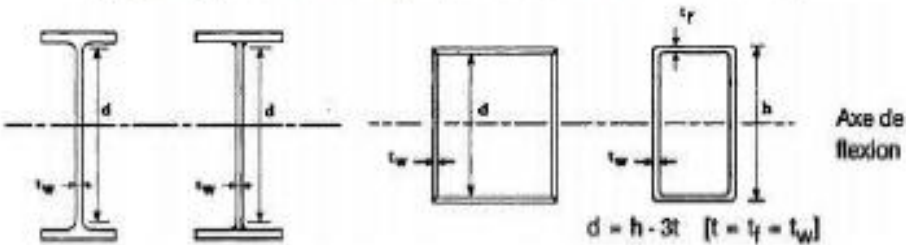
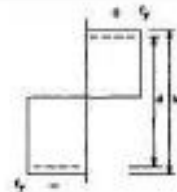
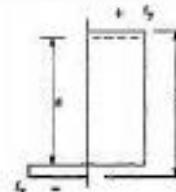
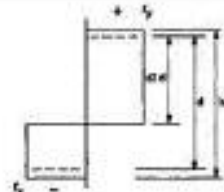
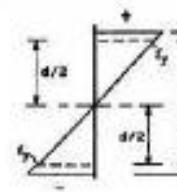
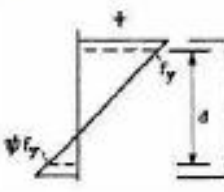
❖ Principe de classification des sections (Flexion simple)

- (1) Quatre classes de sections transversales sont définies:
- Classe 1 - Sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.
 - Classe 2 - Sections transversales pouvant développer leur moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée.
 - Classe 3 - Sections transversales dont la contrainte calculée dans la fibre extrême comprimée de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique.
 - Classe 4 - Sections transversales dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit être déterminée avec prise en compte explicite des effets dévoiement local.

(1) C Des lois types de comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section sont présentées ci-dessous, mettant en évidence la résistance et la capacité de rotation qui peuvent être atteintes avant apparition du phénomène de voilement local (correspondant à l'affaissement de la loi de comportement), tout risque de déversement étant empêché.



❖ Rapports largeur/épaisseur maximaux pour âmes

Tableau 5.3.1 (Feuille 1)		Rapports largeur maximaux pour parois comprimées			
(a) <u>Ames</u> : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)					
					
Classe	Ame fléchie	Ame comprimée	Ame en flexion composée		
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
1	$d/t_w \leq 72 \varepsilon$	$d/t_w \leq 33 \varepsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 396 \varepsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 36 \varepsilon / \alpha$		
2	$d/t_w \leq 83 \varepsilon$	$d/t_w \leq 38 \varepsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 456 \varepsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 41,5 \varepsilon / \alpha$		
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
3	$d/t_w \leq 124 \varepsilon$	$d/t_w \leq 42 \varepsilon$	Quand $\psi > -1$: $d/t_w \leq 42 \varepsilon / (0,67 + 0,33 \psi)$ Quand $\psi \leq -1$: $d/t_w \leq 62 \varepsilon (1 - \psi) / \sqrt{-\psi}$		
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$	$f_y \text{ (N/mm}^2\text{)}$	235	275	355	
	ε	1	0,92	0,81	

❖ Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois de semelles en console

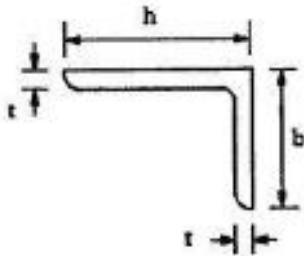
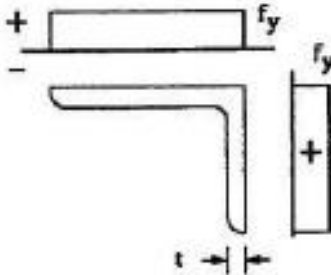
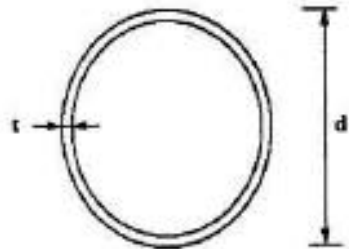
(b) Parois semelles en console :

Sections laminées

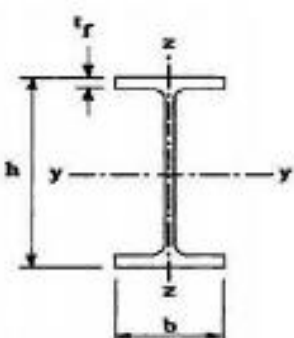
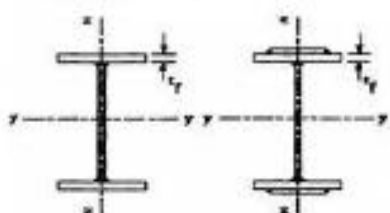
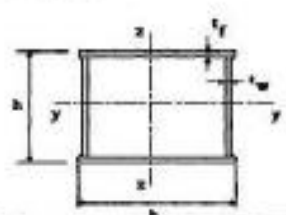
Sections soudées

Classe	Type de section	Paroi comprimée	Paroi en flexion composée		
			bord comprimé	bord tendu	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
1	laminées soudées	$c/t_f \leq 10 \varepsilon$ $c/t_f \leq 9 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha}$ $c/t_f \leq \frac{9 \varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$ $c/t_f \leq \frac{9 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
2	laminées soudées	$c/t_f \leq 11 \varepsilon$ $c/t_f \leq 10 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{11 \varepsilon}{\alpha}$ $c/t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{11 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$ $c/t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
3	laminées soudées	$c/t_f \leq 15 \varepsilon$ $c/t_f \leq 14 \varepsilon$	$c/t_f \leq 23 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}$ $c/t_f \leq 21 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}$ Pour k_σ voir tableau 5.3.3		
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$		$f_y \text{ (N/mm}^2\text{)}$	235	275	355
		ε	1	0,92	0,81

❖ Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois de semelles en console

d) Cornières				(Ne s'applique pas aux cornières en contact continu avec d'autres composants)	
Se référer aussi à (c) "Parois de semelles en console" (voir feuille 3)					
Classe	Section comprimée				
Distribution de contraintes dans la section (compression positive)					
(e) Sections tubulaires					
Classe	Section fléchie et/ou comprimée				
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$				
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$				
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$				
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355	
	ϵ	1	0,92	0,81	
	ϵ^2	1	0,85	0,66	

❖ Choix de la courbe de flambement correspondant à une section

Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$ $40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	$y - y$ $z - z$ $y - y$ $z - z$	a b b c
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	$y - y$ $z - z$ $y - y$ $z - z$	b c c d
Sections creuses 	laminées à chaud formées à froid - en utilisant $f_{yb}^*)$ formées à froid - en utilisant $f_{ya}^*)$	quel qu'il soit quel qu'il soit quel qu'il soit	a b c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous) Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	quel qu'il soit $y - y$ $z - z$	b c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

❖ Valeur du coefficient de flambement χ de la courbe a

λ	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9978	0,9956	0,9934	0,9912	0,9889	0,9867	0,9844	0,9821	0,9798
0,3	0,9775	0,9751	0,9728	0,9704	0,9680	0,9655	0,9630	0,9605	0,9580	0,9554
0,4	0,9528	0,9501	0,9474	0,9447	0,9419	0,9391	0,9363	0,9333	0,9304	0,9273
0,5	0,9243	0,9211	0,9179	0,9147	0,9114	0,9080	0,9045	0,9010	0,8974	0,8937
0,6	0,8900	0,8862	0,8823	0,8783	0,8742	0,8700	0,8657	0,8614	0,8569	0,8524
0,7	0,8477	0,8430	0,8382	0,8332	0,8282	0,8230	0,8178	0,8124	0,8069	0,8014
0,8	0,7957	0,7899	0,7841	0,7781	0,7721	0,7659	0,7597	0,7534	0,7470	0,7405
0,9	0,7339	0,7273	0,7206	0,7139	0,7071	0,7003	0,6934	0,6865	0,6796	0,6726
1,0	0,6656	0,6586	0,6516	0,6446	0,6376	0,6306	0,6236	0,6167	0,6098	0,6029
1,1	0,5960	0,5892	0,5824	0,5757	0,5690	0,5623	0,5557	0,5492	0,5427	0,5363
1,2	0,5300	0,5237	0,5175	0,5114	0,5053	0,4993	0,4934	0,4875	0,4817	0,4760
1,3	0,4703	0,4648	0,4593	0,4538	0,4485	0,4432	0,4380	0,4329	0,4278	0,4228
1,4	0,4179	0,4130	0,4083	0,4036	0,3989	0,3943	0,3898	0,3854	0,3810	0,3767
1,5	0,3724	0,3682	0,3641	0,3601	0,3561	0,3521	0,3482	0,3444	0,3406	0,3369
1,6	0,3332	0,3296	0,3261	0,3226	0,3191	0,3157	0,3124	0,3091	0,3058	0,3026
1,7	0,2994	0,2963	0,2933	0,2902	0,2872	0,2843	0,2814	0,2786	0,2757	0,2730
1,8	0,2702	0,2675	0,2649	0,2623	0,2597	0,2571	0,2546	0,2522	0,2497	0,2473
1,9	0,2449	0,2426	0,2403	0,2380	0,2358	0,2335	0,2314	0,2292	0,2271	0,2250
2,0	0,2229	0,2209	0,2188	0,2168	0,2149	0,2129	0,2110	0,2091	0,2073	0,2054
2,1	0,2036	0,2018	0,2001	0,1983	0,1966	0,1949	0,1932	0,1915	0,1899	0,1883
2,2	0,1867	0,1851	0,1836	0,1820	0,1805	0,1790	0,1775	0,1760	0,1746	0,1732
2,3	0,1717	0,1704	0,1690	0,1676	0,1663	0,1649	0,1636	0,1623	0,1610	0,1598
2,4	0,1585	0,1573	0,1560	0,1548	0,1536	0,1524	0,1513	0,1501	0,1490	0,1478
2,5	0,1467	0,1456	0,1445	0,1434	0,1424	0,1413	0,1403	0,1392	0,1382	0,1372
2,6	0,1362	0,1352	0,1342	0,1332	0,1323	0,1313	0,1304	0,1295	0,1285	0,1276
2,7	0,1267	0,1258	0,1250	0,1241	0,1232	0,1224	0,1215	0,1207	0,1198	0,1190
2,8	0,1182	0,1174	0,1166	0,1158	0,1150	0,1143	0,1135	0,1128	0,1120	0,1113
2,9	0,1105	0,1098	0,1091	0,1084	0,1077	0,1070	0,1063	0,1056	0,1049	0,1042
3,0	0,1036	0,1029	0,1022	0,1016	0,1010	0,1003	0,0997	0,0991	0,0985	0,0978

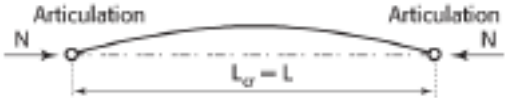
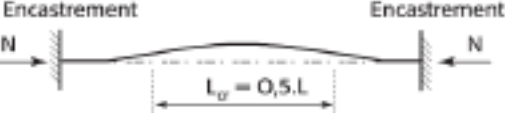
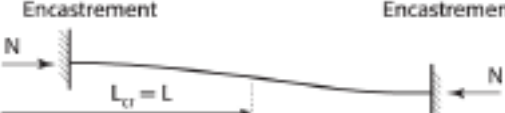
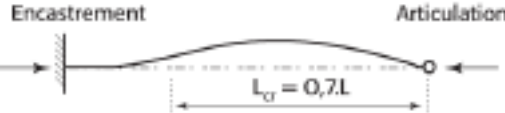
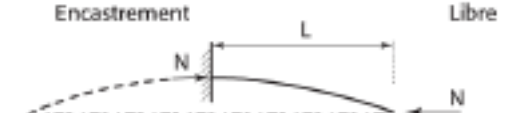
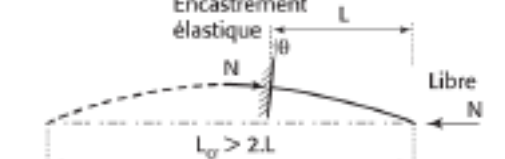
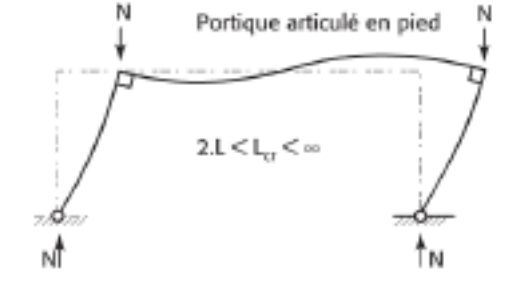
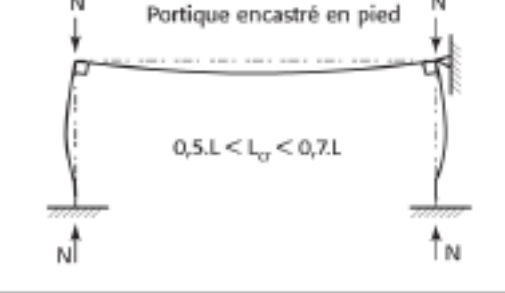
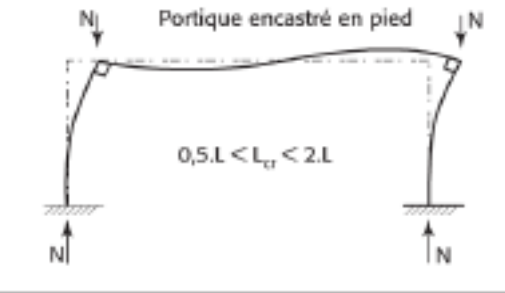
❖ Valeur du coefficient de flambement χ de la courbe b

λ	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9965	0,9929	0,9894	0,9858	0,9822	0,9786	0,9750	0,9714	0,9678
0,3	0,9641	0,9604	0,9567	0,9530	0,9492	0,9455	0,9417	0,9378	0,9339	0,9300
0,4	0,9261	0,9221	0,9181	0,9140	0,9099	0,9057	0,9015	0,8973	0,8930	0,8886
0,5	0,8842	0,8798	0,8752	0,8707	0,8661	0,8614	0,8566	0,8518	0,8470	0,8420
0,6	0,8371	0,8320	0,8269	0,8217	0,8165	0,8112	0,8058	0,8004	0,7949	0,7893
0,7	0,7837	0,7780	0,7723	0,7665	0,7606	0,7547	0,7488	0,7428	0,7367	0,7306
0,8	0,7245	0,7183	0,7120	0,7058	0,6995	0,6931	0,6868	0,6804	0,6740	0,6676
0,9	0,6612	0,6547	0,6483	0,6419	0,6354	0,6290	0,6226	0,6162	0,6098	0,6034
1,0	0,5970	0,5907	0,5844	0,5781	0,5719	0,5657	0,5595	0,5534	0,5473	0,5412
1,1	0,5352	0,5293	0,5234	0,5175	0,5117	0,5060	0,5003	0,4947	0,4891	0,4836
1,2	0,4781	0,4727	0,4674	0,4621	0,4569	0,4517	0,4466	0,4416	0,4366	0,4317
1,3	0,4269	0,4221	0,4174	0,4127	0,4081	0,4035	0,3991	0,3946	0,3903	0,3860
1,4	0,3817	0,3775	0,3734	0,3693	0,3653	0,3613	0,3574	0,3535	0,3497	0,3459
1,5	0,3422	0,3386	0,3350	0,3314	0,3279	0,3245	0,3211	0,3177	0,3144	0,3111
1,6	0,3079	0,3047	0,3016	0,2985	0,2955	0,2925	0,2895	0,2866	0,2837	0,2809
1,7	0,2781	0,2753	0,2726	0,2699	0,2672	0,2646	0,2620	0,2595	0,2570	0,2545
1,8	0,2521	0,2496	0,2473	0,2449	0,2426	0,2403	0,2381	0,2359	0,2337	0,2315
1,9	0,2294	0,2272	0,2252	0,2231	0,2211	0,2191	0,2171	0,2152	0,2132	0,2113
2,0	0,2095	0,2076	0,2058	0,2040	0,2022	0,2004	0,1987	0,1970	0,1953	0,1936
2,1	0,1920	0,1903	0,1887	0,1871	0,1855	0,1840	0,1825	0,1809	0,1794	0,1780
2,2	0,1765	0,1751	0,1736	0,1722	0,1708	0,1694	0,1681	0,1667	0,1654	0,1641
2,3	0,1628	0,1615	0,1602	0,1590	0,1577	0,1565	0,1553	0,1541	0,1529	0,1517
2,4	0,1506	0,1494	0,1483	0,1472	0,1461	0,1450	0,1439	0,1428	0,1418	0,1407
2,5	0,1397	0,1387	0,1376	0,1366	0,1356	0,1347	0,1337	0,1327	0,1318	0,1308
2,6	0,1299	0,1290	0,1281	0,1272	0,1263	0,1254	0,1245	0,1237	0,1228	0,1219
2,7	0,1211	0,1203	0,1195	0,1186	0,1178	0,1170	0,1162	0,1155	0,1147	0,1139
2,8	0,1132	0,1124	0,1117	0,1109	0,1102	0,1095	0,1088	0,1081	0,1074	0,1067
2,9	0,1060	0,1053	0,1046	0,1039	0,1033	0,1026	0,1020	0,1013	0,1007	0,1001
3,0	0,0994	0,0988	0,0982	0,0976	0,0970	0,0964	0,0958	0,0952	0,0946	0,0940

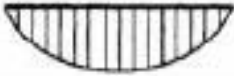
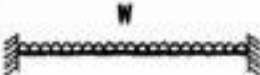
❖ Section en cm² des armatures de diamètre Ø(mm)

N \ Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.31	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.04	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

❖ Valeur de longueur de flambement en fonction de longueur d'appuis

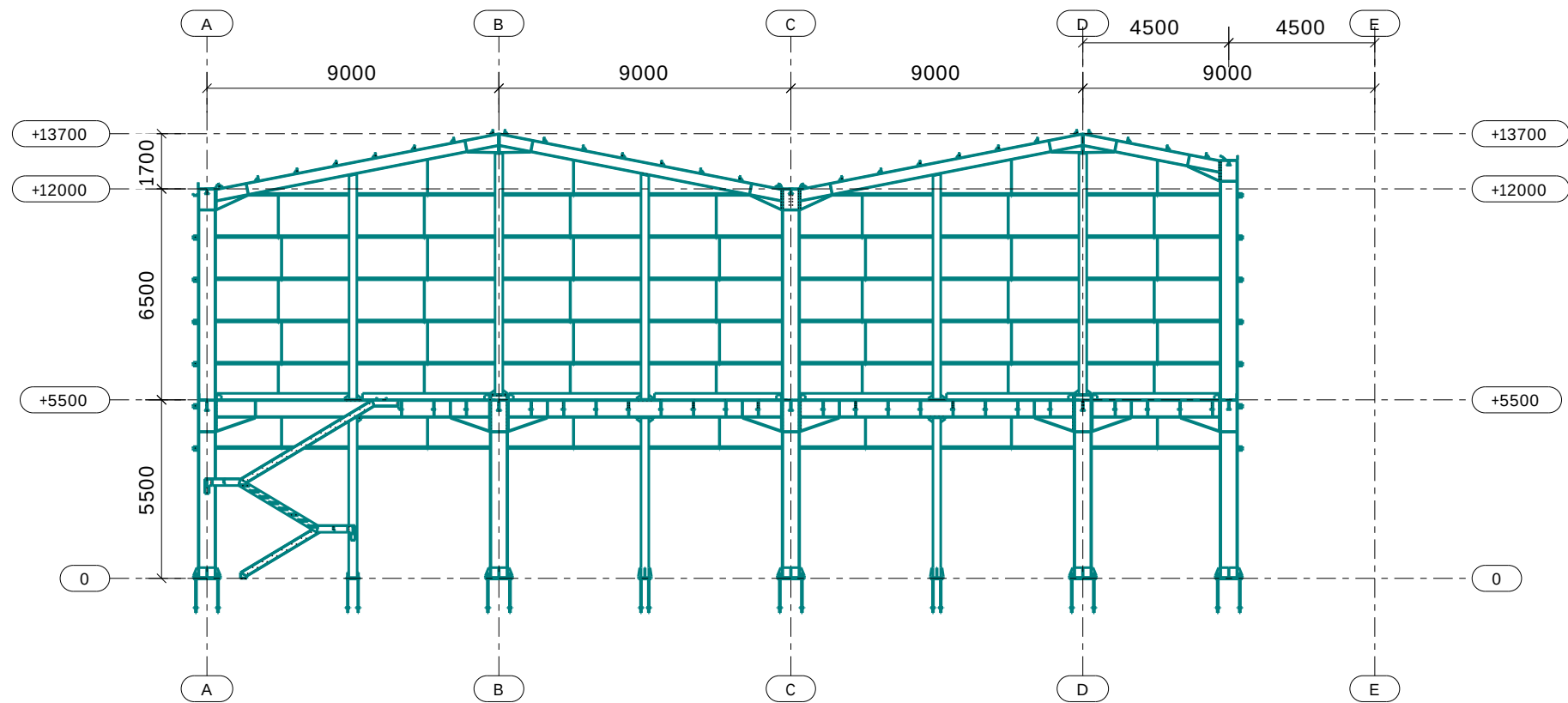
Structures à nœuds fixes	Structures à nœuds déplaçables
 Articulation N $L_{cr} = L$ Articulation N	
 Encastrement N $L_{cr} = 0,5.L$ Encastrement N	 Encastrement N $L_{cr} = L$ Encastrement N
 Encastrement N $L_{cr} = 0,7.L$ Articulation N	 Encastrement N $L_{cr} = 2.L$ Libre N
 Encastrement élastique N $0,7.L < L_{cr} < L$ Articulation N	 Encastrement élastique N $L_{cr} > 2.L$ Libre N
 Portique articulé en pied N $0,7.L < L_{cr} < L$ N	 Portique articulé en pied N $2.L < L_{cr} < \infty$ N
 Portique encastré en pied N $0,5.L < L_{cr} < 0,7.L$ N	 Portique encastré en pied N $0,5.L < L_{cr} < 2.L$ N

❖ Coefficient C_1 ; C_2 et C_3 pour différente valeur de k

Tableau F.1.2 Coefficients C_1 , C_2 et C_3 , pour différentes valeurs de k , dans le cas de charges transversales					
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

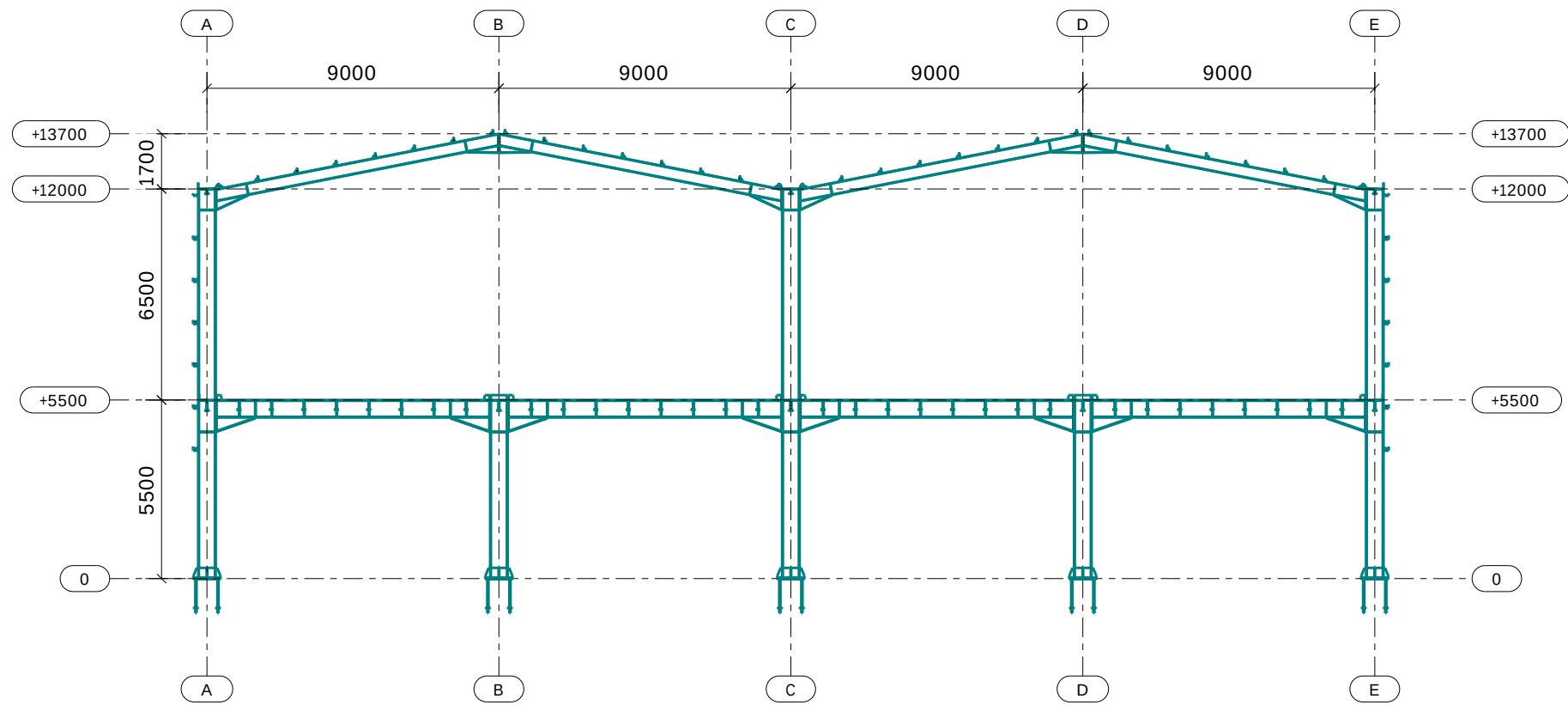


Plans



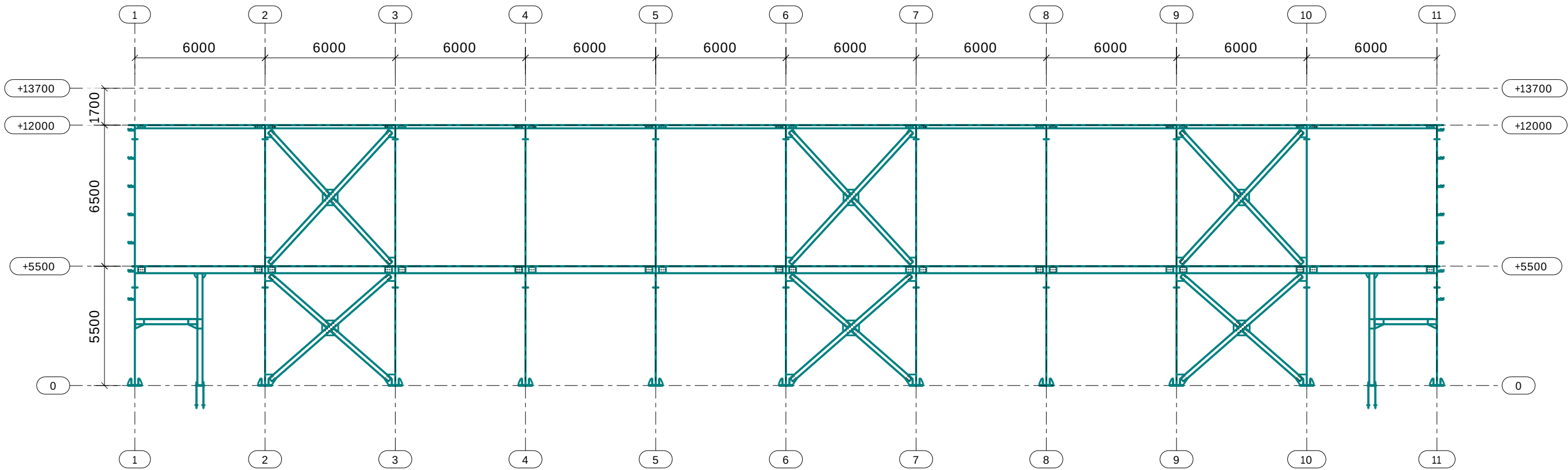
PIGNON 1
1:200

POWERED BY  A TRIMBLE COMPANY				
Format: A3	Nom d'affaire:	Nom du Projet	Date création:	Date révision:
	Numéro d'affaire:	10-001	20.12.2022	
	Dessinateur:	Dessinateur	Plan n°:	Indice:
	Echelles:	1:200	[5]	



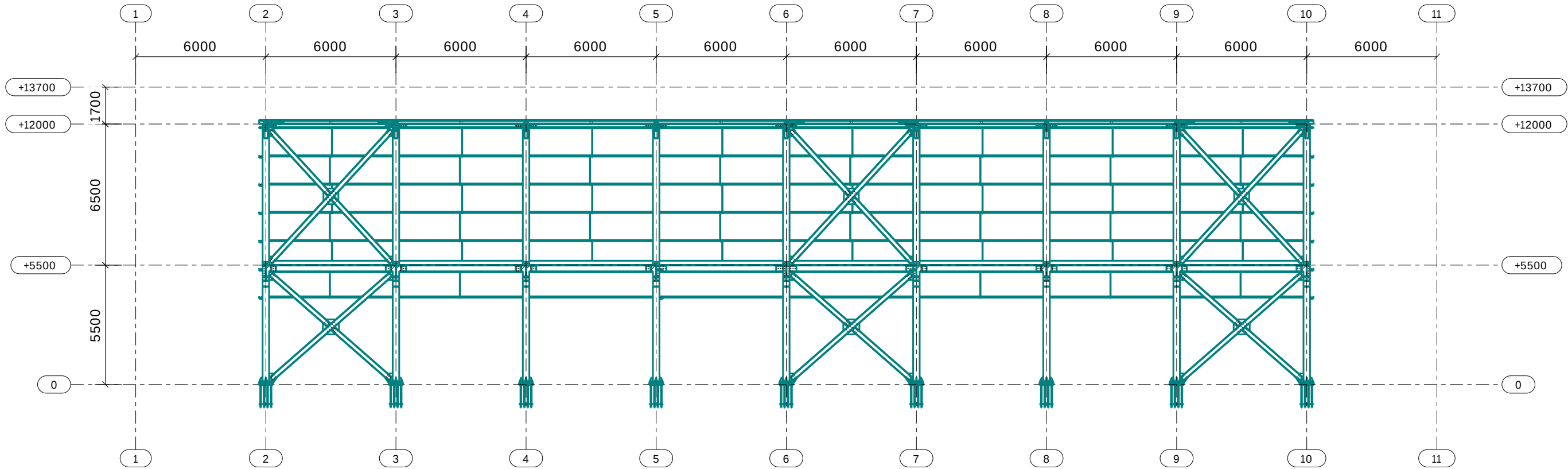
PIGNON 3
1:200

POWERED BY  A TRIMBLE COMPANY				
Format: A3	Nom d'affaire:	Nom du Projet	Date création:	Date révision:
	Numéro d'affaire:	10-001	20.12.2022	
	Dessinateur:	Dessinateur	Plan n°:	Indice:
	Echelles:	1:200	[6]	



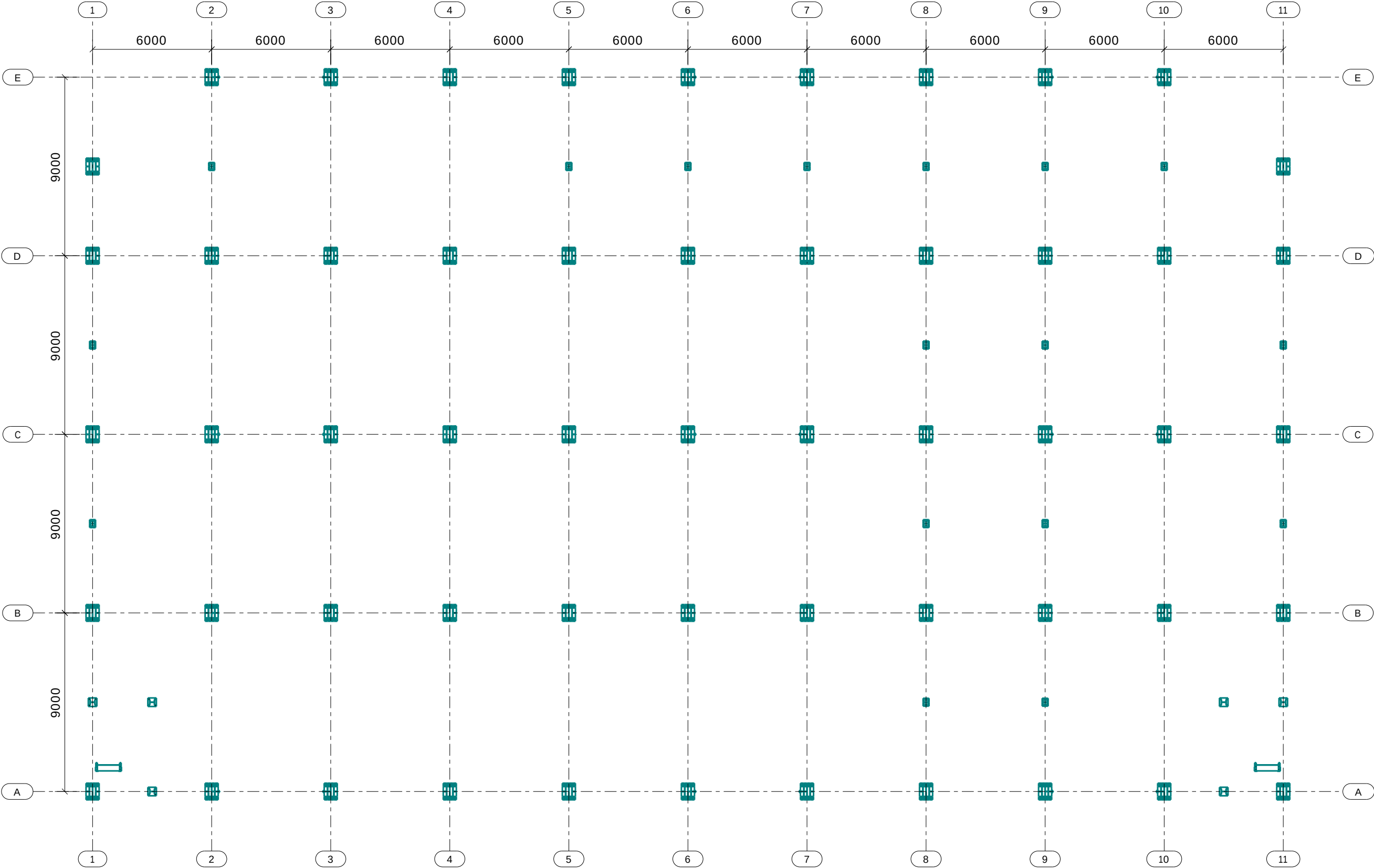
LONG PANA
1:200

POWERED BY  A TRIMBLE COMPANY				
Format: A3	Nom d'affaire:	Nom du Projet	Date création:	Date révision:
	Numéro d'affaire:	10-001	20.12.2022	
	Dessinateur:	Dessinateur	Plan n°:	Indice:
	Echelles:	1:200	[1]	



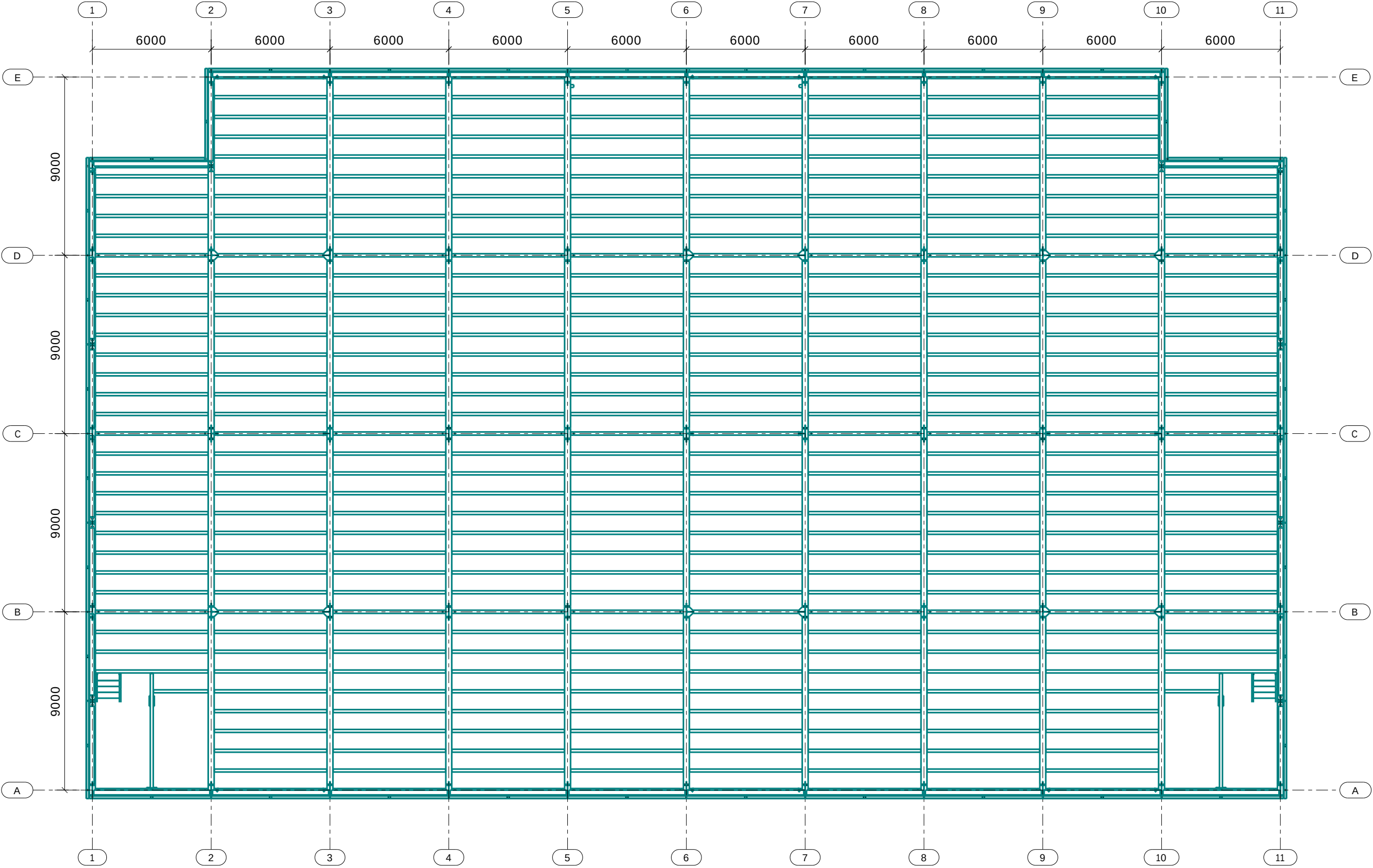
LONG PANE
1:200

POWERED BY  A TRIMBLE COMPANY				
Format: A3	Nom d'affaire:	Nom du Projet	Date création:	Date révision:
	Numéro d'affaire:	10-001	20.12.2022	
	Dessinateur:	Dessinateur	Plan n°:	Indice:
	Echelles:	1:200	[2]	



Niveau0
1:200

POWERED BY  A TRIMBLE COMPANY				
Format: A3	Nom d'affaire:	Nom du Projet	Date création:	Date révision:
	Numéro d'affaire:	10-001	20.12.2022	
	Dessinateur:	Dessinateur	Plan n°:	Indice:
	Echelles:	1:200	[3]	



Niveau5500
1:200

POWERED BY 				
Format: A3	Nom d'affaire:	Nom du Projet	Date création:	Date révision:
	Numéro d'affaire:	10-001	20.12.2022	
	Dessinateur:	Dessinateur	Plan n°:	Indice:
	Echelles:	1:200	[4]	