

République Algérienne Démocratique Et Populaire
Ministère De L'enseignement Supérieure De La Recherche Scientifique
Université Mouloud Mammeri De Tizi-Ouzou
Faculté Du Génie De la Construction
Département De Génie Civil.



Mémoire

Pour obtenir le titre de Master en Génie Civil

Option : Construction métallique

Thème

**Etude d'un hangar en charpente métallique
en décrochement avec mezzanine**

Présenté par :

Mme. BOUNOUARA Lamia

Mlle. DENDANI Sabira

Examineurs :

Mr. ILLOULI

Mr. IDIR

Promoteur :

Mr. DAHMANI Lahlou

Années 2020/2021

Remerciement

Au terme de ce travail, nous remercions DIEU le tout puissant de nous avoir permis d'accomplir ce travail qui présente le fruit de plusieurs années de sacrifice.

En seconde, nos chers parents de nous avoir aidé pour arriver au terme de ce travail qui est la récolte de long cursus.

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur M^r **DAHMANI Lahlou** qui est le guide et le bon exemple dans le travail et surtout pour la sollicitude avec laquelle elle a suivi notre travail.*

Nous remercions les membres de jurys qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce travail.

Les seraient incomplets sans ceux, les plus sincères adressés à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire qu'elle trouve ici l'expression de nos plus profonds sentiments.

Dédicaces

Je tiens à exprimer ma profonde reconnaissance et gratitude envers mes très chers parents pour leurs sacrifices et soutien, je leur souhaite une longue vie.

A ma grand-mère 'Fatima', que Dieu la protège et nous la garde.

A ma grande sœur 'Sabrina', ma petite sœur 'Siham', que dieu les garde pour nous.

A ma chère et unique tante 'Nadia', son mari Mohamed ainsi que toute sa famille.

Je tiens aussi à dédier ce modeste travail à mes beaux-parents surtout ma belle-mère adorée qui as été toujours à mes côtés.

A celui qui a arrosé ma vie d'amour, à celui qui a donné un sens à ma vie, à toi mon cher mari 'Yassine'.

A mon beau-frère 'Zizou' que dieu le protège pour nous.

A mes belles sœurs 'Chabha, Ghenima, Yasmine' que le bon dieu les protège et les garde pour nous.

A ma chère sœur et binôme 'sabira', ainsi que toute sa famille

A mes amis
(Foufouche, Kenza, Samir, Ryma, Sofiane, Massi, Arezki, Salima, Khokha, Hocine, Célia).

Lamia

Dédicaces

*Je tiens à exprimer ma profonde reconnaissance et gratitude
envers mes très chers parents pour leurs sacrifices et
soutien, je leur souhaite une longue vie.*

*A ma grand-mère 'Tassadit', que Dieu la protège et nous la
garde.*

*A ma grande sœur 'Hassiba', son mari 'Anis' et
spécialement les petites anges 'Islam',*

A ma sœur 'Cherifa' que dieu la protège pour nous.

*A mes frangins 'Yahia', 'Abd Allah' que le bon dieu les
gardes pour nous.*

*A ma camarade et ma sœur 'Lamia' ainsi que toute sa
famille.*

*A mes amis
(Ryma, FOUFOUCHE, Salima, Samir)*

Sabira

Liste des notations

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_0	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.
$q_{réf}$	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 (Dimensions, Sollicitations et coefficients)	
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.
$\lambda_{y,r}$	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_{iy}	Coefficient pour le calcul de K_{fy} .
M_{iLT}	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.
Show table ROBOT (Solicitations et déplacements)	
EX	Spectre de réponse selon la direction X.
EY	Spectre de réponse selon la direction Y.
P	Poids de la structure.
VX	Effort tranchant en X.
VY	Effort tranchant en Y.
UX	Déplacement de la barre en X.
UY	Déplacement de la barre en Y.

Liste des tableaux

Tableau II-1 : Les valeurs des pressions dynamiques de pointe $q_p(z)$.

Tableau II-2 : les coefficients de pression C_{pe} dans chaque zone.

Tableau II-3 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens de long pan.

Tableau II-4 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens de long pan.

Tableau II-5 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens de pignon.

Tableau II-6 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens de pignon.

Tableau II-7 : Valeurs des forces horizontal et vertical.

Tableau II-8 : Valeurs des forces horizontal et vertical.

Tableau II-9: Valeurs des forces horizontal et vertical.

Tableau II-10 : Valeurs des forces horizontal et vertical.

Tableau III-1 : Dimension et caractéristique d'IPE 120

Tableau III-2 : Facteur d'imperfection α_{LT} .

Tableau III-3 : Choix du type de courbe de déversement.

Tableau III-4: Caractéristiques géométriques d'UPN120.

Tableau III-5 : Caractéristiques géométriques de l'IPE 270.

Tableau IV-1 : Caractéristique et dimension de L 45 x 45 x 4

Tableau IV-2 : Dimension et caractéristique de l'UPN 180

Tableau IV-3: Dimension et caractéristique de l'HEA160

Tableau IV-4: Dimension et caractéristique de l'HEA180

Tableau V-1 : Dimension et caractéristique de l'IPE 180

Tableau V-2 : Dimension et caractéristique de l'IPE 330

Tableau V-3 : Dimension et caractéristique de l'IPE 360

Tableau VI-1 : Coefficients minorateurs β_1 et β_2

Tableau VI-2 : Dimension et caractéristique d'IPE 120.

Tableau VII-1 : valeurs des pénalités

Tableau VII-2: Charges permanentes W_{Gi} de toute la structure.

Tableau VII-3: poids total de la structure

Tableau VIII-1 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales et
La toiture en daN/m^2 , cas de vent le plus défavorable.

Tableau VIII-2 : Efforts au pied de poteaux aux l'ELU.

Tableau VIII-3 : Prise en compte des défauts d'aplomb.

Tableau VIII-4 : Efforts équivalent en tête poteaux.

Tableau VIII-5 : Dimension et caractéristique de l'IPE 360

Tableau IX-1:Liste des profilés utilisé.

Tableau XI-1 : tableaux de l'effort normal

Liste des figures

Figure I-1 : PERSPECTIVE.

Figure I-2 : IMPLANTATION.

Figure I-3 : Plan en élévation Axe 12.

Figure I-4 : Plan en élévation Fille A.

Figure I-5 : les composants d'une dalle mixte (Plancher Collaborant).

Figure I-6 : Représentation de Plancher Collaborant.

Figure I-7 : Panneau sandwich TL 75.

Figure I-8 : Escalier droit avec deux paliers de repos.

Figure I-9 : diagramme déformation de l'acier.

Figure II-1 : Hauteur de référence Z et le profil correspondant de la pression dynamique.

Figure II-2 : Répartition des pressions sur la toiture –Direction du vent V1.

Figure II-3 : Répartition des pressions sur la toiture –Direction du vent V1.

Figure II-4 : Répartition des pressions sur la toiture –Direction du vent V2.

Figure II-5 : Répartition des pressions sur la toiture –Direction du vent V2.

Figure II-6 : Représentation des charges provoquant un moment de renversement au long-pan

Figure II-7: Représentation des charges provoquant un moment de renversement au pignon

Figure II-8 : Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol.

Figure II-9 : Charges de neige.

Figure III-1 : Disposition de la panne sur la toiture.

Figure III-2 : Chargement permanent au niveau de la toiture.

Figure III-3 : moment due à la charge d'entretien

Figure III-4 : Charge du vent de soulèvement au niveau de la toiture

Figure III-5 : Charge de neige sur la toiture.

Figure III-6: Panne de toiture en flexion.

Figure III-7 : Panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement.

Figure III-8 : Panne de toiture en cisaillement sous les différents plans de chargement.

Figure III-9 : Déversement d'une panne de toiture.

Figure III-10 : Vérification de la flèche.

Figure III-11 : Dispositions des liernes.

Figure III-12 : Efforts dans les liernes.

Figure III-13 : Déposition de l'échantignole

Figure III-14 : Disposition de la lisse de bardage.

Figure III-15 : pression de vent sur la lisse.

Figure III-16 : Disposition des lisses de bardages.

Figure III-17 : La répartition des charges sur les lisses de long pan.

Figure III-18 : Semelle comprimée soutenue sur toute sa longueur.

Figure III-19 : flèche de la lisse.

Figure III-20 : flèche horizontale.

Figure III-21 : flèche verticale.

Figure III-22 : efforts de traction dans le tronçon de lierne.

Figure III-23 : flèche horizontale.

Figure III-24 : Flèche verticale.

Figure III-25 : efforts de traction dans le tronçon de lierne.

Figure III-26 : charges de vent et charges permanentes revenant au potelet.

Figure III-27: Déversement du potelet.

Figure IV-1 : vue 3D de l'escalier.

Figure IV-2 : disposition des cornières.

Figure IV-3 : Charge appliqué sur la cornière.

Figure IV-4: Distribution des charges sur un limon.

Figure IV-5 : charge équivalente(G)

Figure IV-6 : charge équivalente (Q)

Figure IV-7: Schéma statique de la poutre palière.

Figure V-1 : Eléments constructifs d'un plancher collaborant

Figure V-2: Schéma de la trame supportant les planchers.

Figure V-3 : Présentation de l'ensemble (solive- dalle)

Figure V-4 : Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive).

Figure V-5 : La position d'un connecteur.

Figure V-6 : Caractéristiques des connecteurs.

Figure V-7: Distance entre goujons

Figure VI-1 : Dispositions des contreventements.

Figure VI-2 : Effort du vent sur le pignon.

Figure VI-3: Schéma statique de la poutre au vent.

Figure VI-4: L'effort F_d dans la diagonale d'extrémité.

Figure VI- 5: Palier de stabilité suivant le long pan.

Figure VII-1 : distribution de palée de stabilité sur l'ouvrage.

Figure VII-2:Distribution des forces sismique par portique mixte (sens transversal).

Figure VII-3 : Distribution des forces sismique par files (sens longitudinale).

Figure VII-4 : les déformations due à la combinaison $G+Q+1.2EX$

Figure VII-5 : les déformations due à la combinaison $G+Q+1.2EY$

Figure VII-6 : les déformations due à la combinaison $1,35G+1,5V_{\text{pignon}}$

Figure VII-7 : les déformations due à la combinaison $1,35G+1,5V_{\text{long-pan}}$

Figure VIII-1 : Vue du portique en 3D

Figure VIII-2 : efforts internes.

Figure VIII-3 : charges verticales vers le bas (efforts internes).

Figure VIII-4 : charges verticales vers le haut (efforts internes) .

Figure VIII-5 : charges horizontales.

Figure VIII-6 : charges horizontales (dépression).

Figure VIII-7 : Effort tranchant dans le plan de l'âme et la section cisailée.

Figure IX-1 : Etape de modélisation à l'aide de logiciel ROBOT

Figure IX-2:Vue en 3D de la structure

Figure IX-3:Vue en plan du plancher

Figure IX-4:Vue en élévation de la face longue pan

Figure IX-5:Vue en élévation de la face pignon

Figure X-1 : Structure vue en 3D

Figure X-2 : Vue 3D de l'assemblage traverse poteau

Figure X-3 : DETAIL SUR L'ASSEMBLAGE TRAVERSE POTEAU

Figure X-4 : Vue 3D de l'assemblage au niveau de faitage.

Figure X-5 : Détail de l'assemblage au niveau de faitage

Figure X-6 : Vue 3D de l'assemblage poteau poutre

Figure X-7 : Détail sur l'assemblage poteau-poutre.

Figure X-8 : Vue en 3D de l'assemblage solive-poutre maitresse

Figure X-9 : Détail de l'assemblage solive-poutre maitresse

Figure X-10: Vue 3D de l'assemblage au niveau de pied de poteau

Figure X-11 : Détail de l'assemblage au niveau de pied de poteau

Figure X-12 : Détail de l'assemblage au gousset

Figure XI-1 : Diagramme des contraintes agissant sur les fondations

Figure XI-2: Ferrailage des longrines.

Sommaire

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Généralités.

I.1.	Introduction :	1
I.2.	Présentation du projet :	2
I.1.1.	Caractéristiques :	2
I.1.2.	Les données concernant le site :	4
I.1.3.	Étude de sol :	4
I.1.4.	Plancher :	4
I.1.5.	Toiture :	5
I.1.6.	L'escalier :	5
I.3.	Matériaux utilisés :	6
I.3.1.	Acier :	6
I.3.1.1.	Propriété de l'acier :	6
I.3.2.	Le béton :	7
I.3.2.1.	Propriétés du béton :	8
I.4.	Normes et règlement utilisés :	8
I.5.	Les assemblages :	8
I.5.1.	Le boulonnage :	8
I.5.2.	Le soudage :	8
I.6.	Logiciels utilisés :	9
I.7.	Les Actions prises en compte :	9
I.8.	Les états limites :	9
I.8.1.	Etat limite ultime (E.L.U) :	9
I.8.2.	Etat limite de service (E.L.S.) :	9
I.9.	Présentation des systèmes du contreventement :	10

Chapitre II: Etude Climatique.

II.1.	Introduction :	11
II.2.	Etude au vent :	11
II.2.1.	Détermination des différents paramètres des coefficients de calcul :	11
II.2.2.	Calcul de la pression :	12
II.2.2.1.	Détermination de la pression dynamique de pointe q_{pz} :	12
II.2.2.2.	Détermination de coefficient de pression extérieur C_{pe} (Décrochement en L) :	14
II.2.2.4.	Détermination de coefficient de pression intérieur C_{pi} :	17
II.3.	Calcul des forces de frottement :	23
II.4.	Action de la neige :	31
II.3.1.	Charge de neige sur le sol :	32
II.3.2.	La charge de neige appliquée sur la toiture :	32

Chapitre III: Pré dimensionnement des éléments.

III.1.	Pré-dimensionnement des pannes	35
III.1.1.	Définition	35
III.1.2.	Evaluation des charges et surcharges :	35
I.	Combinaison de charge les plus défavorables :	38
III.2.	Vérification à la sécurité :	38
III.2.1.	Vérification a l'état limite ultime	38
III.2.1.1.	Classification de la section	39
III.2.1.2.	Vérification de la section à la résistance	39
III.2.1.2.	Vérification à la flexion :	39
III.2.1.3.	Vérification au cisaillement :	41
III.2.1.4.	Vérification au déversement	43
III.2.2.	Vérification à l'état limite de service :	46
III.2.2.1.	Vérification de la flèche :	46
III.3.	Dimensionnement des liernes de pannes :	47
III.3.1.	Définition :	47
III.3.2.	Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes :	48
III.4.	Calcul de l'échantignole :	49
III.4.1.	Définition :	49
III.4.2.	Calcul des charges revenant à l'échantignole :	50
III.4.3.	Calcul des moments de renversement :	50

III.4.4. Dimensionnement de l'échantignolle :	51
III.5. Etude des lisses de bardages :	51
III.5.1. Définition :	51
III.5.2.1. Evaluation des charges et surcharges :	53
III.5.2.3. Vérification à l'état limite de service (ELS) :	57
III.5.3. Calculs des liernes de long-pan :	59
III.5.3.1. Calcul de l'effort de traction dans le lierne le plus sollicité :	59

Chapitre IV : Dimensionnement des éléments secondaires.

IV. Etude des escaliers :	77
IV.1. Introduction :	77
IV.2. Définition des éléments constituant les escaliers :	77
IV.3. Choix des dimensions :	78
IV.4. Dimensionnement de la cornière (support) :	78
IV.4.1. Détermination de la section de cornière:	79
IV.4.2. Vérification à la flèche :	80
IV.4.3. Vérification de l'effort tranchant (cisaillement):	81
IV.4.4. Vérification du moment fléchissant (résistance) :	81
IV.5. Dimensionnement de limon :	82
IV.5.1. Evaluation des charges :	82
IV.5.2. Calcul de la charge équivalente :	83
IV.5.3. Vérification de la flèche :(ELS)	84
IV.5.4. Vérification à la résistance : (ELU).....	84
IV.5.5. Vérification à l'effort tranchant :	84
IV.5.6. Vérification à la compression :	84
IV.6. Etude de la poutre palière des limons :	85
IV.6.1. Evaluation de charges :	85
IV.6.2. Condition de la flèche	86
IV.6.3. Conclusion :	91

Chapitre V: Etude de Plancher collaborant.

V. Introduction :	92
V.1. Calcul des planchers mixte à dalle collaborant	92
V.2. Disposition des solives (poutrelles) :	93
V.3. Vérification au stade de montage	94

V.3.1.	Evaluation des charges :	94
V.3.2.	Les combinaisons des charges :	94
V.3.3.	Condition de flèche :	94
V.3.4.	Vérification a l'ELU :	95
V.3.5.	Vérification à l'ELS :	96
V.3.6.	Conclusion :	96
V.4.	Vérification au stade finale :	96
V.4.1.	Evaluation des charges :	96
V.4.2.	Combinaisons des charges :	97
V.4.3.	Caractéristique de la dalle mixte :	97
V.4.4.	Vérification à L'ELU :	99
V.4.5.	Vérification à L'ELS :	100
V.5.	Pré dimensionnement des poutres principales du plancher intermédiaire :	101
V.5.1.	Evaluation des charges et surcharges :	101
V.5.2.	Combinaisons de charges :	101
V.5.3.	Condition de la flèche :	102
V.5.4.	Vérification à l'ELU :	102
V.5.5.	Vérification à l'ELS :	104
V.5.6.	Conclusion :	104
V.6.	Pré dimensionnement des poutres secondaire	105
V.7.	Calcul des connexions acier-béton :	105
V.7.1.	Introduction :	105
V.7.2.	Choix des dimensions des connecteurs	105
V.7.3.	Calcul de nombre de connecteur (goujon) :	106
V.7.4.	Calcul de l'espacement entre les goujons (EC4 6.1.3) :	108
V.7.5.	Conclusion :	109

Chapitre VI : Etude des Contreventements.

VI.	Introduction :	110
VI.1.	Rôle des systèmes de contreventement :	110
VI.2.	Contreventements de toiture (poutre au vent) :	111
VI.2.1.	Calcul de la poutre au vent en pignon :	111
VI.3.1.	Conclusion :	115
VI.3.	Vérification des pannes (montant de la poutre au vent) à la sécurité :	115
VI.4.1.	flexion composée déviée (bi axiale) :	115
VI.4.	Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à l'instabilité :	117

VI.6.1. conclusion :	122
VI.9. Calcul de la palée de stabilité en long pan :	122
VI.12.1. Vérification à la résistance ultime de la section nette :	123
VI.5.2. Conclusion :	124

Chapitre VII : Action d'ensemble et étude Sismique.

VII. Introduction :	125
VII.1. Notions de sismologie :	125
VII.2. Méthode de calcul :	126
VII.3. Spectre de réponse de calcul :	127
VII.4. Calcul de la force sismique totale :	128
VII.4.1. Le tableau suivant donne les valeurs de pénalité P_q :	130
VII.5. Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur :	134
VII.5.1. Les sollicitations dues au vent plus défavorable (sens pignon) :	135
VII.6. Conclusion :	140

Chapitre VIII : Etude des portiques

VIII. Introduction :	141
VIII.1. Evaluation des charges :	141
VIII.2. Calcul des efforts internes :	143
VIII.3. Calcul de l'imperfection géométrique globale (défauts d'aplomb) :	149
VIII.3.1. Modélisation avec les imperfections :	150
VIII.3.2. Calcul des efforts internes additionnels :	151
VIII.4. Pré-dimensionnement de la traverse :	151
VIII.4.1. Choix de la méthode d'analyse :	151
VIII.4.2. Dimensionnement de la traverse :	153
VIII.4.2.1. Vérification a la flèche :	153
VIII.5. Vérification de l'IPE 360 pour la traverse a (l'ELU) :	154
VIII.5.1. Vérification de la section a la résistance :	154
VIII.5.2. Vérifications des efforts tranchants :	155
VIII.5.3. Vérifications de l'effort normal :	155
VIII.5.4. Vérifications du moment fléchissant :	156
VIII.5.5. Vérification de l'élément aux instabilités :	156
VIII.5.6. Conclusion :	160
VIII.6. Vérification des poteaux (IPE400) :	160

VIII.6.1. Calcul des coefficients d'interaction kij : (EC3 , Annexe B).....	163
VIII.7. Etude numérique de portique avec logiciel ROBOT :	165
VIII.7.1. Introduction :	165
VIII.7.2. Logiciel de calcul et l'optimisation des structures :	166
VIII.7.3. Description du logiciel ROBOT :	166
VIII.8. Etape à suivre dans le logiciel :	166

Chapitre IX : Vérification des éléments structuraux

IX. Introduction :	180
IX.1. Méthode de travail :	180
IX.2. Les étapes de modélisation :	181
IX.2.1. Matériaux utilisés.....	181
IX.2.2. Profil utilisé :	181
IX.2.3. Modélisation géométrique :	182
IX.3. Les combinaisons de charge	184
IX.4. Les résultats de vérifications de l'ossature à l'aide du logiciel ROBOT.....	184
IX.4.1. Vérification des pannes	184
IX.4.2. Vérification des lisses de bardages :	185
IX.4.3. Vérification des potelets :	186
IX.4.4. Vérification des solives :	187
IX.4.5. Vérification des poutres maitresse :	189
IX.4.6. Vérification des traverses :	190
IX.4.7. Vérification des poteaux :	191
IX.4.8. Vérification des palés de stabilité :	193
IX.4.9. Vérification des contreventements :	193

Chapitre IX : Calcul des assemblages.

X. Introduction :	195
X.1. Assemblage des poutres maitresse-poteau au niveau des pignons de rive	195
X.2. Assemblage des deux traverse au niveau de faitage.....	205
X.3. Assemblage Poteau-Poutre.....	213
X.4. Assemblage Poutre-Poutre	223
X.5. Encastrement en pieds de poteau	229
X.6. Assemblage gousset	239

L'assemblage c'est fait avec l'EXEL.....	239
--	-----

Chapitre X : Etude des Fondations.

XI. Introduction :.....	242
XI.1. Les types des fondations :.....	242
XI.2. Choix des fondations :	242
XI.3. Etude des semelles :.....	243
XI.3.1. Dimensionnement de la semelle :.....	243
XI.3.2. Calcul de ferrailage :	244
XI.3.3. Détermination de la hauteur du patin 'e' :.....	245
XI.4. Calculs des longrines :	245

Conclusion générale

Introduction Générale

Le domaine de construction est très vaste, il est envisagé en plusieurs manières de conception et d'exécution, il diffère selon les matériaux constitutifs et les types des structures, mais le but de ces études reste le même qui est de concevoir des bâtiments capables de résister aux efforts qui sont lui appliqués, et aux multiples phénomènes naturels (séisme, vent extrême.....etc).

La structure assure principalement le cheminement des efforts extérieurs appliqués jusqu'aux fondations. La connaissance de ce cheminement est essentielle quant à l'étude d'éléments constitutifs de la structure ainsi que de leurs liaisons.

Pour ces nouvelles techniques de construction, l'acier est le matériau le plus utilisé et cela pour ses nombreux avantages à savoir : la fiabilité, la capacité portante, la rapidité d'exécution et ces propriétés mécaniques qui nous permettent de concevoir des poutres de très grande portée.

Les ossatures et les toitures en charpente métalliques sont généralement souples et constituées de barres élancées ou d'éléments minces. Ces caractéristiques spécifiques sont à garder présents à l'esprit lors des études, les problèmes de flexibilité, voilement, déversement de poutres fléchies et flambement d'éléments comprimés étant déterminants dans la justification et le dimensionnement des structures métalliques.

Afin d'exploiter nos connaissances acquise durant notre formation on s'est intéressé à l'étude d'un hangar en charpente métallique à usage de stockage avec la mezzanine implanté à Boghni wilaya de Tizi-Ouzou, et ce en utilisant les règles de construction actuellement en vigueur en Algérie, ainsi que le moyen de calcul informatique (logiciel Robot). Le but de ce projet est d'être conformé à une situation professionnelle concrète et réelle.

I.1. Introduction :

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un hangar de forme rectangulaire à deux versants avec un décrochement d'une surface de 920 m^2 . il est constitué d'un RDC à usage stockage et d'un niveau à usage bureau.

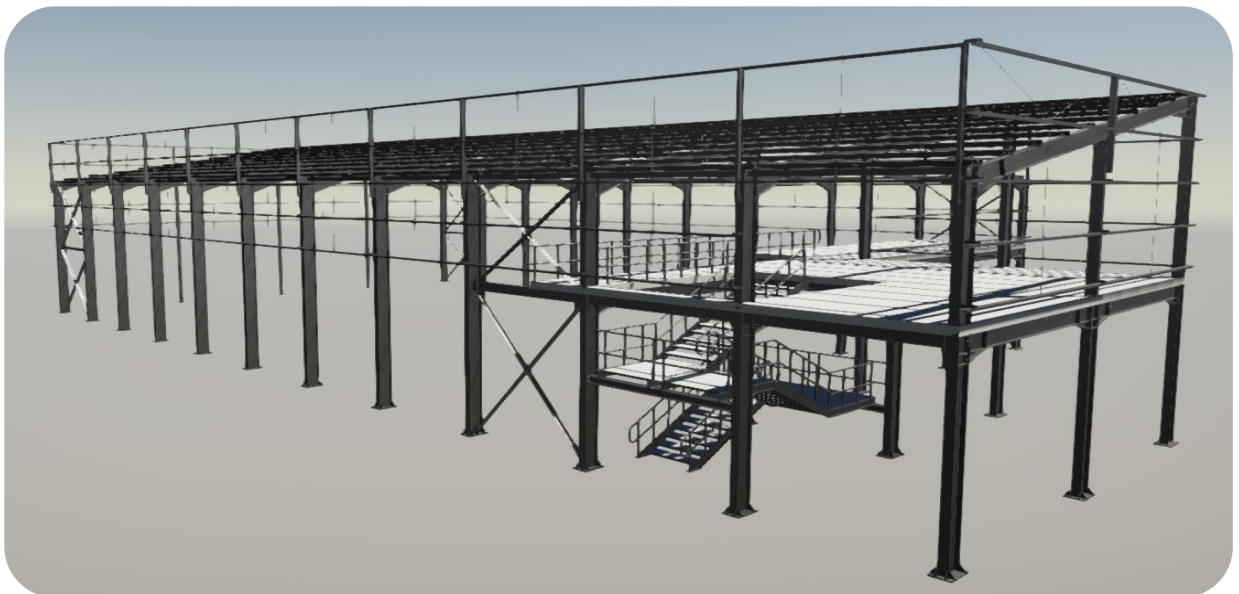
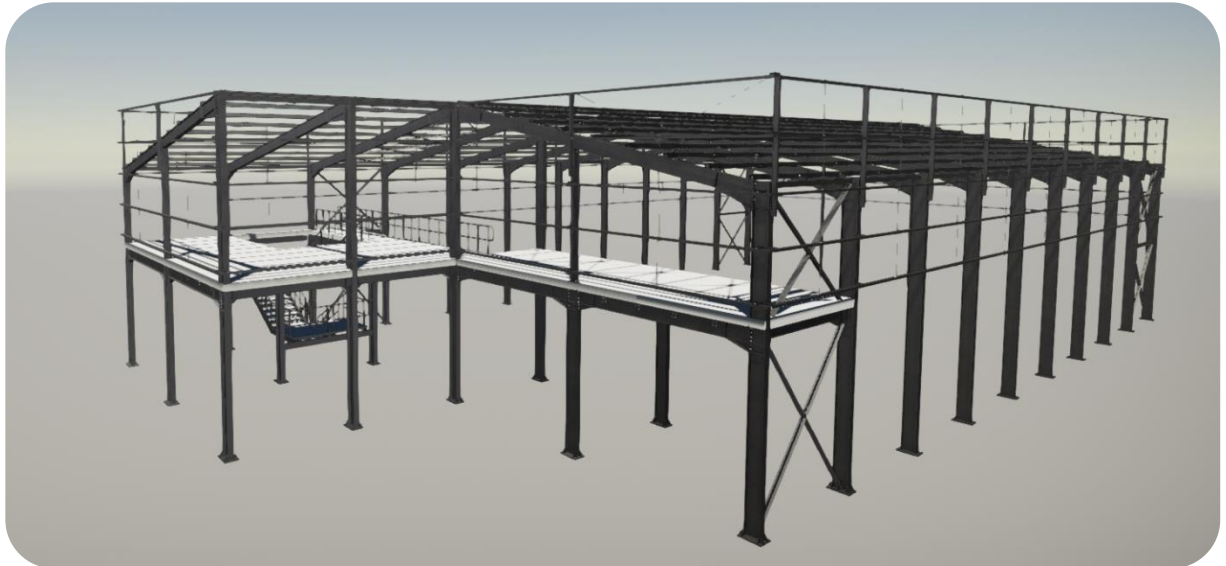


Figure I-1 : PERSPECTIVE

I.2. Présentation du projet :

Le projet sera implanté au niveau de la commune de Boghni dans la wilaya de TIZI-OUZOU qui est classée selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003) comme zone de moyenne sismicité (II).

I.1.1. Caractéristiques :

Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- Longueur totale.....44.00 m
- Largeur totale23 m
- Hauteur totale10.30 m
- Hauteur des poteaux8 m
- Hauteur de l'étage (Mezzanine).....5 m
- La pente de versant:..... $\alpha = 11.31^\circ$

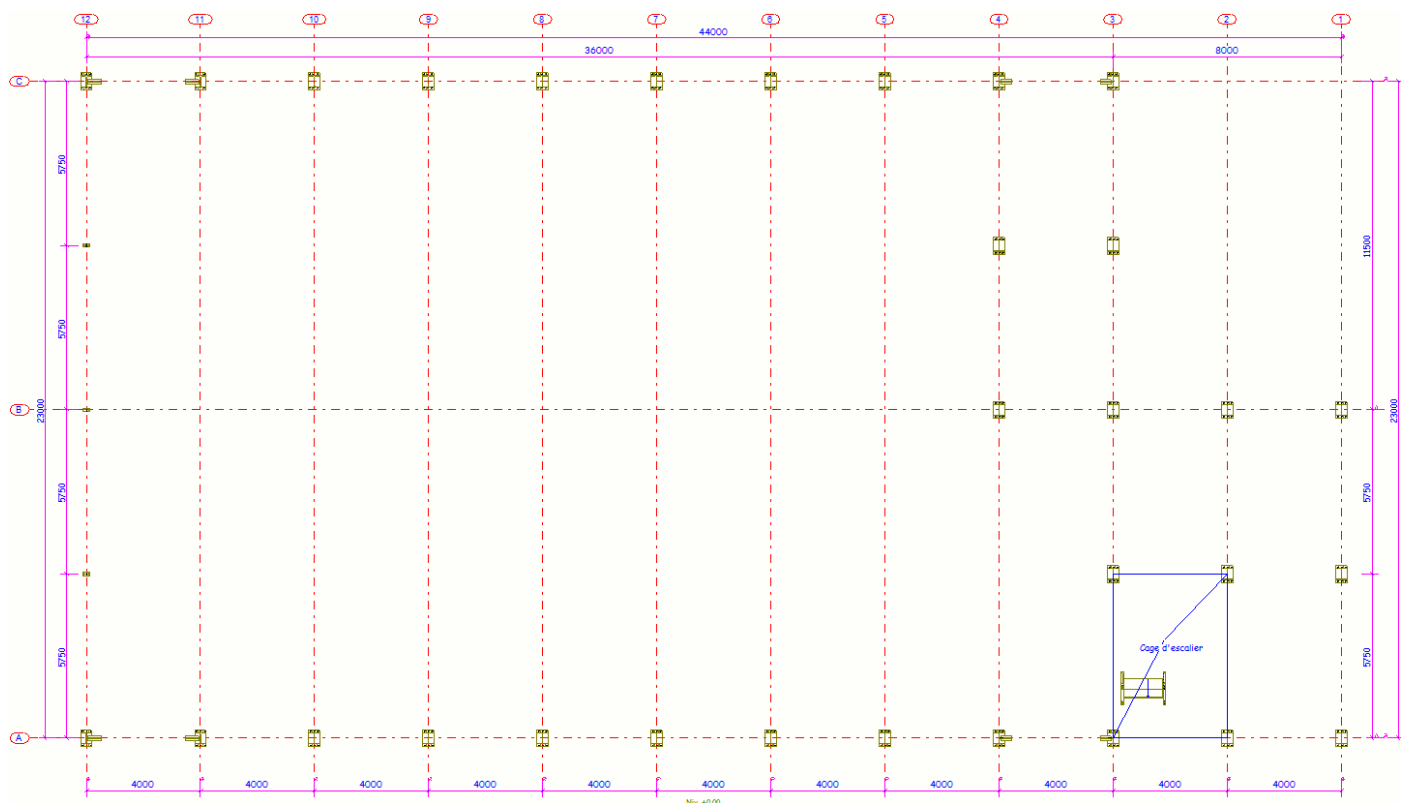


Figure I-2 : IMPLANTATION

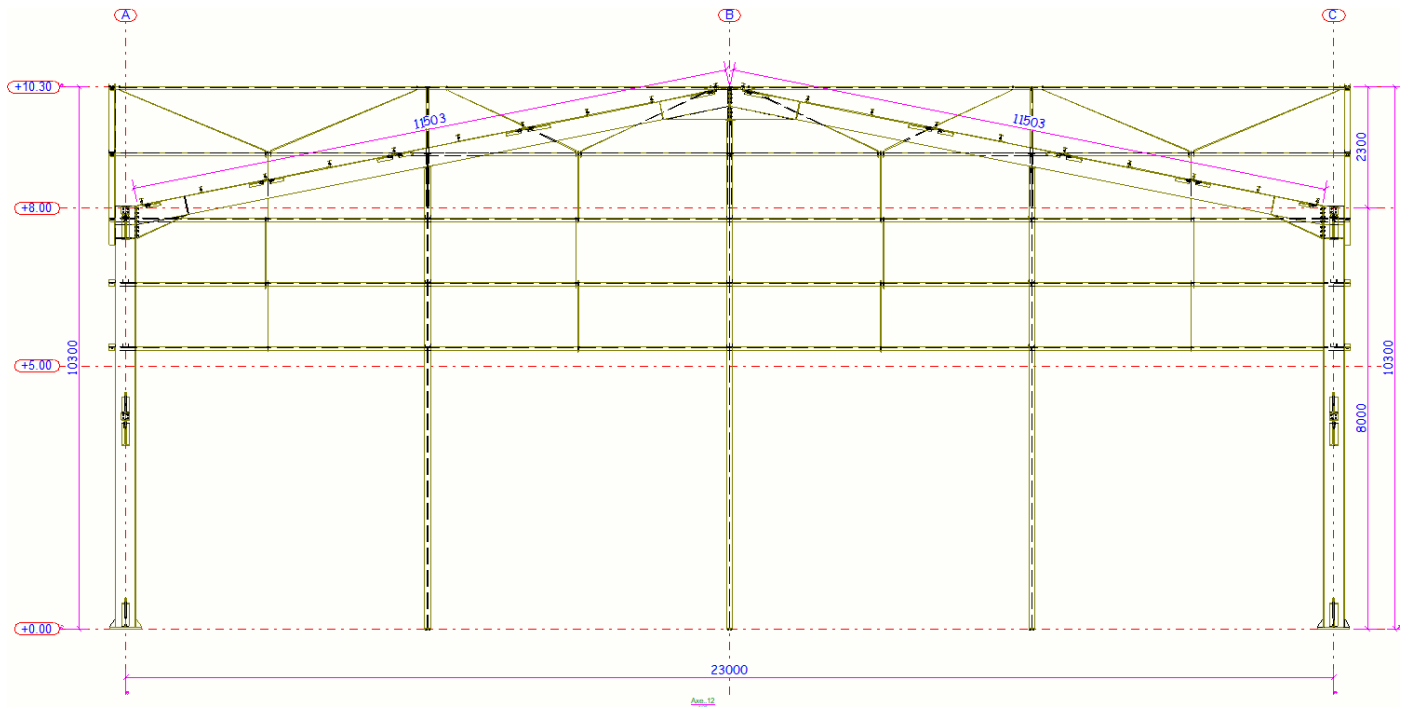


Figure I-3 : Plan en élévation Axe 12

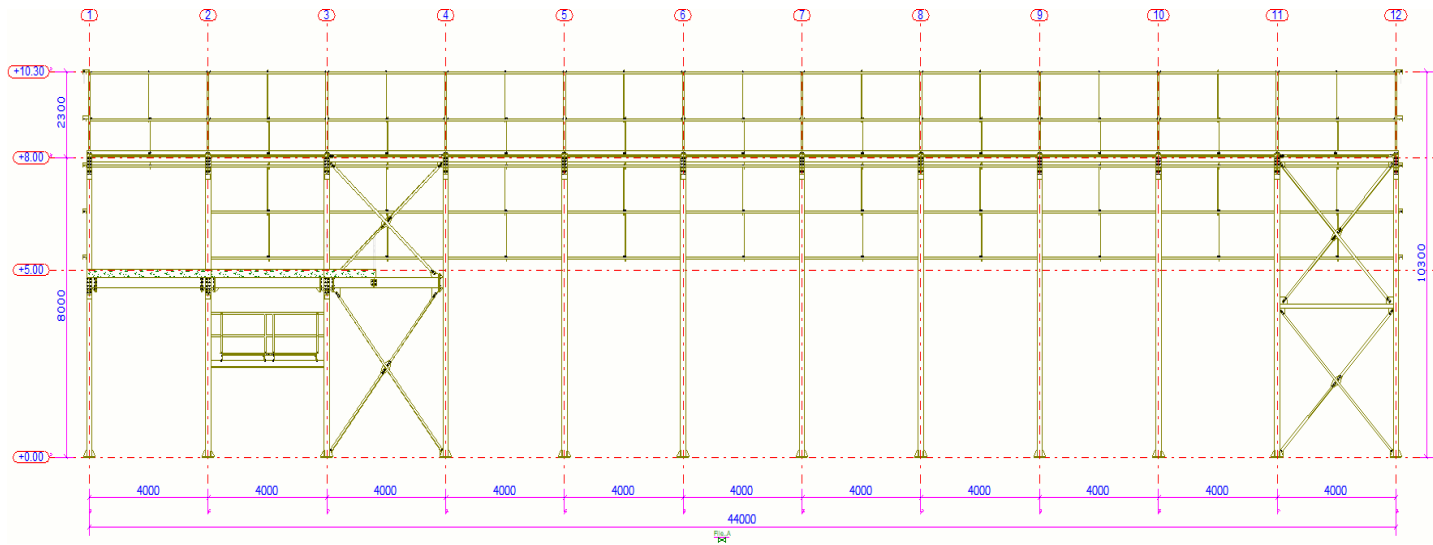


Figure I-4 : Plan en élévation Fille A

I.1.2. Les données concernant le site :

Le projet est implanté dans un terrain plat à la commune De Boghni Wilaya de « TiziOuzou »

- Altitude : 289 m.
- Zone de neige : Zone A
- Zone du vent : Zone I
- Zone sismique : Zone II, groupe d'usage 2.

I.1.3. Étude de sol :

Les études faites sur le sol où le projet sera implanté nous renseignent sur :

- La contrainte admissible du sol tirée de la portance : $\sigma_{adm} = 2 \text{ bar}$
 - La description des couches du sol nous montre que le terrain est d'agressivité chimique nulle (absence de sulfates).
- un système de fondation en semelles superficiel à une profondeur d'ancrage de 1.40m

I.1.4. Plancher :

Le plancher composant les structures horizontales sont des planchers mixtes acier béton à dalle collaborant dont la composition est illustrée sur la figure suivante :

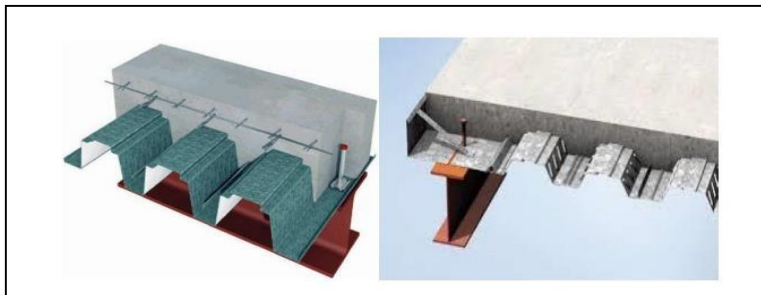


Figure I-5 : les composants d'une dalle mixte (Plancher Collaborant)

Le bac d'acier est un profile en tôle nervurée laminée à froid (HI-BOND 55-750). Cet élément sert non seulement armature mais aussi de coffrage pour la dalle en béton armé.

A cet effet, il permet :

- D'assurer un coffrage efficace et étanche en supprimant les opérations de décoffrage.
- De constituer une plateforme de travail avant la mise en œuvre du béton.
- Les planchers reposant sur un ensemble de poutres (principales-secondaires ainsi

les solives) de type IPE ou HEA.

La liaison entre la dalle mixte collaborant et les poutres porteuses est assurée par des connecteurs.

(Goujons).

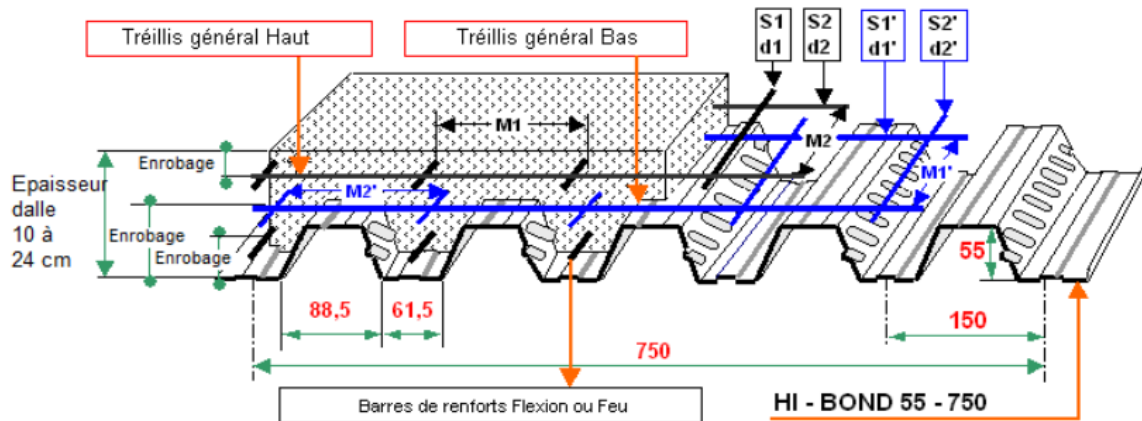


Figure I-6 : Représentation de Plancher Collaborant.

I.1.5. Toiture :

La toiture est en charpente métallique à deux versants. Elle est constituée de bacs de couverture en panneaux sandwichs du type TL75 reposant sur des pannes en IPE.

Les panneaux sandwichs nous offre plusieurs avantages on site :

- L'isolation thermique et phonique
- Une bonne capacité portante
- Un gain de temps appréciable au montage.
- La rapidité d'exécution

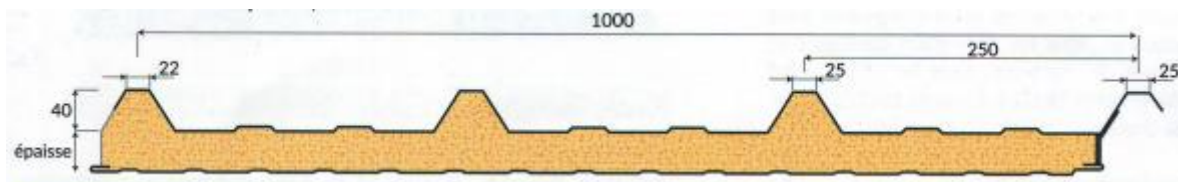


Figure I.7 : Panneau sandwich TL 75

I.1.6. L'escalier :

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, dans notre cas elles sont réalisées avec des éléments métalliques (limon et marches)

Il existe plusieurs types d'escalier (escalier droit, escalier balancé, escalier circulaire...). Le choix du type d'escalier dépend de plusieurs paramètres (hauteur à franchir, espace disponible...).

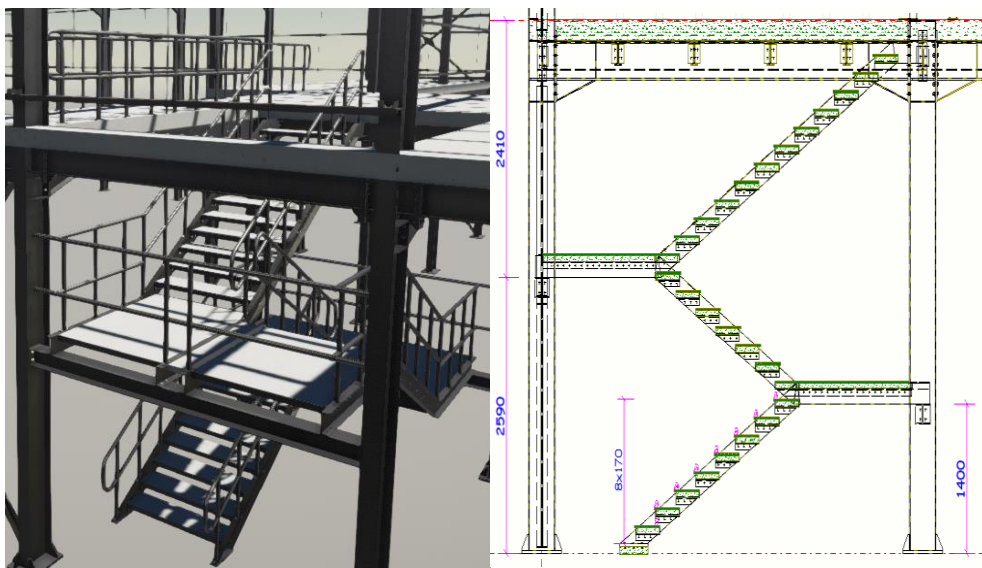


Figure I-8 : Escalier droit avec deux paliers de repos

I.3. Matériaux utilisés :

I.3.1. Acier :

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et d'un peu de carbone, qui sont extraits de matières premières naturelles tirées du sous-sol (mines de fer et de charbon). Le carbone n'intervient dans la composition, que pour une très faible part (généralement inférieur 1%).

Outre le fer et le Carbone, l'acier peut comporter d'autres éléments qui lui sont associés soit :

- Involontairement comme le phosphore et le soufre qui sont les impuretés qui altèrent les propriétés des aciers.
- Volontairement comme le silicium, le manganèse, le nickel, le chrome...etc. ces derniers ont pour propriétés d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers

(Résistance a la rupture, dureté, ductilité, résistance vis-à-vis de la corrosion,...).

I.3.1.1. Propriété de l'acier :

a. Résistance :

Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par le régleme^{nt}
La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est l'acier S 275.

b. Ductilité :

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

- Le rapport $f_u / f_y > 1,2$
- La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique ($\epsilon_u \geq 20 \epsilon_y$)
- A la rupture l'allongement relatif ultime ϵ_u doit être supérieure ou égal à 15%.

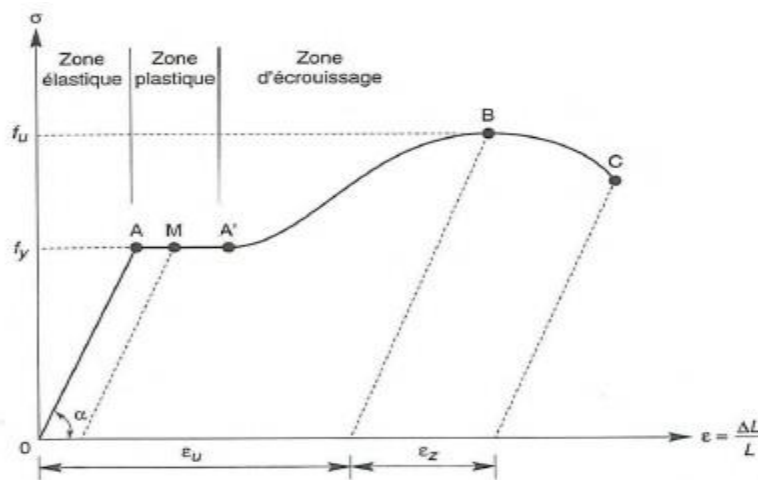


Figure I-9 : diagramme déformation de l'acier.

c. Propriétés mécaniques:

- Masse volumique: $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$
- Module d'élasticité longitudinal: $E = 210000 \text{ MPa}$.
- Module d'élasticité transversale $G = E/2(1 + \nu)$
- Coefficient de Poisson: $\nu = 0,3$
- Coefficient de dilatation thermique: $\alpha = 12.10^{-6} / ^\circ\text{C}$

I.3.2. Le béton :

Le béton est un matériau de construction Composé de granulats, de sable, ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvant pour en modifier les propriétés.

Le béton présente une excellente résistance à la compression jusqu'à 450daN/cm² mais 10 fois moindre en traction ou en cisaillement.

I.3.2.1. Propriétés du béton :

Le béton utilisé sera de classe C25 avec :

- Une résistance à la compression à 28 jours: $f_{c28} = 25MPa$.
- La résistance à la traction à 28jours : $f_{t28} = 2.1MPa$.
- Le poids spécifique : $\rho = 25KN / m^3$
- Coefficient de retrait : $\varepsilon = 4.10^{-6}$

I.4. Normes et règlement utilisés :

Afin de garantir la sécurité de l'ouvrage, notre conception est essentiellement basée sur les règlements 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 3 (partie 1 - règles générales et règles pour les bâtiments)
- 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)
- L'annexe Nationale de laNFEN1991-1-4[1].Pour le traitement des bâtiments avec décrochement en plan ou en élévation.

I.5. Les assemblages :**I.5.1. Le boulonnage :**

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site.

Pour notre cas on a utilisé des boulons haute résistance (HR) classe : 10.9 pour les assemblages rigides des portiques auto stable et de tiges d'ancrage (M20) de forme courbe classe : 10.9.

I.5.2. Le soudage :

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

I.6. Logiciels utilisés :

-Tekla Structures V2018- Autocad V 2004: Elaboration des Plans (Ensemble-Croquis d'assemblages-Croquis Débitage)

-Robot Autodesk V2019: Modélisation de la structures (Modèle analytique).

I.7. Les Actions prises en compte :

Ce sont l'ensemble des forces et des couples dus aux charges auxquelles l'ouvrage sera soumis :

- Charges Permanentes : G
- Charges d'exploitations : Q
- Charges climatiques : le vent W et la neige S.
- Charges Sismiques : E.

I.8. Les états limites :

Un état limite est un état au-delà duquel la structure ne satisfait plus aux exigences pour lesquelles elle a été conçue. On distingue :

I.8.1. Etat limite ultime (E.L.U) :

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

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

I.8.2. Etat limite de service (E.L.S.) :

Les états limites de service correspondent au dépassement des critères spécifiés d'exploitation, ils comprennent :

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

I.9. Présentation des systèmes du contreventement :

- ✓ Les contreventements sont des dispositifs conçus pour reprendre les efforts du vent et du Séisme dans la structure et les transmettre aux fondations.
- ✓ La structure est contreventée par des palées de stabilité verticales dans chaque direction.
- ✓ Transversale et longitudinale en croix de Saint André. Elles sont posées entre deux files de poteaux et poutre et liées à ceux-ci par un assemblage.

II. Introduction :

Tout ouvrage doit résister aux actions verticales et horizontales. Parmi les actions horizontales on peut citer le vent. L'effet du vent sur une construction métallique est généralement prépondérant. Par conséquent, Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de la construction

Le calcul des actions dues au vent sera calculé par le règlement Neige et Vent du RNVA2013. En effet, ce document technique règlementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ces différentes parties

Les valeurs de pressions du vent dépendent d'un certain nombre de facteurs

- de la région
- du site d'implantation
- de la hauteur de la construction
- de la forme géométrique de la construction
- Et de la rigidité de la construction

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 ces caractéristiques sont les suivantes :

- Wilaya de Tizi-Ouzou appartient à la zone de vent III. (Tableau A.2-RNV2013).
- La zone industrielle est classée comme un terrain de catégorie III. (Tableau 2.4-RNV2013).

II.2.1. Détermination des différents paramètres des coefficients de calcul :

- **Effet de la région :**

Notre structure est située dans la zone I, dont la pression de référence est donnée par le tableau 2-2 du RNVA2013 : $q_{réf} = 37,5 \text{ daN/m}^2$.

- **Effet du site :**

La structure sera implantée en zone industrielle, donc d'après les données de tableau 2-4 dans le RNVA2013, la catégorie de terrain est III.

D'où :

Le facteur de terrain $K_T = 0.215$

Le paramètre de rugosité $z = 0,3\text{m}$

La hauteur minimale $z_{min} = 5m$

- **Le coefficient topographique :**

La structure est implantée dans un site plat donc : $C_t = 1$

(Chapitre II RNVA2013)

- **Le coefficient dynamique C_d :**

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 ($H=10.30m$)

On prend : $C_d=1$ (§ 3.2, chapitre2 RNV 2013). On a : $C_d < 1,2$ Donc : la construction est peu sensible aux excitations dynamiques

- **Le coefficient d'exposition $C_e(z)$:**

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

(RNV2013 ; paragraphe 2.4.1).

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

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

. D'où ;

C_r : coefficient de rugosité.

C_t : coefficient de topographie.

$I_v(z)$: l'intensité de la turbulence.

z (en m) est la hauteur considérée.

(RNV2013 ; paragraphe 2.4.2).

II.2.2. Calcul de la pression :

II.2.2.1. Détermination de la pression dynamique de pointe $q_p(z)$:

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

$$q_p(z) = q_{réf} * C_e(z) \text{ daN/m}^2 \quad (\text{RNV2013 ; Paragraphe 2.3})$$

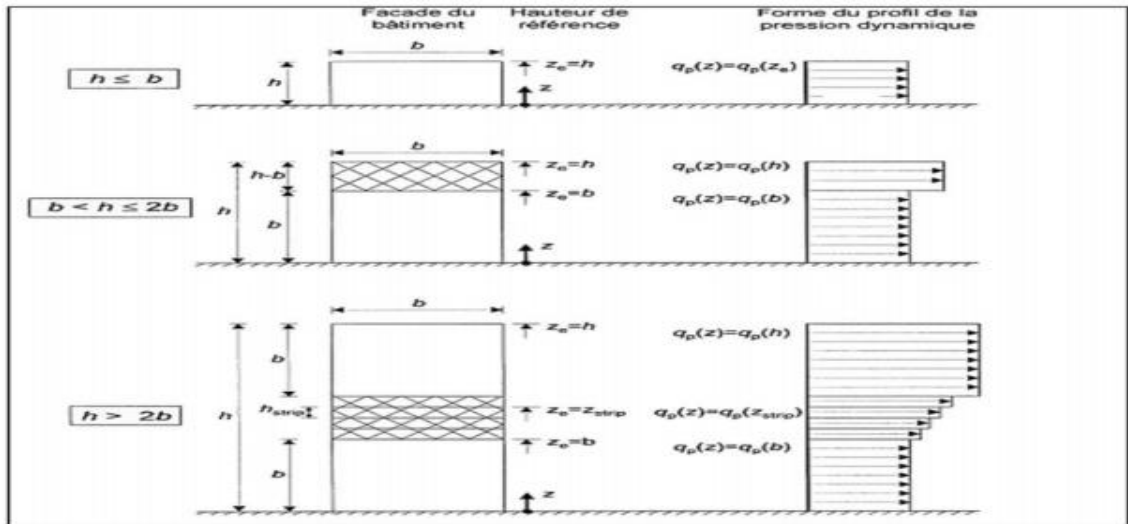


Figure II-1: Hauteur de référence Z et le profil correspondant de la pression dynamique

Remarque

Dans notre cas $z_e = h < b \rightarrow q_p(z) = q_p(h)$ (la pression dynamique de pointe est uniforme sur toute la hauteur)

- **Le 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 définit par la loi logarithmique (logarithme népérien).

(RNV2013 ; Paragraphe 2.4.4)

$$\begin{cases} C_r(z) = K_T * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{si } Z_{min} \leq Z \leq 200m \\ C_r(z) = K_T * \ln\left(\frac{Z_{min}}{z_0}\right) & \text{si } Z < Z_{min} \end{cases}$$

Les valeurs du coefficient de rugosité sont données par le tableau 2.5 du RNV 2013 en fonction de la catégorie du terrain et de la hauteur.

Dans notre cas on a $Z_{min} \leq Z \leq 200m$:

$$\triangleright C_r(10,30) = 0,215 \times \ln(10,30/0,3) = 0.760$$

- **Le coefficient d'exposition $C_e(z)$:**

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

Dans notre cas, la structure est peu sensible aux excitations :

$$C_{ex} = C_t^2 * C_r^2 * \left[1 + \frac{7 * K_T}{C_r * C_t} \right]$$

le coefficient d'exposition sera donc :

$$\text{➤ } C_{ex}(10,30) = 0.760^2 * 1^2 * \left[1 + \frac{7 * 0.215}{0.760 * 1} \right] = 1,721.$$

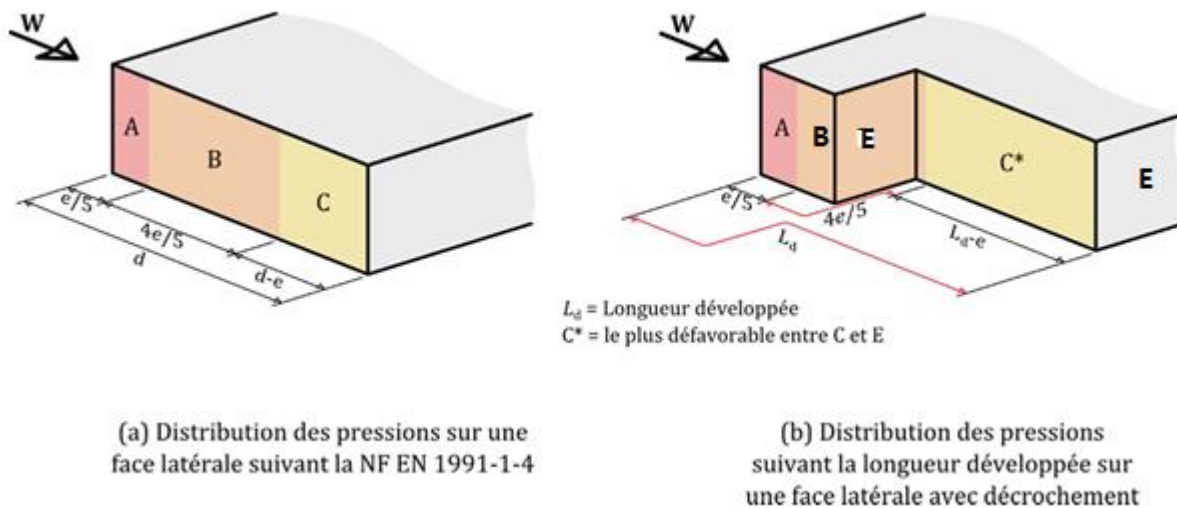
Tableau II-1 : Les valeurs des pressions dynamiques de pointe $q_p(z)$.

Niveau	$z(m)$	$q_{réf}(daN/m^2)$	$C_{ex}(z)$	$q_p(daN/m^2)$
Parois verticale	4	37,5	1,721	64,54
Toiture	10,30	37,5	1,721	64,54

II.2.2.2. Détermination de coefficient de pression extérieure C_{pe} (Décrochement en L) :

Généralement en construction métallique, les éléments individuels de structure sont affectés par des surfaces de paroi supérieures à 10 m², et seuls les coefficients $C_{pe,10}$ sont donc à considérer dans les calculs de dimensionnement.

Pour le traitement des 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].



Les coefficients de pression extérieure **C_{pe}** applicables aux bâtiments et aux parties de bâtiments dépendent de la dimension de la surface chargée A, qui est la surface de la construction produisant l'action du vent dans la section à calculer. Les coefficients de pression extérieure sont donnés pour des surfaces chargées A de 1 m² et 10 m² dans les tableaux relatifs aux configurations de bâtiment appropriées ; ils sont notés C_{pe1} pour les coefficients locaux, et C_{pe10} pour les coefficients globaux, respectivement. (**chapitre 5:coefficient dépression page 80 RNVA2013**).

- $C_{pe} = C_{pe1}$ si $S \leq 1 \text{ m}^2$
- $C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(s)$ si $1 \text{ m}^2 \leq S \leq 10 \text{ m}^2$

$$\triangleright C_{pe} = C_{pe10} \text{ si } S \geq 10 \text{ m}^2$$

Avec : S est la surface chargée de la paroi considérer

II.2.2.3. Vent perpendiculaire a la grande face ($\theta = 0^\circ$) :

- Paroi verticales :**

Pour cette direction du vent on a $b=23\text{m}$, $d= 44,28\text{m}$, $h= 10,32\text{m}$.

$e = \min [b ; 2 \cdot h] = \min [23 ; 2 \cdot 10,30] = 20,60\text{m}$.

Zone A : $\frac{e}{5} = \frac{20,60}{5} = 4,12\text{m}$.

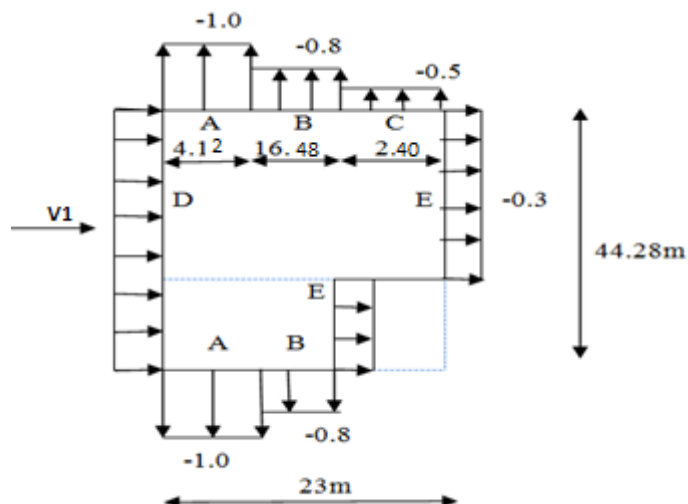
Zone B : $\frac{4e}{5} = \frac{4 \cdot 20,60}{5} = 16,48\text{m}$.

Zone C : $d - e = 23 - 20,6 = 2.4 \text{ m}$.

On a : $e=20,64\text{m}$

Tableau II-2 : les coefficients de pression C_{pe} dans chaque zone.

Zone	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3



- Versant de toiture :**

$$\text{tg} \alpha = \frac{2,3}{11,5} \rightarrow \alpha = 11,31^\circ$$

$$e/10 = 2,06 \text{ m.}$$

$$e/4 = 5,16 \text{ m.}$$

Les valeurs de C_{pe} sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour

$\alpha=5^\circ$ et $\alpha=15^\circ$ tirées du (tableau 5.3 RNVA2013).

Action vers le haut : ↑

Zone F : la surface de la zone F est de $A = 2,06 * 5,16 = 10,63 > 10 \text{ m}^2$

Zone G : $A_G = 33,96 * 2,06 = 69,96 \text{ m}^2$.

Zone H : $A_H = 44,28 * 9,44 = 418 \text{ m}^2$.

Zone J : $A_J = 36,28 * 2,06 = 74,74 \text{ m}^2$.

Zone I : $A_I = 36,28 * 9,44 = 342,48 \text{ m}^2$.

Donc tout les surface des zones F ;G ;H ;J ;I dépassent 10 m^2 on utilise les valeurs de C_{pe10} dans les interpolations .

Interpolation linéaire : $f(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1)-f(x_0)}{x_1-x_0}(x - x_0)$

Pour $\alpha = 11.31$:

Zone F : $C_{pe10} = -1.7 + \frac{-0.9+1.7}{15-5}(11.31 - 5) = -1.195 \uparrow$

Zone G : $C_{pe10} = -1.2 + \frac{-0.8+1.2}{15-5}(11.31 - 5) = -0.947 \uparrow$

Zone H : $C_{pe10} = -0.6 + \frac{-0.3+0.6}{15-5}(11.31 - 5) = -0.410 \uparrow$

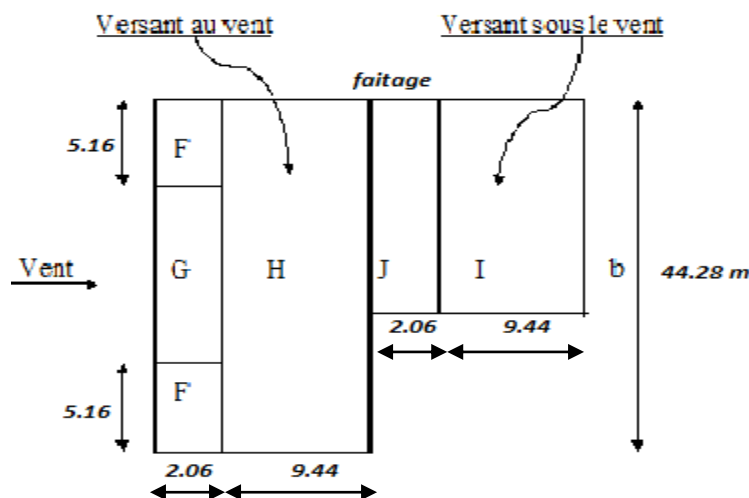
Zone J : $C_{pe10} = -0.3 + \frac{-0.4+0.3}{15-5}(11.31 - 5) = -0.363 \uparrow$

Zone I : $C_{pe10} = -0.3 + \frac{-1+0.3}{15-5}(11.31 - 5) = -0.742 \uparrow$

Action vers le bas ↓ :

Zone : F, G et H : $C_{pe10} = 0 + \frac{0.2-0}{15-5}(11.31 - 5) = -0.126 \downarrow$

Zone : I et J : $C_{pe10} = 0 \downarrow$



II.2.2.4. Détermination de coefficient de pression intérieure C_{pi} :

Les valeurs recommandées lorsqu'on connaît pas la perméabilité des parois du bâtiment. (note 2 paragraphe 7.2.9 NF EN 1991-1-4) sont les suivantes :

- Pression intérieure : $C_{pi} = +0.2$.
- Dépression intérieure : $C_{pi} = -0.3$
- Direction du vent $\theta = 0$ avec pression intérieure $C_{pi} = +0.2$:

Tableau II-3 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens de long pan

Paroi verticale					Versants de toitures				
zone	$q_p(z)$	C_{pe}	C_{pi}	$W_z(daN/m^2)$	zone	$q_p(z)$	C_{pe}	C_{pi}	$W_z(daN/m^2)$
D	64,54	+0,8	+0,2	38,72	F	64,54	-1,195	+0,2	-90,03
							+0,126		
A	64,54	-1,0	+0,2	-77,45	G	64,54	-0,947	+0,2	-74,03
							+0,126		
B	64,54	-0,8	+0,2	-64,54	H	64,54	-0,410	+0,2	-39,36
							+0,126		
C	64,54	-0,5	+0,2	-45,17	I	64,54	-0,363	+0,2	-53,96
							+0,00		
E	64,54	-0,3	+0,2	-32,27	J	64,54	-0,742	+0,2	-60,80
							+0,00		

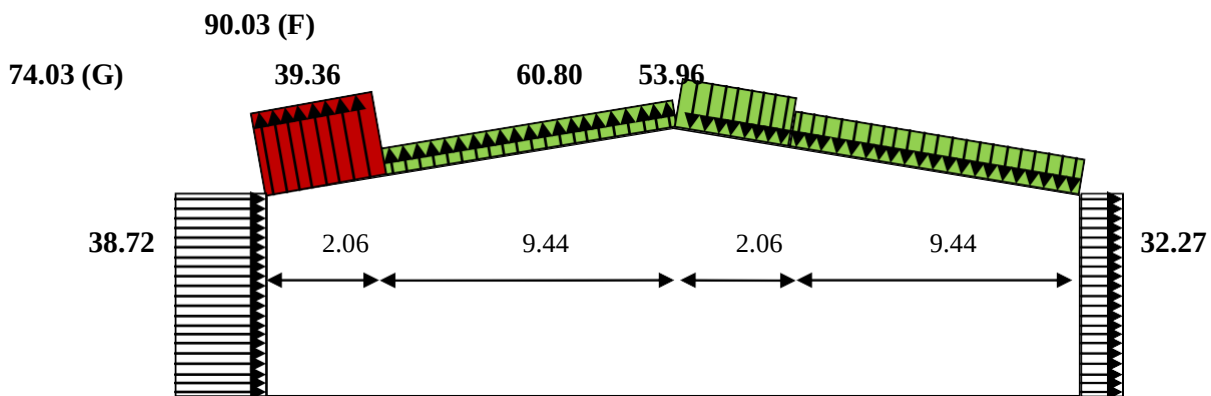


Figure II-1 : Répartition des pressions sur la toiture – Direction du vent V1

- Direction du vent $\theta = 0$ avec pression intérieure $C_{pi} = -0,3$:

Tableau II-4 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens de long pan

Paroi verticale					Versants de toitures				
zone	$q_p(z)$	C_{pe}	C_{pi}	$W_z(daN/m^2)$	zone	$q_p(z)$	C_{pe}	C_{pi}	$W_z(daN/m^2)$
D	64,54	+0,8	-0,3	70,99	F	64,54	-1,195	-0,3	-57,76
							+0,126		27,49
A	64,54	-1,0	-0,3	-45,18	G	64,54	-0,947	-0,3	-41,75
							+0,126		27,49
B	64,54	-0,8	-0,3	-32,27	H	64,54	-0,410	-0,3	-7,09
							+0,126		27,49
C	64,54	-0,5	-0,3	-12,91	I	64,54	-0,363	-0,3	-4,06
							+0,00		19,36
E	64,54	-0,3	-0,3	0	J	64,54	-0,742	-0,3	-28,53
							+0,00		19,36

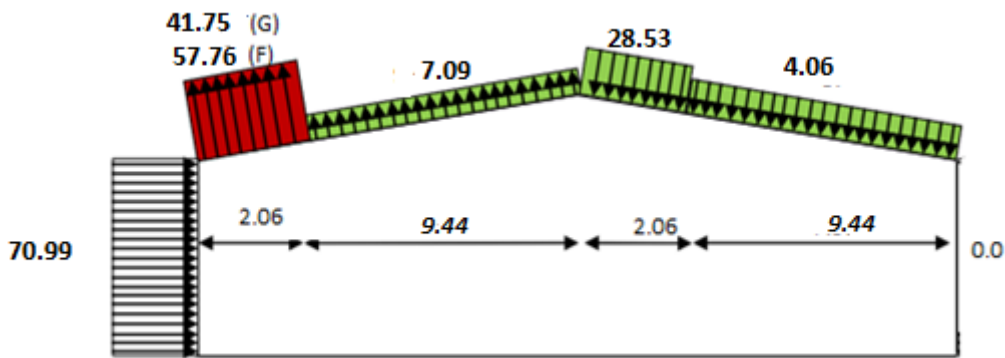
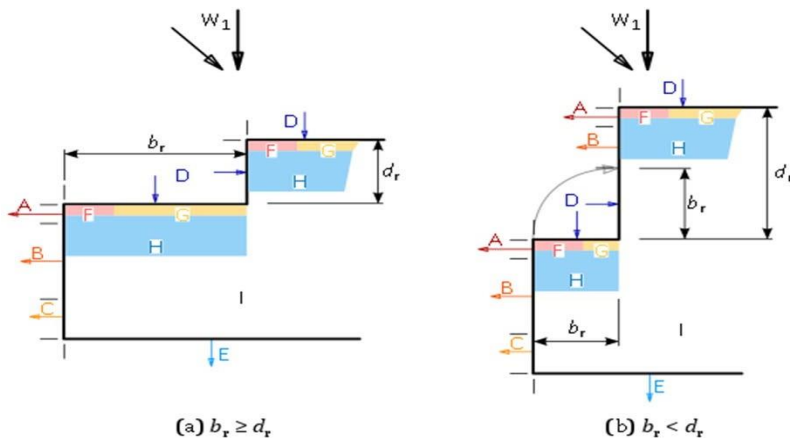


Figure II-2 : Répartition des pressions sur la toiture – Direction du vent V1

II.2.2.5. Vent perpendiculaire a la petite face ($\theta = 90$) :

Suivant l'importance de la distance d , les façades du renforcement parallèles à la direction du vent, comportent des zones A et B ou A, B et C.



Il convient de distinguer les deux configurations suivantes en fonction des dimensions du bâtiment :

- Configuration n°1 caractérisée par $d \geq e$ (la direction du vent comporte les zones A B C) :

Pour cette direction du vent :

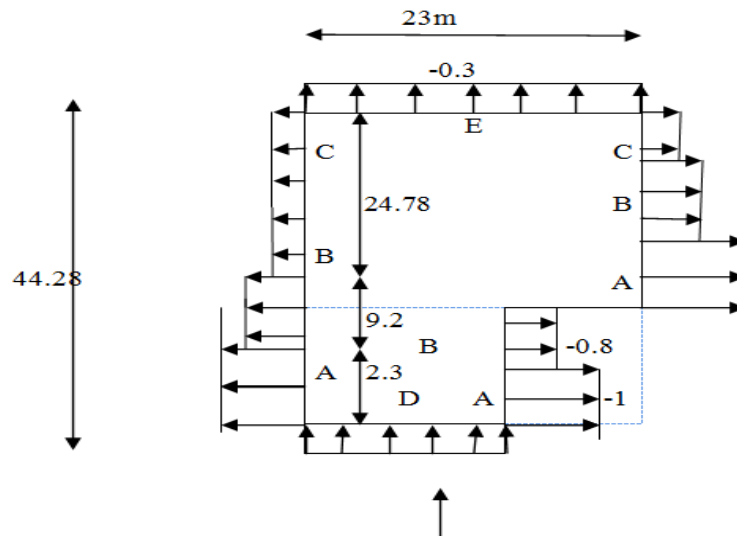
$$b = 23 \text{ m}, d = 44,28 \text{ m}, h = 10,30 \text{ m}$$

$$e_1 = \min (b_1, 2h) = \min (11,5, 2 \cdot 10,30) = 11,5 \text{ m}$$

$$\text{Zone A: } \frac{e}{5} = \frac{11,5}{5} = 2,3 \text{ m.}$$

$$\text{Zone B: } \frac{4e}{5} = \frac{4 \cdot 11,5}{5} = 9,2 \text{ m.}$$

$$\text{Zone C: } d - e = 36,28 - 11,5 = 24,78 \text{ m.}$$



— Configuration n°2 caractérisée par $d < 2e$ (la direction du vent comporte seulement les zone A et B) :

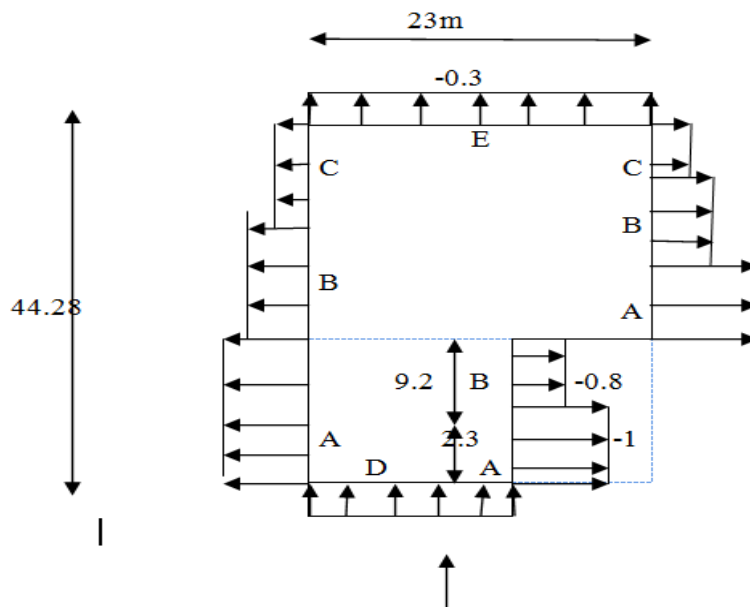
Pour cette direction du vent :

$b = 23\text{m}$, $d = 44,28\text{ m}$, $h = 10,30\text{ m}$

$e_2 = \min (b_2 , 2h) = \min (11,5 , 2* 10,30) = 11,5\text{ m}$

Zone A : $\frac{e}{5} = \frac{11,5}{5} = 2,3\text{ m}$.

Zone B : $\frac{4e}{5} = \frac{4*11,5}{5} = 9,2\text{m}$.



- **Paroi verticales :**

On tire directement les valeurs de C_{pe} du tableau.

- **Versant de toiture :**

On procède de la même manière que précédemment les valeurs de C_{pe} sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour $\alpha=5^\circ$ et $\alpha=15^\circ$ tirées du (tableau 5.3 RNVA2013).

Interpolation linéaire : $f(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} (x - x_0)$

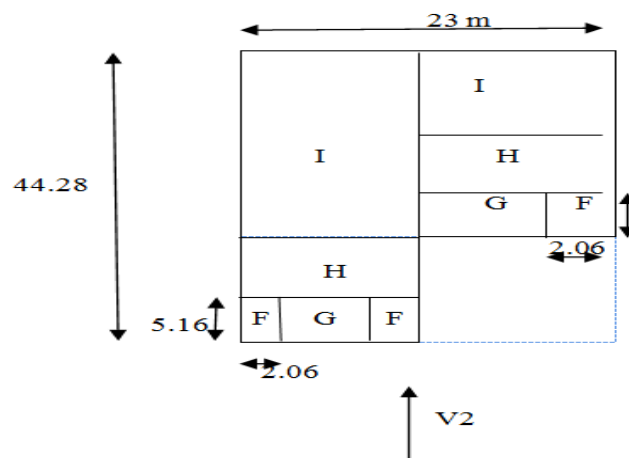
Pour $\alpha = 11.31$:

Zone F : $C_{pe10} = -1.6 + \frac{-1.3+1.6}{15-5} (11.31 - 5) = -1.410$

Zone G : $C_{pe10} = -1.3 + \frac{-1.3+1.3}{15-5} (11.31 - 5) = -1.3$

Zone H : $C_{pe10} = -0.7 + \frac{-0.6+0.7}{15-5} (11.31 - 5) = -0.637$

Zone I : $C_{pe10} = -0.6 + \frac{-0.5+0.6}{15-5} (11.31 - 5) = -0.537$



- Direction du vent $\theta = 90^\circ$ avec pression intérieure $C_{pi} = +0.2$:

Tableau II-5 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens de pignon

Paroi verticale					Versants de toitures				
zone	$q_p(z)$	C_{pe}	C_{pi}	$W_z(daN/m^2)$	zone	$q_p(z)$	C_{pe}	C_{pi}	$W_z(daN/m^2)$
D	64,54	+0,8	+0,2	38,72	F	64,54	-1,410	+0,2	-103,90
A	64,54	-1,0	+0,2	-77,45	G	64,54	-1,3	+0,2	-96,81
B	64,54	-0,8	+0,2	-64,54	H	64,54	-0,637	+0,2	-54,02
C	64,54	-0,5	+0,2	-45,18	I	64,54	-0,537	+0,2	-47,56
E	64,54	-0,3	+0,2	-32,27					

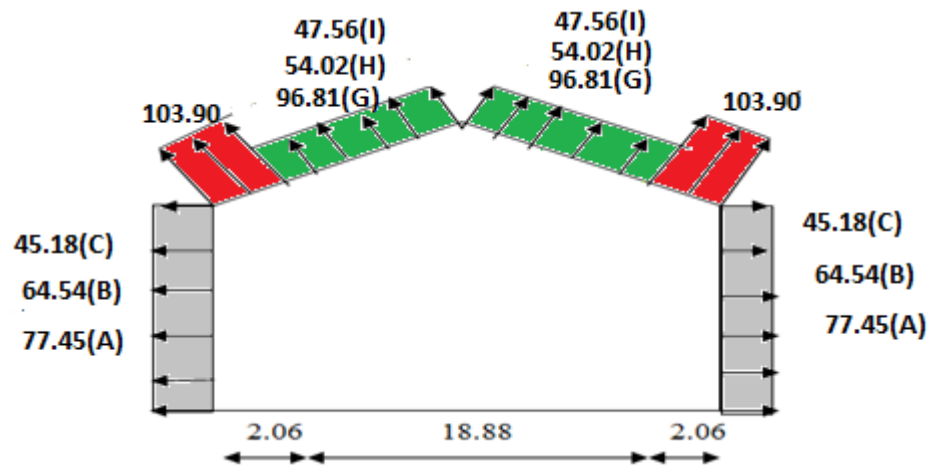


Figure II-3 : Répartition des pressions sur la toiture – Direction du vent V2

- Direction du vent $\theta = 90^\circ$ avec pression intérieure $C_{pi} = -0,3$:

Tableau II-6 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens de pignon

Paroi verticale					Versants de toitures				
zone	$q_p(z)$	C_{pe}	C_{pi}	$W_z(daN/m^2)$	zone	$q_p(z)$	C_{pe}	C_{pi}	$W_z(daN/m^2)$
D	64,54	+0,8	-0,3	70,99	F	64,54	-1,410	-0,3	-71,63
A	64,54	-1,0	-0,3	-45,18	G	64,54	-1,3	-0,3	-64,54
B	64,54	-0,8	-0,3	-32,27	H	64,54	-0,637	-0,3	-21,74
C	64,54	-0,5	-0,3	-12,91	I	64,54	-0,537	-0,3	-15,29
E	64,54	-0,3	-0,3	0					

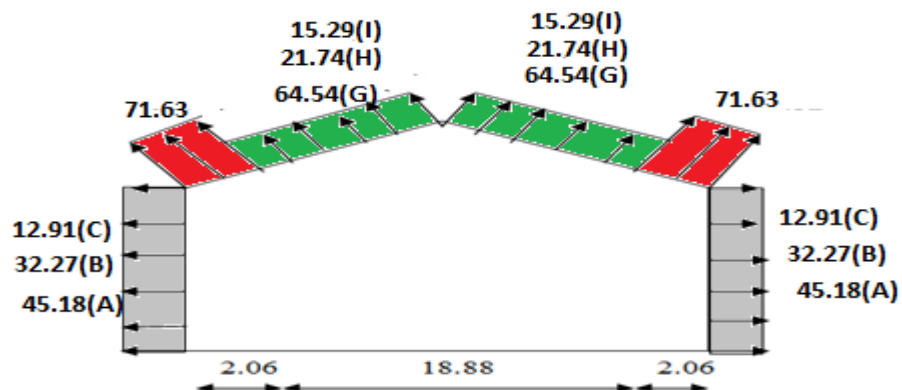


Figure II-4 : Répartition des pressions sur la toiture – Direction du vent V2

II.2. Calcul des forces de frottement :

Selon le paragraphe 1.4.2 du chapitre 2 du RNVA99V2013, les constructions pour lesquelles les forces de frottements doivent être calculées sont celles pour lesquelles : Le rapport $d/b < 3$ et Le rapport $d/b > 3$ est vérifié,

Avec :

- b : dimension de la construction perpendiculaire au vent
- d : dimension de la construction parallèle au vent
- h : hauteur de la construction.

❖ Pour la direction V1 (long pan) :

On a $b=23$, $d=44,28\text{m}$, $h= 10,32\text{m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{b} = \frac{44,28}{23} = 1,92 < 3 \\ \frac{d}{h} = \frac{44,28}{10,30} = 4,29 > 3 \end{array} \right.$$

L'une des conditions est vérifiée. Il y a donc lieu de considérer les forces de frottement Selon (RNVA99-chapitre 2 § 1.4.3) la force de frottement F_{fr} est donnée par :

$$F_{fr} = \sum (q_p(z) * C_{fr} * A_{fr})$$

Ou :

q_p : est la pression dynamique du vent

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

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

La force de frottement est applicable aux surfaces totales des parois parallèles au vent Dont notre cas les ondulations est perpendiculaire aux vents $C_{fr} = 0.04$ (tableau 8).

❖ Pour la direction V2 (pignon) :

On a $b=23$, $d=44,28\text{m}$, $h= 10,32\text{m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{b} = \frac{23}{44,28} = 0,519 < 3 \\ \frac{d}{h} = \frac{23}{10,30} = 2,23 > 3 \end{array} \right.$$

L'une des conditions est vérifiée. Il y a donc lieu de considérer les forces de frottement Selon (RNVA99-chapitre 2 § 1.4.3)

la force des frottement est donc :

❖ **Toiture droite :**

$$F_{fr} = 64,54 * 0,04 * \left(36,28 * \frac{11,5}{\cos 11,31} \right) = 1098,42 \text{ daN}$$

❖ **Toiture gauche :**

$$F_{fr} = 64,54 * 0,04 * \left(44,28 * \frac{11,5}{\cos 11,31} \right) = 1340,63 \text{ daN}$$

❖ **Paroi verticale droite:**

$$F_{fr} = 64,54 * 0,04(36,28 * 8) = 749,28 \text{ daN}$$

❖ **Paroi verticale gauche :**

$$F_{fr} = 64,54 * 0,04(44,28 * 8) = 914,5 \text{ daN}$$

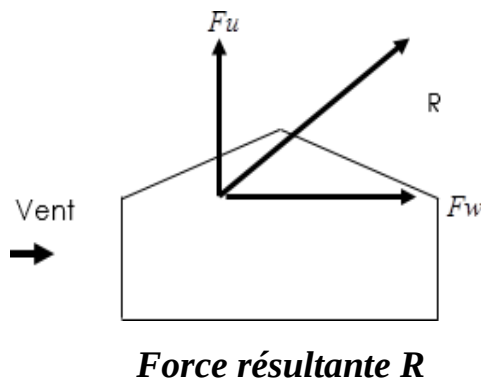
La force du frottement total : $F_{fr} = 4102,83 \text{ daN}$

Action d'ensemble :

La force résultante se décompose en deux forces :

- Une force globale horizontale F_w (Traînée) qui correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture ;
- Une force de soulèvement F_u (Portance) qui est la composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante R est donnée par : $R = \sum(p_{hi} * S_i) + \sum F_{fr}$



Avec :

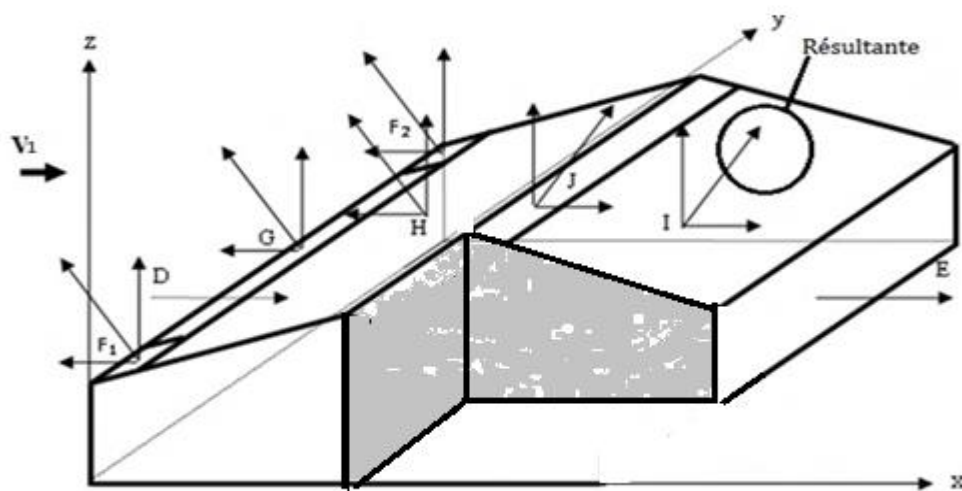
p_{hi} : La pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface

S_i : L'aire de l'élément de surface.

F_{fr} : La force de frottement éventuelle.

- Direction du vent gauche /droite
-

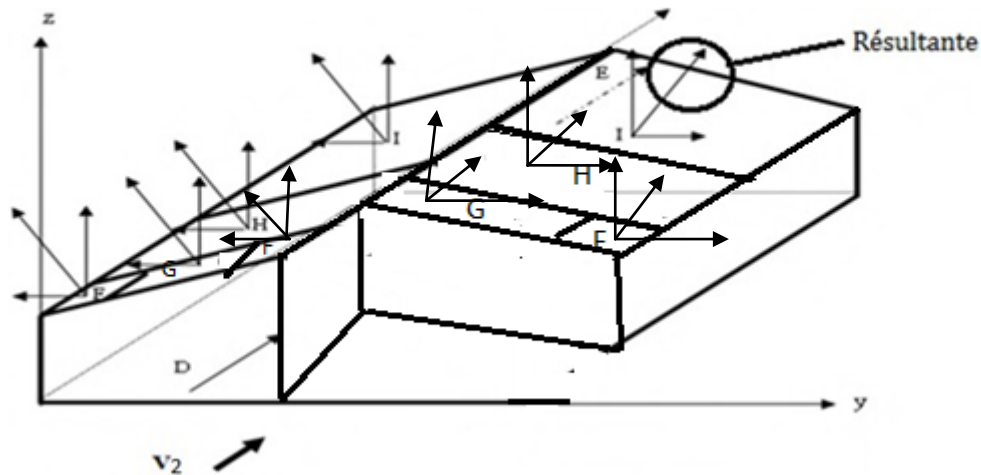
Pente du versant $\alpha = 11.31^\circ$



Calcul des surfaces tributaires de chaque zone : (projection horizontale)

$$\left. \begin{array}{l}
 \text{Zone F1 : } S_{F1} = 2,06 * 5,16 = 10,63 \text{ m}^2 \\
 \text{Zone F1 : } S_{F1} = 2,06 * 5,16 = 10,63 \text{ m}^2 \\
 \text{Zone G : } S_G = 33,96 * 2,06 = 69,96 \text{ m}^2 \\
 \text{Zone H : } S_H = 9,44 * 44,28 = 418,0 \text{ m}^2 \\
 \text{Zone J : } S_J = 2,06 * 36,28 = 74,74 \text{ m}^2 \\
 \text{Zone I : } S_I = 9,44 * 36,28 = 342,48 \text{ m}^2
 \end{array} \right\} > 10 \text{ m}^2$$

- Direction du vent avant /arrière :



Calcul des surfaces tributaires de chaque zone : (projection horizontale)

❖ Versant gauche :

$$\begin{aligned}
 \text{Zone F1 : } S_{F1} &= 2,06 * 5,16 = 10,63 \text{ m}^2 \\
 \text{Zone G : } S_G &= 7,38 * 5,16 = 38,08 \text{ m}^2 \\
 \text{Zone H : } S_H &= 8,26 * 11,5 = 94,99 \text{ m}^2 \\
 \text{Zone I : } S_I &= 30,86 * 11,5 = 354,89 \text{ m}^2
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} \text{Zone F1 : } S_{F1} &= 2,06 * 5,16 = 10,63 \text{ m}^2 \\ \text{Zone G : } S_G &= 7,38 * 5,16 = 38,08 \text{ m}^2 \\ \text{Zone H : } S_H &= 8,26 * 11,5 = 94,99 \text{ m}^2 \end{aligned}} \right\} > 10 \text{ m}^2$$

❖ Versant droit :

$$\begin{aligned}
 \text{Zone F2 : } S_{F1} &= 2,06 * 5,16 = 10,63 \text{ m}^2 \\
 \text{Zone G : } S_G &= 7,38 * 5,16 = 38,08 \text{ m}^2 \\
 \text{Zone H : } S_H &= 8,26 * 11,5 = 94,99 \text{ m}^2 \\
 \text{Zone I : } S_I &= 22,84 * 11,5 = 262,66 \text{ m}^2
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} \text{Zone F2 : } S_{F1} &= 2,06 * 5,16 = 10,63 \text{ m}^2 \\ \text{Zone G : } S_G &= 7,38 * 5,16 = 38,08 \text{ m}^2 \\ \text{Zone H : } S_H &= 8,26 * 11,5 = 94,99 \text{ m}^2 \end{aligned}} \right\} > 10 \text{ m}^2$$

Tableau II-7: Valeurs des forces horizontal et vertical :

- Direction du vent avant /arrière : $C_{pi} = -0,3$:

zone	Composantes horizontale (daN)	Composantes verticale (daN)
D	$70,99 * 210,91 = 14972,5 \rightarrow$	0
E	0	0
F_1	0	$71,63 * 10,63 \cos(11,31)$ $= 746,64 \uparrow$
F_2	0	$71,63 * 10,63 \cos(11,31)$ $= 746,64 \uparrow$
F_3	0	$71,63 * 10,63 \cos(11,31)$ $= 746,64 \uparrow$
G_1	0	$64,54 * 38,08 \cos(11,31)$ $= 2409,95 \uparrow$
G_2	0	$64,54 * 38,08 \cos(11,31)$ $= 2409,95 \uparrow$
H_1	0	$21,74 * 94,99 \cos(11,31)$ $= 2024,97 \uparrow$
H_2	0	$21,74 * 94,99 \cos(11,31)$ $= 2024,97 \uparrow$
I_1	0	$15,29 * 354,89 \cos(11,31)$ $= 5320,89 \uparrow$
I_2	0	$15,29 * 354,89 \cos(11,31)$ $= 5320,89 \uparrow$
F_{fr}	4102,83 $\rightarrow$	
$\sum R$	$R_X = 19075,33 \rightarrow$	$R_z = 21751,54 \uparrow$

Tableau II-8: Valeurs des forces horizontal et vertical :

- Direction du vent avant /arrière : $C_{pi} = +0.2$:

Zone	Composantes horizontale (daN)	Composantes verticale (daN)
D	$38,72 * 210,91 = 8166,43 \rightarrow$	0
E	$32,27 * 210,91 = 6806,06 \rightarrow$	0
F_1	0	$103,90 * 10,63 \cos(11,31)$ $= 1083,01 \uparrow$
F_2	0	$103,90 * 10,63 \cos(11,31)$ $= 1083,01 \uparrow$
F_3	0	$103,90 * 10,63 \cos(11,31)$ $= 1083,01 \uparrow$
G_1	0	$96,81 * 38,08 \cos(11,31)$ $= 3614,93 \uparrow$
G_2	0	$96,81 * 38,08 \cos(11,31)$ $= 3614,93 \uparrow$
H_1	0	$54,02 * 94,99 \cos(11,31)$ $= 5031,71 \uparrow$
H_2	0	$54,02 * 94,99 \cos(11,31)$ $= 5031,71 \uparrow$
I_1	0	$47,56 * 354,89 \cos(11,31)$ $= 16550,79 \uparrow$
I_2	0	$47,56 * 354,89 \cos(11,31)$ $= 16550,79 \uparrow$
F_{fr}	4102,83 $\rightarrow$	
$\sum R$	$R_X = 19075,32 \rightarrow$	$R_Z = 53643,89 \uparrow$

Tableau II-7: Valeurs des forces horizontal et vertical :

- Direction du vent gauche /droite : $C_{pi} = -0,3$:

Zone	Composantes horizontale (daN)	Composantes verticale (daN)
D	$70,99 * 355,13 = 25210,68 \rightarrow$	0
E	0	0
F_1	$57,76 * 10,63 * \tan 11,31$ $= 122,79 \leftarrow$	$57,76 * 10,63 = 613,99 \uparrow$
F_2	$57,76 * 10,63 * \tan 11,31$ $= 122,79 \leftarrow$	$57,76 * 10,63 = 613,99 \uparrow$
G_1	$41,75 * 69,96 \tan 11,31 = 584,16$ $\leftarrow$	$41,75 * 69,96 = 2920,83 \uparrow$
H_1	$7,09 * 418 \tan 11,31 = 592,73 \leftarrow$	$7,09 * 418 = 2963,62 \uparrow$
I_1	$4,06 * 342,48 \tan 11,31 = 278,09$ $\rightarrow$	$4,06 * 342,48 = 1390,47 \uparrow$
J	$28,53 * 74,74 \tan 11,31 = 426,47$ $\rightarrow$	$28,53 * 74,74 = 2132,33 \uparrow$
$\sum R$	$R_X = 25661,09 \rightarrow$	$R_Z = 10635,23 \uparrow$

Tableau II-8: Valeurs des forces horizontal et vertical :

- Direction du vent gauche/droite : $C_{pi} = +0.2$:

Zone	Composantes horizontale (daN)	Composantes verticale (daN)
D	$38,72 * 355,13 = 13750,63 \rightarrow$	0
E	$32,27 * 355,13 = 11460,04 \rightarrow$	0
F_1	$90,03 * 10,63 * \tan 11,31$ $= 191,40 \leftarrow$	$90,03 * 10,63 = 957,02 \uparrow$
F_2	$90,03 * 10,63 * \tan 11,31$ $= 191,40 \leftarrow$	$90,03 * 10,63 = 957,02 \uparrow$
G_1	$74,03 * 69,96 \tan 11,31$ $= 1035,83 \leftarrow$	$74,03 * 69,96 = 5197,14 \uparrow$
H_1	$39,36 * 418 \tan 11,31 = 3290,52$ $\leftarrow$	$39,36 * 418 = 16452,48 \uparrow$
I_1	$53,96 * 342,48 \tan 11,31$ $= 3696,06 \rightarrow$	$53,96 * 342,48 = 18480,22 \uparrow$
J	$60,80 * 74,74 \tan 11,31 = 908,84$ $\rightarrow$	$60,80 * 74,74 = 4544,19 \uparrow$
$\sum R$	$R_X = 25106,42 \rightarrow$	$R_Z = 46588,07 \uparrow$

Calcul de la stabilité d'ensemble :

- **Vérification de la stabilité transversale : grande face au vent**

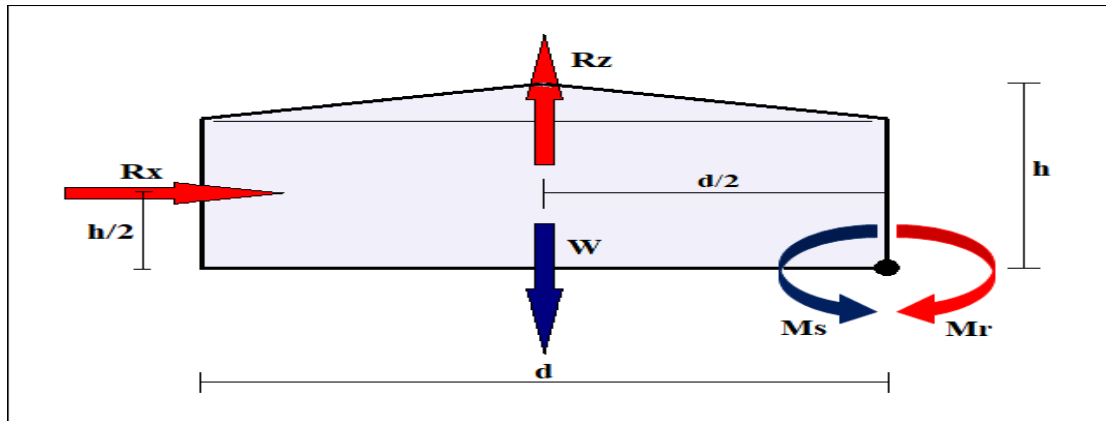


Figure II-5 : Représentation des charges provoquant un moment de renversement au long-pan

Calcul de moment de renversement :

$$M_R = R_X * \frac{h}{2} + R_Z * \frac{d}{2}$$

$$M_R = 25661,09 * 5,16 + 10635,23 * 11,5$$

$$\rightarrow M_R = 254713,72 \text{ daN.m}$$

Calcul du moment stabilisant :

$$M_S = W * \frac{d}{2}$$

Avec : W est le poids de la structure

$$M_S = 550922 \times 11.5 = 585603 \text{ daN.m}$$

Conclusion

$M_r \ll M_s \longrightarrow$ La stabilité transversale est vérifiée

Vérification de la stabilité longitudinale : petite face au vent

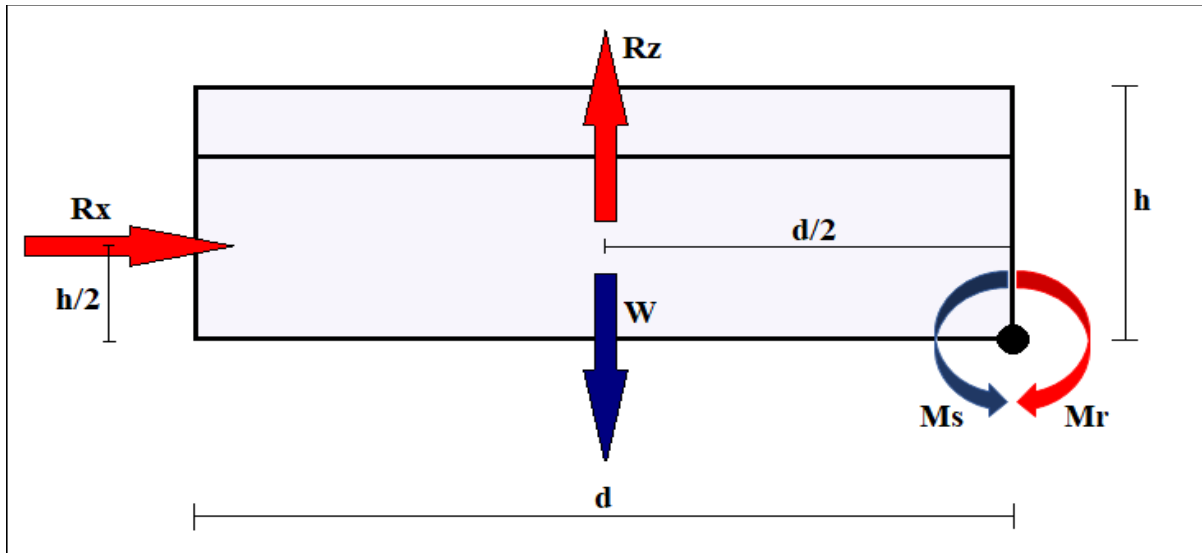


Figure II-6 : Représentation des charges provoquant un moment de renversement aupignon

Calcul de moment de renversement :

$$M_R = R_X * \frac{h}{2} + R_Z * \frac{d}{2}$$

$$M_R = 19075,33 * (23/2) + 21751,54 * (44,28/2)$$

$$\Rightarrow M_R = 700945,39 \text{ daN.m}$$

Calcul du moment stabilisant

$$M_S = W * \frac{d}{2}$$

Avec : W est le poids de la structure

$$\begin{aligned} M_S &= 50922 * 22,14 \\ &= 1127413,08 \end{aligned}$$

Conclusion

$M_R \ll M_S$ la stabilité longitudinale est vérifiée

II.3. Action de la neige :

➤ Objet et domaine d'application

Le RNV Algérien définit les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute surface située au dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures. Il s'applique sur l'ensemble de construction en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètre. Au-delà de 2000 mètre le marcher doit préciser la valeur de charge de neige à prendre en compte.

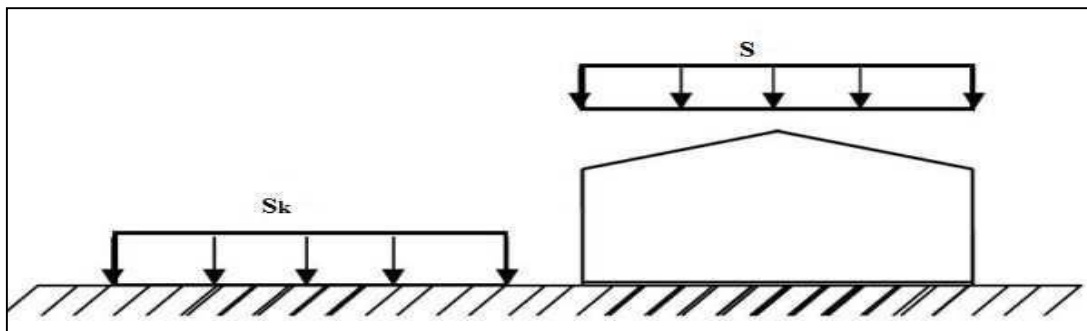


Figure II-7 : Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol.

Donnés :

- $\alpha = 11.31$
- zone : A (selon l'annexe 1 du RNVA 2013 : zone de neige par commune page 37)
- altitude : 249 m.

II.3.1. 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).

$$\text{Zone A} \longrightarrow S_K = \frac{0.07H+15}{100} = \frac{0.07 \cdot 249 + 15}{100} = 0.32 \text{ kN/m}^2.$$

II.3.2. La charge de neige appliquée sur la toiture :

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) :

$$S = \mu * S_K \quad \text{en KN/m}^2$$

Avec : - μ : Coefficient de forme (a déterminer en fonction de la forme de la toiture)

- S_K : Charge de neige sur le sol en KN/m^2

.

❖ **Le coefficient de forme de toitures μ (RNV 2013. Art.6)**

Notre ouvrage a une toiture simple à deux versants sans obstacle de retenus avec une pente de $\alpha = 11.31^\circ$

Donc selon L'RNVA 2013 partie I-6-2-2 pour une valeur de $^\circ \quad 0^\circ < \alpha = 11.31^\circ < 30^\circ$ on adopte une valeur de 0.8 pour le coefficient de forme

$$\mu_1 = 0.8$$

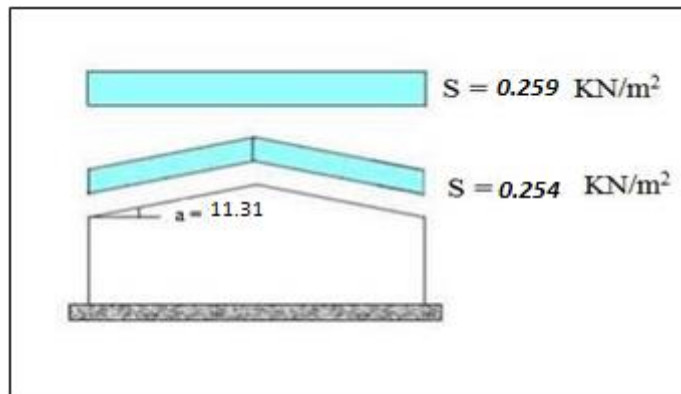
$$\text{A.N : } S = 0.8 \times 0.32 = 0.259 \text{ KN/m}^2$$

❖ **Disposition de charge sans accumulation:**

$$0 < \alpha_1 = \alpha_2 = 11.31^\circ < 15^\circ$$

$$\mu_1 = 0.8$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S = \mu_1 \times S_k = 0.8 \times 0.32 = 0.259 \text{ KN/m}^2 : \text{par projection horizontale} \\ S = 0.259 \cos 11.31^\circ = 0.254 \text{ KN/m}^2 : \text{suivant rampant} \end{array} \right.$$



❖ Disposition de charge avec accumulation

$$0 < \alpha_1 = \alpha_2 = 11.31^\circ < 15^\circ$$

$$\mu_2 = 0.8 \times S = 0.8 \times 0.32 = 0.259 \text{ KN/m}^2$$

$$0.5 \mu_1 = 0.5 \times S = 0.5 \times 0.259 = 0.129 \text{ KN/m}^2$$

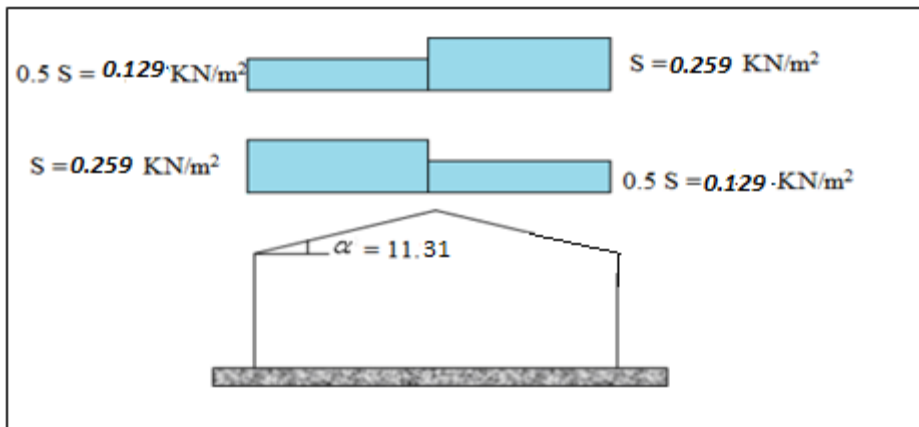


Figure II-8 : Charges de neige

III. Introduction :

Dans ce chapitre on s'intéresse à définir les profiles qui devront résister aux différentes sollicitations suivant les règlements de l'EUROCOD.3, le principe de la vérification nécessite la résistance et la stabilité. Les profile concernés par cette étude sont : les pannes, les lisses de bardages et les potelets

III.1. Pré-dimensionnement des pannes

III.1.1. Définition :

Les pannes de couvertures sont des poutrelles laminées généralement en «I, ou en U» Elles sont soumises à la flexion déviée sous l'effet du poids propre de la couverture, aux actions climatiques et à la surcharge d'entretien. Elles sont disposées parallèlement au faitage.

✚ Données de calcul :

- Chaque panne repose sur 2 appuis de distance $L=4\text{m}$.
- Le porté entre axe des pannes $e=1,5\text{ m}$ (espace entre 2 pannes).
- On dispose de 08 lignes de pannes sur chaque versant de toiture
- La pente de chaque versant est $\alpha=11.31^\circ$.
- Les pannes sont en acier S235.
- Le coefficient partiel de sécurité : $\gamma_{m0}= 1.1$
- $f_y=235\text{ N/mm}^2$ (la limite d'élasticité de l'acier)

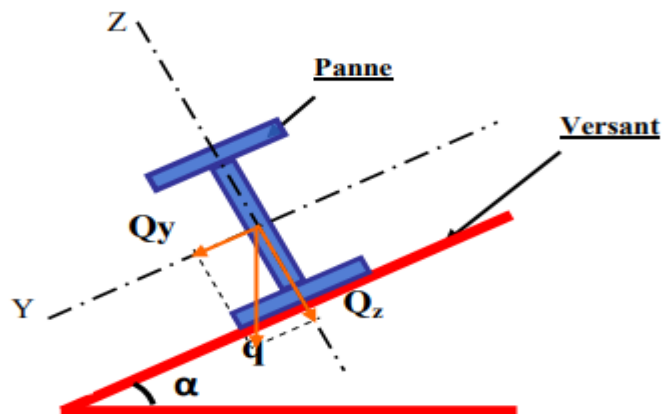


Figure III-1 :Disposition de la panne sur la toiture

III.1.2. Evaluation des charges et surcharges :

a- la charge permanente :

- Poids propre de la couverture (panneau sandwichs) 12 daN/m²
- Poids propre d'accessoire d'attache 5 daN/m²
- Poids propre de la panne estimer..... 10.4 daN/ml

$$G_p = [(P_{\text{toile}} + P_{\text{accessoires}}) \times e] + P_{\text{pannes}}$$

$$G_p = [(12 + 5) \times 1,5] + 10,4 = 35,9 \text{ daN/ml} \downarrow$$

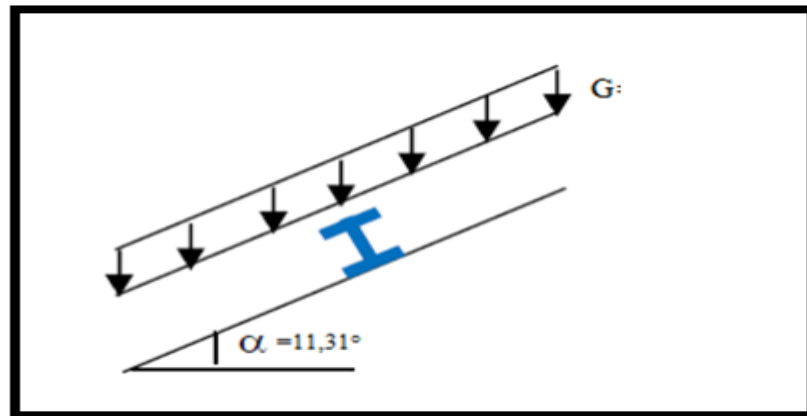


Figure III-2 : Chargement permanent au niveau de la toiture

b- La surcharge d'entretien (p)

Dans le cas des toitures inaccessible on considéré 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 100Kg chacune située à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne. **(D'après le DTR BC 2.2 article 7.3.1).**

La charge uniformément répartie P due aux surcharges d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments maximaux dus à P et aux charges ponctuelles P' :

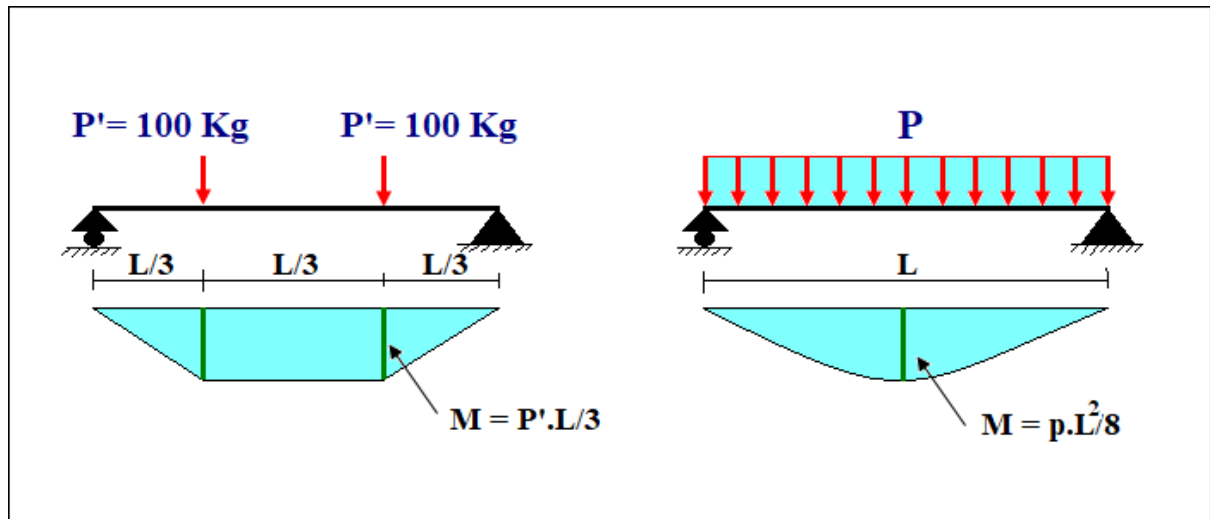


Figure III-3 :moment due à la charge d'entretien

$$M_{max} = \frac{P \cdot l}{3} = \frac{P \cdot l^2}{8} \rightarrow P = \frac{8 \cdot P}{3 \cdot l} = \frac{8 \cdot 100}{3 \cdot 4} = 66,67 \text{ daN/ml}$$

Donc la charge d'entretien $P = 66,67 \text{ da N/ml}$

c- Surcharge climatique du vent :

Les pannes les plus sollicitées se trouvent dans la zone F et G de la toiture :

➤ $V_f = -103,90 \text{ daN/m}^2 \uparrow$: plus défavorable.

➤ $V_g = -96,81 \text{ daN/m}^2 \uparrow$

⇒ $V = -103,90 \times 1,5 = -155,85 \text{ daN/ml}$

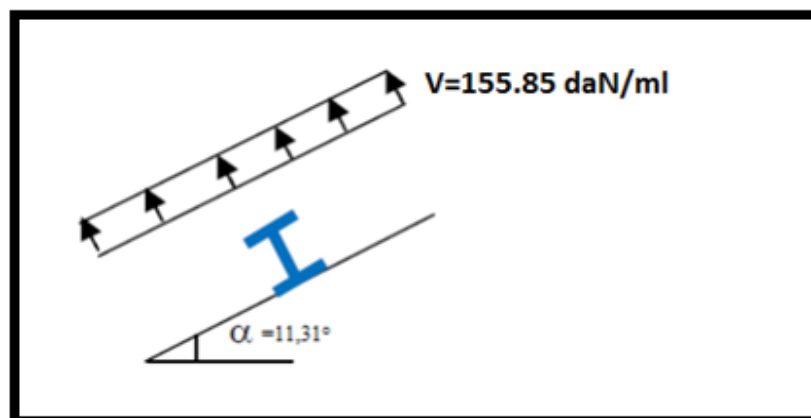


Figure III-4 :Charge du vent de soulèvement au niveau de la toiture

d- Surcharge climatique de neige :

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

$N = 25,9 \text{ daN/m}^2$ (chapitre II charge de neige sur la toiture)

$N = 25,9 \times 1,47 = 38,07 \text{ daN/ml}$

Avec : $d = 1.5 \cos \alpha = 1.47 \text{ m}$

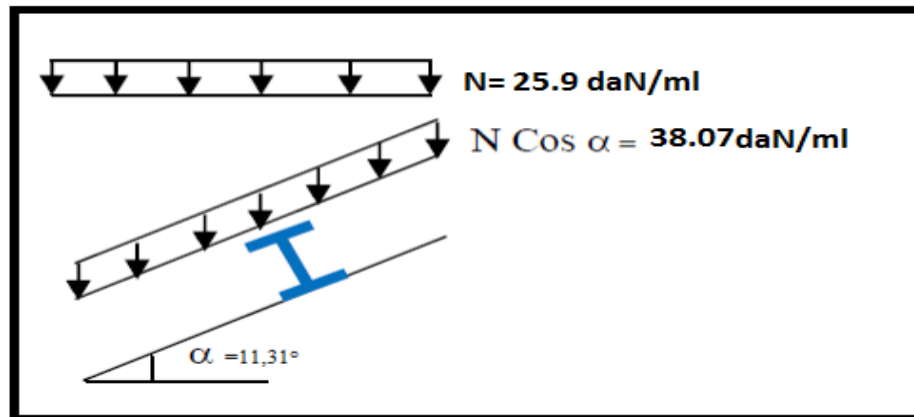


Figure III-5 : Charge de neige sur la toiture.

I. Combinaison de charge les plus défavorables :**a- Action vers le bas : ↓**

$$Q_{sd1} = 1.35 G + 1.5 P = 1.35 \times 35,9 + 1.5 \times 66,67 = 148,47 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{sd2} = 1.35 G + 1.5 N = 1.35 \times 35,9 + 1.5 \times 38,07 = 105,57 \text{ daN /ml}$$

b- Action vers le haut : ↑

$$Q_{z.sd} = G \cos \alpha - 1.5 V = 35,9 \times \cos (11,31) - 1.5 \times 155,85 = -198,57 \text{ daN/ml} \uparrow$$

$$Q_{y.sd} = 1.35 G \sin \alpha = 1.35 \times 35,9 \times \sin (11,31) = 9,50 \text{ daN /ml} \leftarrow$$

On retient la combinaison la plus défavorable pour les calculs :

$$Q_{sd} = \max (Q_{sd1}, Q_{sd2}, Q_{z.sd}, Q_{y.sd}) = \max (148,47 ; 105,57 ; -198,57 ; 9,50)$$

$$\Rightarrow Q_{sd} = -198,57 \text{ daN /m}$$

III.2. Vérification à la sécurité :**III.2.1. Vérification a l'état limite ultime :**

Pour commencer, nous allons étudier le cas d'un profilé IPE120, puisque les efforts appliqués sont très importants.

Tableau III-1 : Dimension et caractéristique de IPE 120

Profilé	Dimensions					Caractéristiques de calcul					
IPE	h	b	t _w	t _f	d	$W_{pl.y}$	$W_{pl.z}$	A_{vz}	A_{vy}	I _y	I _z
120	mm	mm	mm	mm	m	cm ³	cm ³	cm ²	cm ²	cm ⁴	cm ⁴
	120	55	7.0	9.0	82	72.6	21.2	8.8	9.9	364	43.2

III.2.1.1. Classification de la section

a- Classification de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\text{Avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1.0$$

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{64/2}{6.3} = 5.08 < 10 \Rightarrow \text{la semelle de classe 1}$$

b- Classification de l'âme :

$$\frac{c}{t_w} = \frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{93.4}{4.4} = 21.23 < 72 \Rightarrow \text{l'âme de classe 1}$$

La section est de classe 1

III.2.1.2. Vérification de la section à la résistance :

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

III.2.1.2. Vérification à la flexion :

Les pannes travaillent à la flexion déviée. Pour ce cas de flexion travaillant suivant les

Deux axes «Y-Y et Z-Z », l'Eurocode 3 « Art.5.4.5.4 » recommande l'utilisation de la même

Méthode exposée dans l'article 5.4.8 pour la flexion composée.

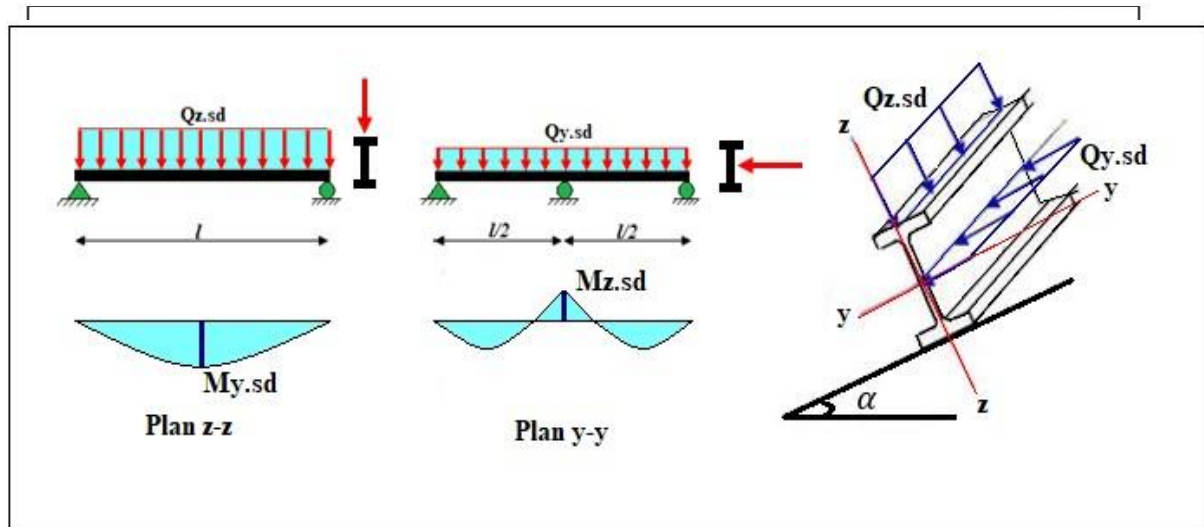


Figure III.6: Panne de toiture en flexion.

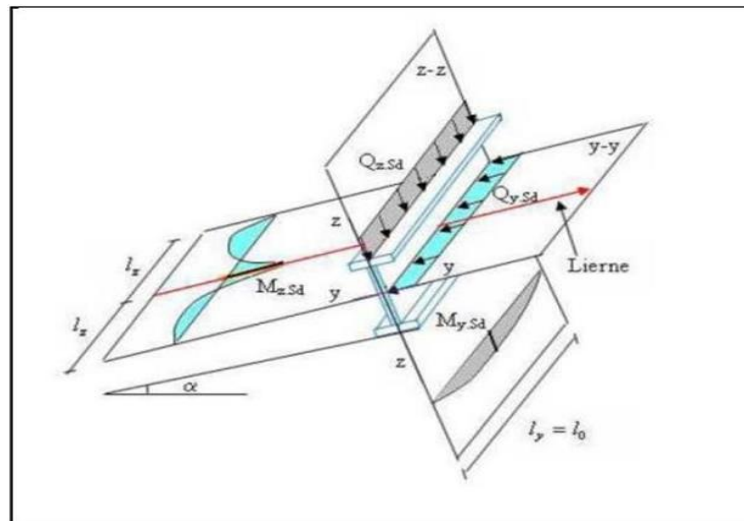


Figure III.7 : Panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement.

La panne travail en flexion déviée ce qui nous amène à vérifier la formule (5-35) de

L'Eurocode 03 (Page 163), pour cette vérification on utilise la condition suivante pour les

Sections de classe **1 et 2** :

$$\left[\frac{M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \right]^{\beta} \leq 1.0$$

Pour les sections en **I** et **H**: $\alpha = 2$ et $\beta = 5n \geq 1$

Avec : $n = N_{sd} / N_{pl,Rd}$

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

$M_{y, sd}$: Moment fléchissant de calcul autour de l'axe y-y causé par la charge $Q_{z, sd}$.

$M_{z, sd}$: Moment fléchissant de calcul autour de l'axe z-z causé par la charge $Q_{y, sd}$.

$M_{ply, Rd}$: Moment fléchissant de résistance plastique suivant l'axe y-y.

$M_{plz, Rd}$: Moment fléchissant de résistance plastique suivant l'axe z-z.

$Q_{y, sd}$: Charge appliquée dans le plan perpendiculaire à l'âme.

$Q_{z, sd}$: Charge appliquée dans le plan de l'âme.

$W_{pl, y}$: Module de résistance plastique de la section suivant l'axe y-y.

$W_{pl, z}$: Module de résistance plastique de la section suivant l'axe z-z.

$$Q_{sd} = -198,57 \text{ daN / ml} \dots\dots\dots \text{(Combinaison de charge maximale)}$$

$$Q_{z, sd} = Q_{sd} \times \cos \alpha = -198,57 \times \cos(11,31) = 194,71 \text{ daN / ml}$$

$$Q_{y, sd} = Q_{sd} \times \sin \alpha = -198,57 \times \sin(11,31) = 38,94 \text{ daN / ml}$$

$$M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times l^2}{8} = \frac{194,71 \times (4)^2}{8} = 389,42 \text{ daN.m}$$

$$M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd} \times (l/2)^2}{8} = \frac{38,94 \times (2)^2}{8} = 19,47 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply, Rd} = \frac{W_{pl, y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{60,7 \times 2350 \times 10^{-2}}{1,1} = 1296,8 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz, Rd} = \frac{W_{pl, z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{13,6 \times 2350 \times 10^{-2}}{1,1} = 290,54 \text{ daN.m}$$

$$\Rightarrow \left[\frac{389,42}{1296,8} \right]^2 + \left[\frac{19,47}{290,54} \right]^1 = 0,16 < 1.0$$

Conclusion

La résistance en flexion pour le profilé IPE 120 est vérifiée

III.2.1.3. Vérification au cisaillement :

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

$$V_{z, sd} \leq V_{plz, Rd} \text{ et } V_{y, sd} \leq V_{ply, Rd}$$

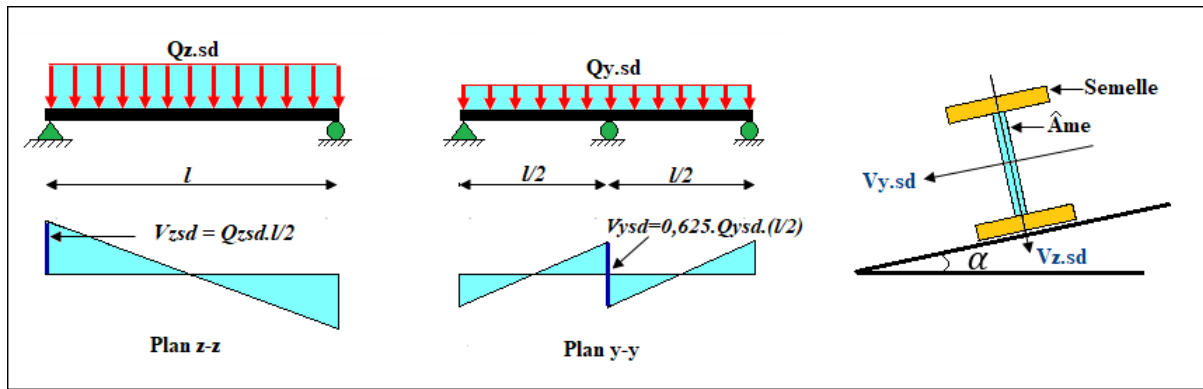


Figure III.8 : Panne de toiture en cisaillement sous les différents plans de chargement.

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

$$V_{z.sd} \leq V_{plz.Rd} \implies V_{z.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l}{2} \quad \text{et} \quad V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{y.sd} \leq V_{ply.Rd} \implies V_{y.sd} = 0,625 Q_{y.sd} \times (l/2) \quad \text{et} \quad V_{ply.Rd} = \frac{A_{vy} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

Vy.sd : Effort tranchant dans le plan des semelles.

Vz.sd : Effort tranchant dans le plan de l'âme.

Vply.Rd : Résistance plastique de la section à l'effort tranchant.

Vplz.Rd : Résistance plastique de la section à l'effort tranchant.

Avz et Avy : Aire de cisaillement (profilé IPE120) en cm^2 .

γ_{M0} : Facteur de résistance en section ($\gamma_{M0} = 1,1$).

f_y : Limite d'élasticité d'acier ($f_y = 2350 \text{ daN/cm}^2$).

$$V_{z.sd} = \frac{194,71 \times 4,0}{2} = 389,42 \text{ daN}$$

$$V_{y.sd} = 0,625 \times 38,94 (4/2) = 48,68 \text{ daN}$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{6,3 (2350 / \sqrt{3})}{1,1} = 7771 \text{ daN}$$

$$V_{ply.Rd} = \frac{8,6 (2350 / \sqrt{3})}{1,1} = 10607 \text{ daN}$$

$$V_{z.sd} = 389,42 \text{ daN} < V_{plz.Rd} = 7771 \text{ daN}$$

$$V_{y.sd} = 48,68 \text{ daN} < V_{ply.Rd} = 10607 \text{ daN}$$

Conclusion

La résistance au cisaillement de profile IPE120 est vérifiée.

III.2.1.4. Vérification au déversement

Déversement = flambement latéral + rotation de la section transversale

Semelle supérieure :

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges descendantes est susceptible de déverser. Vu qu'elle est fixée à la toiture, il n'y a donc pas de risque de déversement.

Semelle inférieure :

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement et qui est quant à elle susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée.

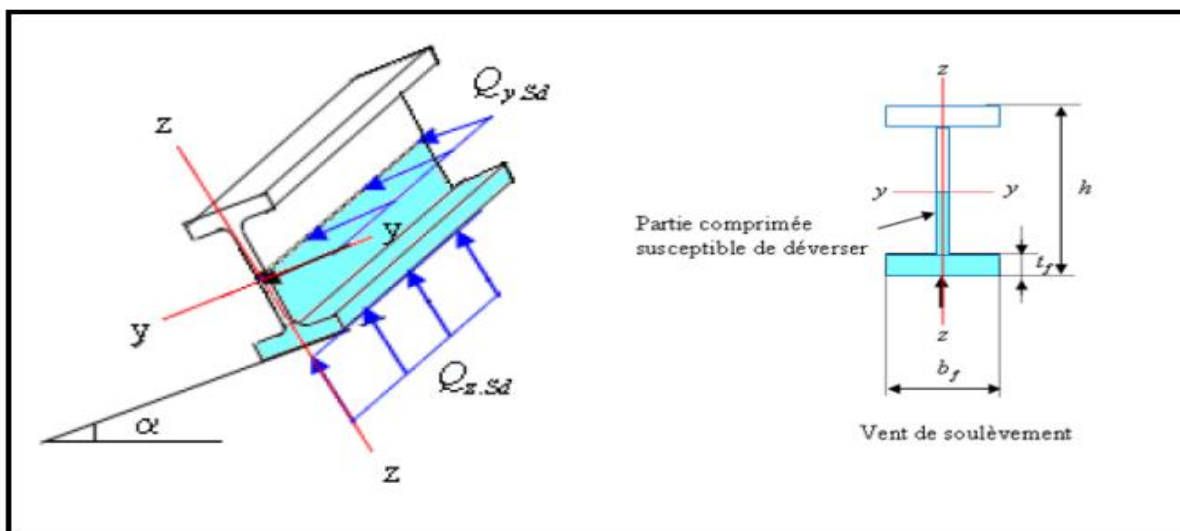


Figure III-9 : Déversement d'une panne de toiture

Les formules de vérification au déversement sont les suivantes : (Formule 5.48 page 79 ; CCM97).

$$\left[\frac{M_{y.s.d}}{M_{b.Rd}} \right] + \left[\frac{M_{z.s.d}}{M_{plz.Rd}} \right] \leq 1.0$$

- **Calcul du moment ultime :**

$$Q_{z.s.d} = G \cos \alpha - 1,5V = 35,9 \cos(11,31) - 1,5 \times 155,85 = -198,57 \text{ daN /ml}$$

$$M_{y.s.d} = \frac{Q_{z.s.d} \times l^2}{8} = \frac{198,57 \times (4,0)^2}{8} = 397,14 \text{ daN.m}$$

$$Q_{y.s.d} = 1,35G \sin \alpha = 1,35 \times 35,9 \sin(11,31) = 9,50 \text{ daN /ml}$$

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{y.sd} \times (l/2)^2}{8} = \frac{9,50 \times (2,0)^2}{8} = 4,75 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = 1296,8 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz.Rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = 290,54 \text{ daN.m}$$

• **Calcul du moment résistant au déversement : $M_{b.Rd}$**

$$M_{b.Rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}} = \chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd} \text{ (Eurocode 3 : art 5.5.2)}$$

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 (annexe F à l'Eurocode, §F.2).

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

Où : $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9\varepsilon$ et $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} [f_y \text{ en N/mm}^2]$

$\lambda_1 = 93.9\varepsilon$ avec : $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1.0 \Rightarrow \lambda_1 = 93.9$

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

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

Avec : pour **IPE 120** : $i_z = 1.45 \text{ cm}$; $h = 12 \text{ cm}$; $t_f = 0.63 \text{ cm}$

L : longueur de maintien latérale à mi-travée = 200 cm

$C_1 = 1.132$ [tableau B.1.2 CM97 page 144]

$$\lambda_{LT} = \frac{200/1.45}{1.132^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{200/1.45}{12/0.63} \right)^2 \right]^{0.25}} = 93,97$$

Donc : $\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{93,97}{93,9} \right] = 1.00$

• **Calcul de χ_{LT}**

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

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

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

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

Tableau III-2 : Facteur d'imperfection α_{LT}

Courbe de déversement	a	b	c	d
α_{LT}	0.21	0.35	0.49	0.76

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

Tableau III-3 : 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

On a : $h/b = 120/64 = 1.88 < 2 \Rightarrow$ Courbe de déversement a $\Rightarrow \alpha_{LT} = 0.21$

$$\varphi_{LT} = 0.5 [1 + 0.21(1.00 - 0.2) + 1.00^2] = 1.084$$

$$\text{Donc : } \chi_{LT} = \frac{1}{1.084 + [1.084^2 - 1.00^2]^{0.5}} = 0.6656$$

- **A.N pour calcul de $M_{b.Rd}$**

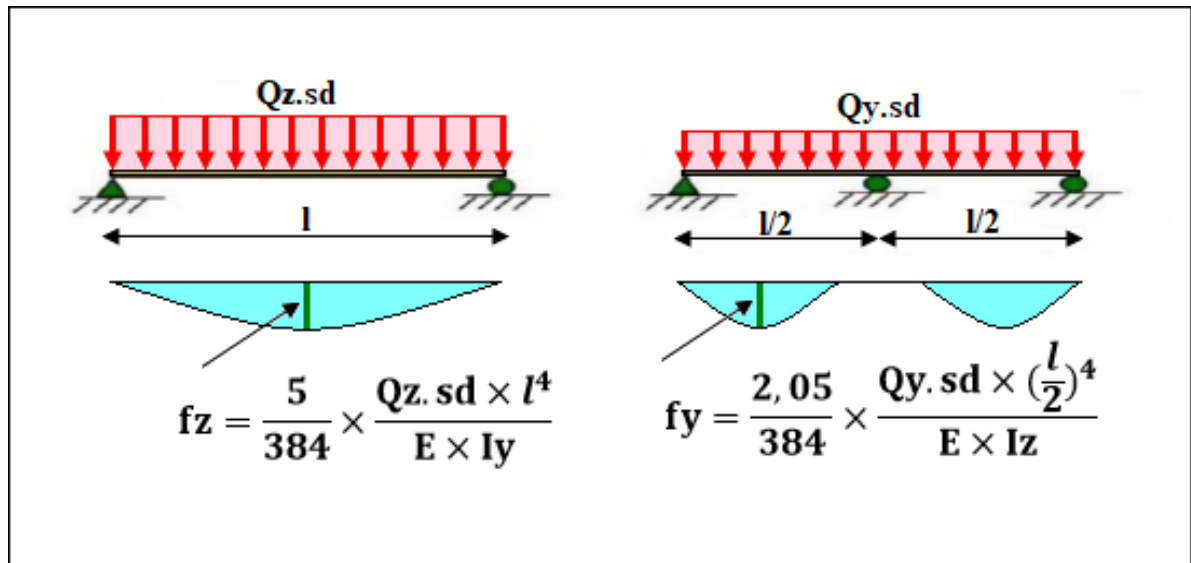
$$M_{b.Rd} = 0.6656 \times 1296.8 = 863.15 \text{ daN.m}$$

$$\left[\frac{M_{y.sd}}{M_{b.Rd}} \right] + \left[\frac{M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \right] = \frac{397.14}{863.15} + \frac{4.75}{290.54} = 0.48 < 1.0$$

Donc la résistance au déversement est vérifiée.

Conclusion

Le profilé **IPE 120** est vérifié à l'état limite ultime.

III.2.2. Vérification à l'état limite de service :**III.2.2.1. Vérification de la flèche :****Figure III-10 : Vérification de la flèche.**

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charges et surcharges de services.

Action vers le bas :

$$Q_{sd1} = G + N = 35.9 + 38.07 = 73.97 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{sd2} = G + P = 35.9 + 66.67 = 102.57 \text{ daN/ml}$$

Action vers le haut :

$$Q_{sd3} = G \cos \alpha - V = 35.9 \cos (11.31^\circ) - 155.85 = -120.65 \text{ daN/ml}$$

$$\text{Donc: } Q_{sd} = \max (Q_{sd1} ; Q_{sd2} ; Q_{sd3}) = -120.65 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z.sd} = Q_{sd} \times \cos \alpha = -120.65 \cos (11.31^\circ) = -118.31 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y.sd} = Q_{sd} \times \sin \alpha = -120.65 \sin (11.31^\circ) = -23.66 \text{ daN/ml}$$

- Condition de vérification**

$$f \leq f_{ad} \text{ avec } f_{ad} = \frac{l}{200}$$

➤ **Flèche vertical (suivant zz') : sur deux appuis**

$$f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{400}{200} = 2.0$$

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

$$f_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{118.31 \times 10^{-2} \cdot (400)^4}{2.1 \times 10^6 \times 318} = 0.59 \text{ cm} < f_{ad} = 2.0 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **La flèche latérale (suivant yy') : sur 3 appuis**

$$f_{ad} = \frac{l/2}{200} = \frac{200}{200} = 1.0$$

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

$$f_y = \frac{2.05}{384} \cdot \frac{23.66 \times 10^{-2} \cdot (200)^4}{2.1 \times 10^6 \times 27.7} = 0.035 \text{ cm} < f_{ad} = 1.0 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc le profile choisis **IPE 120** convient pour les pannes.

III.3. Dimensionnement des liernes de pannes :

III.3.1. Définition :

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 de barres rondes ou de petites cornières. Leur rôle principale est d'éviter la déformation la latérale des pannes, mais aussi à limiter la longueur de déversement et le flambement latérale pour les parties comprimées.

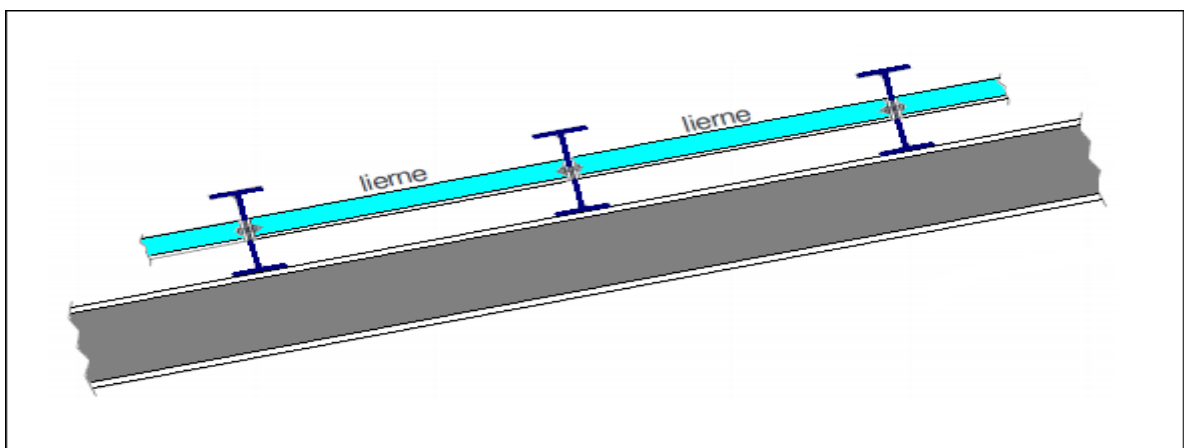
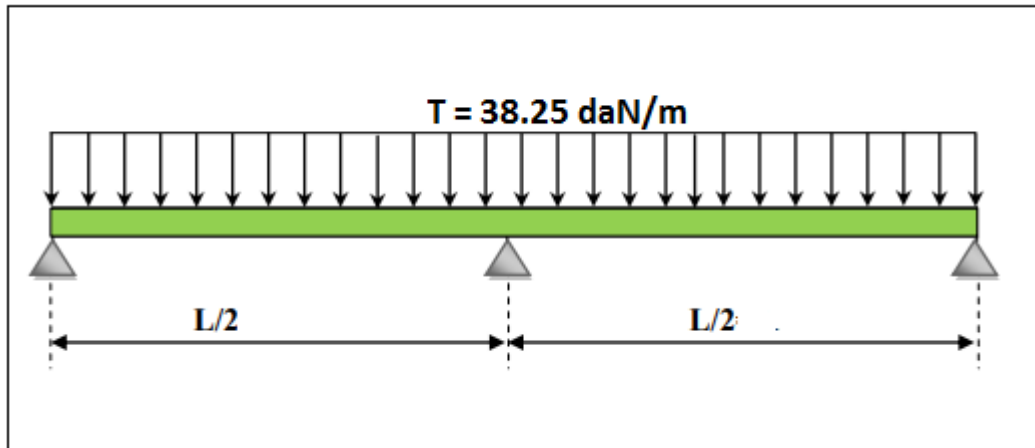


Figure III-11 : Dispositions des liernes.

III.3.2. Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes :

La réaction R au niveau des liernes :

$$R = 1.25 Q_{y,sa} \times l/2 = 1.25 \times 38.94$$



L'effort de traction dans le tronçon de lierne L_1 provenant de la panne sablière :

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{97.35}{2} = 48.68 \text{ daN}$$

L'effort dans le tronçon L_2 : $T_2 = R + T_1 = 97.35 + 48.68 = 146.03 \text{ daN}$

L'effort dans le tronçon L_3 : $T_3 = R + T_2 = 97.35 + 146.03 = 243.38 \text{ daN}$

L'effort dans le tronçon L_4 : $T_4 = R + T_3 = 97.35 + 243.38 = 340.73 \text{ daN}$

L'effort dans le tronçon L_5 : $T_5 = R + T_4 = 97.35 + 340.73 = 438.08 \text{ daN}$

L'effort dans le tronçon L_6 : $T_6 = R + T_5 = 97.35 + 438.08 = 535.43 \text{ daN}$

L'effort dans le tronçon L_7 : $T_7 = R + T_6 = 97.35 + 535.43 = 632.78 \text{ daN}$

L'effort dans le tronçon L_8 : $T_8 = R + T_7 = 97.35 + 632.78 = 730.13 \text{ daN}$

L'effort dans le tronçon L_9 : $T_9 = R + T_8 = 97.35 + 730.13 = 827.48 \text{ daN}$

L'effort dans le tronçon L_{10} : $2T_{10} \cdot \sin\theta = T_9$

Avec : $\theta = \arctg \times \frac{1}{2} = 26.57^\circ$

$$T_{10} = \frac{T_9}{2 \times \sin \theta} = \frac{827.48}{2 \times \sin(26.57)} = 925 \text{ daN}$$

➤ **Dimensionnement des liernes :**

Le tronçon le plus sollicité est L_{10} :

$$T_{10} = N_{sd} = 925 \text{ daN}$$

Les liernes travaillent en traction : $N_{sd} \leq N_{pl.Rd}$

Avec : $N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$: Résistance plastique de la section brute

$$N_{sd} = T_{10} \leq \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow A \geq \frac{T_{10} \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A > \frac{925 \times 1.1}{2350} = 0.433 \text{ cm}^2$$

$$A = \pi \phi^2 / 4 \geq 0.433 \text{ cm}^2 \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.433}{\pi}} = 0.74 \text{ cm}$$

Soit une barre ronde de diamètre $\phi = 0.74 \text{ cm} = 7.4 \text{ mm}$

Pour des raisons pratiques et pour plus de sécurité, on opte pour une barre ronde de diamètre

$\phi = 8 \text{ mm}$

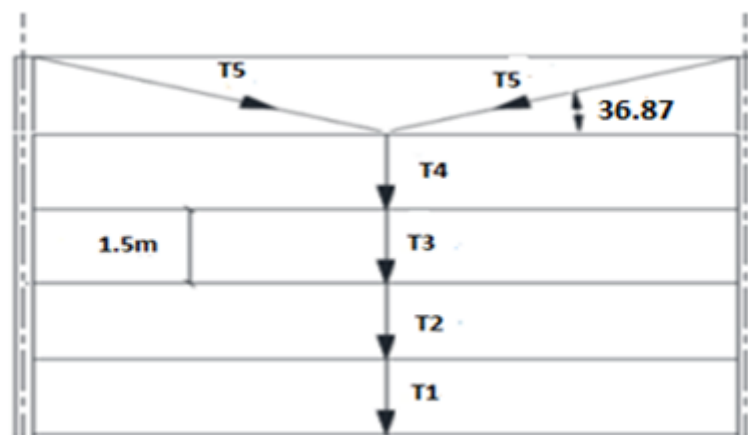


Figure III.12 : Efforts dans les liernes.

III.4. Calcul de l'échantignole :

III.4.1. Définition :

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

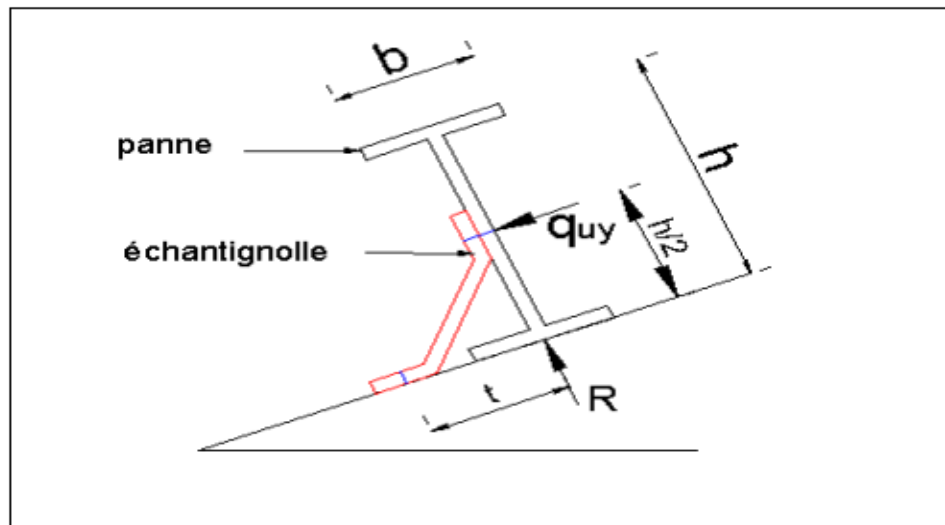


Figure III-13 :Déposition de l'échantignolle

III.4.2. Calcul des charges revenant à l'échantignolle :

- **Effort de soulèvement :**

$$Q_{z.sd} = G \times \cos(\alpha) - 1.5V = -198.57 \text{ daN/m}_l$$

- **Effort suivant le rampant:**

$$Q_{y.sd} = 1.35G \times \sin(\alpha) = 9.50 \text{ daN/m}_l$$

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

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

Pour **IPE 120** : on a $b = 6.4 \text{ cm}$ et $h = 12 \text{ cm}$

Donc : $6.4 \leq t \leq 9.6$ soit : $\Rightarrow t = 8 \text{ cm}$

- **Echantignole de rive :**

$$R_z = Q_{z.sd} \times (l/2) = 198.57 \times (4/2) = 397.14 \text{ daN}$$

$$R_y = Q_{y.sd} \times (l/2) = 9.50 \times (4/2) = 19.0 \text{ daN}$$

- **Echantignole intermédiaire:**

$$R_z = 2 \times 397.14 = 794.28 \text{ daN}$$

$$R_y = 2 \times 19.0 = 38.0 \text{ daN}$$

III.4.3. Calcul des moments de renversement :

$$M_R = R_z \times t + R_y \times h/2 = 794.28 \times 8 + 38.0 \times 6 = 6582.24 \text{ daN.cm}$$

III.4.4. Dimensionnement de l'échantignolle :

Dans la construction métallique, généralement les échantignoles sont des éléments formés à froid. La classe de la section est au moins une classe 3. Selon l'Eurocode 03 la section transversale travaillant en flexion simple doit satisfaire la formule suivante :

$$M_{Sd} \leq M_{el.Rd}$$

Avec : $M_{el.Rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{M0}}$: moment de résistance élastique de la section brute.

$$M_{Sd} = M_R \leq \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle :

$$W_{el} \geq \frac{M_R \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$W_{el} \geq \frac{6582.24 \times 1.1}{2350} = 3.08 \text{ cm}^2$$

On a pour les sections rectangulaires : $W_{el} = \frac{b \times e^2}{6}$

$$e > \sqrt{\frac{6 \times W_{el}}{b}}$$

La largeur de l'échantignolle est prise en fonction de la largeur de la semelle du portique sur laquelle va être soudée l'échantignolle.

- Traverse IPE 360
- $b = 17 \text{ cm}$

$$\text{Donc : } e \geq \sqrt{\frac{6 \times W_{el}}{b}} = \sqrt{\frac{6 \times 3.08}{17}} = 1.04 \text{ cm} \quad ; \text{ soit } e = 10.4 \text{ mm}$$

$\Rightarrow$ On adopte une échantignolle de **11 mm** d'épaisseur

III.5. Etude des lisses de bardages :

III.5.1. Définition :

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

➤ Modes de fonctionnement :

Les lisses, ont pour rôle de reprendre les efforts du vent exercés sur le bardage. Elles sont posées (ou orientées) dans le sens d'une plus grande inertie (maximale) dans le plans horizontal. Autrement dit ; l'âme doit être placée horizontalement.

Par ailleurs, la lisse doit reprendre son poids propre et le poids du bardage qu'elle supporte. De ce fait, elle fléchit verticalement sous l'effet de ces actions permanentes par rapport à son axe faible inertie. En présence simultanée du vent et de ces actions permanentes, elle fonctionne à la flexion bi-axiale ou déviée.

Pour les lisses de bardage, dans la quasi-totalité des cas, ce sont les conditions, de limitation de flèches (calculs à l'ELS) qui sont les plus défavorables (ou bien qui dimensionnent) .par conséquent, la vérification à L'ELS ne doit jamais être omise.

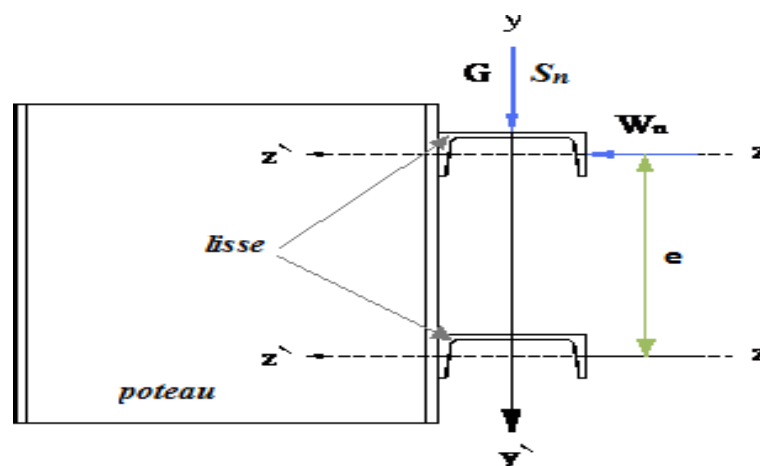


Figure III-14 : Disposition de la lisse de bardage

➤ La pression engendrée par le vent :

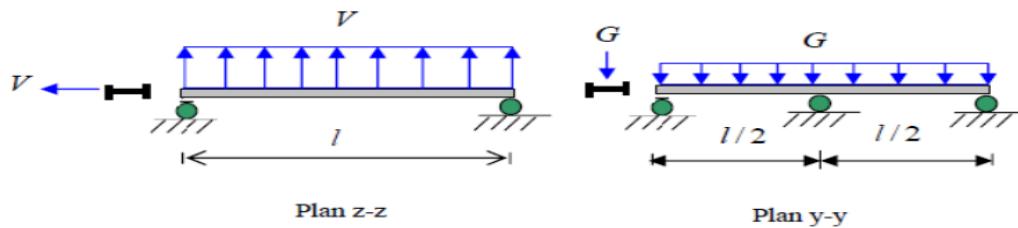


Figure III-15 : pression de vent sur la lisse.

III.5.2. Vérification de la lisse de long-pan :

➤ Données de calcul :

- Chaque lisse repose sur 2 appuis.
- Le porté entre axe des lisses $e=1.5\text{m}$ (espace entre 2 lisse).
- La pente de chaque versant est $\alpha=11.31^\circ$.
- Les pannes sont en acier S235
- Les lisses sont simplement appuyées sur deux poteaux de portée $L=4\text{m}$.
- Nombre des lisses pour chaque paroi ($n=5$)
- Poids propre de la couverture 12daN/m^2
- Poids propre d'isolants 5daN/m^2
- Poids propre d'accessoires de pose..... 5daN/m^2
- Poids propre de la lisse estimé (UPN120) 13.4daN/ml

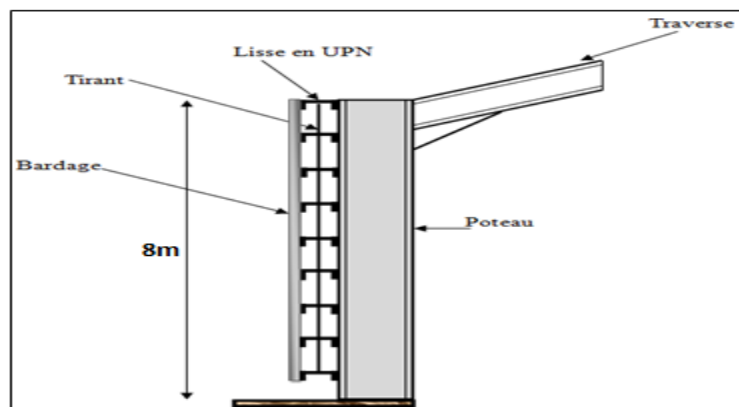


Figure III-16 : Disposition des lisses de bardages

III.5.2.1. Evaluation des charges et surcharges :

a) Charges permanentes : (perpendiculaire à l'âme)

$$G = (P_{couverture} + P_{isolants} + P_{accessoire}) \times e + P_{lisse}$$

$$G = (12 + 5 + 5) \times 1.5 + 13.4$$

$$G = 46.4 \text{ daN/ml}$$

b) Surcharges climatiques du vent : (suivant le plan de l'âme)

$$V = 70.99 \text{ daN/m}^2$$

$$V = 70.99 \times 1.5$$

$$V = 106.49 \frac{\text{daN}}{\text{ml}} (\text{pression})$$

$$\text{Combinaison : } 1.35G + 1.5V$$

$$Q_{y,sd} = 1.35 G = 1.35 (46.4)$$

$$Q_{y,sd} = 62.64 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z,sd} = 1.5V = 1.5 \times 106.49$$

$$Q_{z,sd} = 159.74 \text{ daN/ml}$$

De charges les plus défavorables :

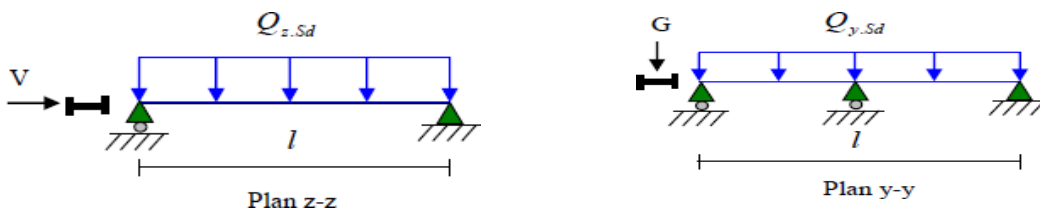


Figure III-17: La répartition des charges sur les lisses de long pan.

III.5.2.2. Vérification à l'état limite ultime (ELU) :

Par tâtonnement on choisit l'UPN120

Tableau III-4: Caractéristiques géométriques d'UPN120.

Profilé	Dimensions					Caractéristiques de calcul					
UPN	h	b	t _w	t _f	d	$W_{pl.y}$	$W_{pl.z}$	A_{vz}	A_{vy}	I_y	I_z
120	mm	mm	mm	mm	mm	cm ³	cm ³	cm ²	cm ²	cm ⁴	cm ⁴
	120	55	7.0	9.0	82	72.6	21.2	8.8	9.9	364	43.2

a) Classe de la section :

On a la semelle comprimée et l'âme fléchie :

❖ Classe de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} < 9\varepsilon \quad \text{Avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{27.5}{9} = 3.05 < 9 \quad \text{semelle de classe 01.}$$

❖ Classe de l'âme :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{d}{t_w} < 72\varepsilon$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{82}{7} = 11.71 < 72 \quad \text{âme de classe 01.}$$

⇒ **Section de classe 01.**

• Vérification de la résistance en section :

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

1. vérification à la flexion :

La lisse travaille en flexion déviée ce qui nous amène à vérifier la formule de l'Eurocode 3 «Art.5.4.5.4» recommande l'utilisation de la même méthode exposée dans l'article 5.4.8 :

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

On a choisi une section en U : $\alpha = 1$ et $\beta = 5n \geq 1$ avec $n = N/N_{PL}$

Pas d'effort normal : $N = 0$ donc $n = 0 \Rightarrow \beta = 1$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \cdot l^2}{8} = \frac{159.74 \cdot 4^2}{8} = 319.48 \text{ daN.m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \cdot \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{62.64 \cdot 2^2}{8} = 31.32 \text{ daN.m}$$

Nous avons : $W_{pl.y} = 72.6 \text{ cm}^3$; $W_{pl.z} = 21.2 \text{ cm}^3$;

$$\begin{cases} M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply,Rd} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(72.6)(2350) \cdot 10^{-2}}{1.1} = 1551 \text{ daN.m} \\ M_{plz,Rd} = \frac{W_{plz,Rd} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(21.2)(2350) \cdot 10^{-2}}{1.1} = 452.91 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{ply,Rd}} \right)^{\beta} = \left(\frac{319.48}{1551} \right)^1 + \left(\frac{31.32}{452.91} \right)^1$$

$= 0.28 < 1 \dots \dots \dots$ section vérifiée en flexion bi – axial

1. Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{z,sd} \leq V_{plz,Rd} \quad \text{et} \quad V_{y,sd} \leq V_{ply,Rd}$$

$$\text{On a } A_{vz} = 8.8 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A_{vy} = 9.9 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} V_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} * l}{2} = \frac{159.74 * 4}{2} = 319.48 \text{ daN} \\ V_{y,sd} = 0.625 * Q_{y,sd} \left(\frac{l}{2} \right) = 78.3 \text{ daN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = \frac{8.8 \left(\frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1.1} = 10854.19 \text{ daN} \\ V_{ply,Rd} = \frac{A_{vy} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = \frac{9.9 \left(\frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1.1} = 12210.95 \text{ daN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_{z,sd} = 319.48 \lll V_{plz,Rd} = 10854.19 \\ V_{y,sd} = 78.3 \lll V_{ply,Rd} = 12210.95 \end{cases}$$

$\Rightarrow$ La section en **UPN120** est vérifiée.

1. Vérification au déversement:

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

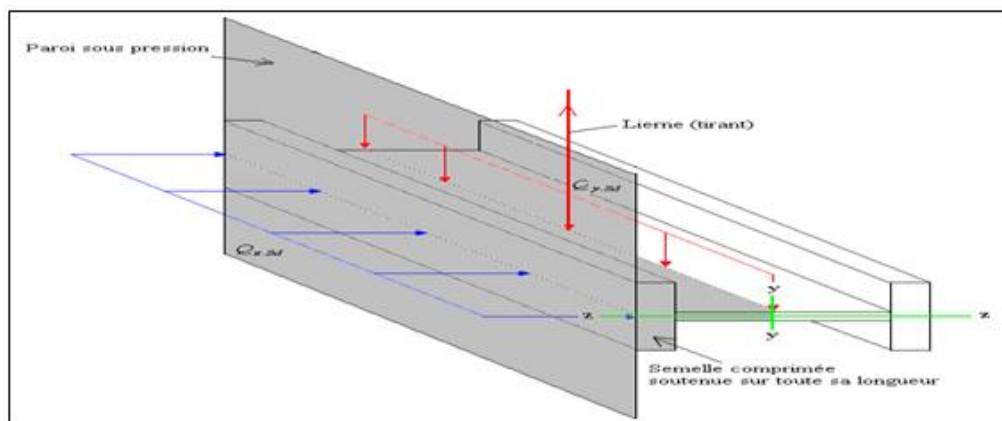


Figure III-18: Semelle comprimée soutenue sur toute sa longueur.

III.5.2.3. Vérification à l'état limite de service (ELS) :

1. Vérification de la flèche :

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

$$Q = G + V$$

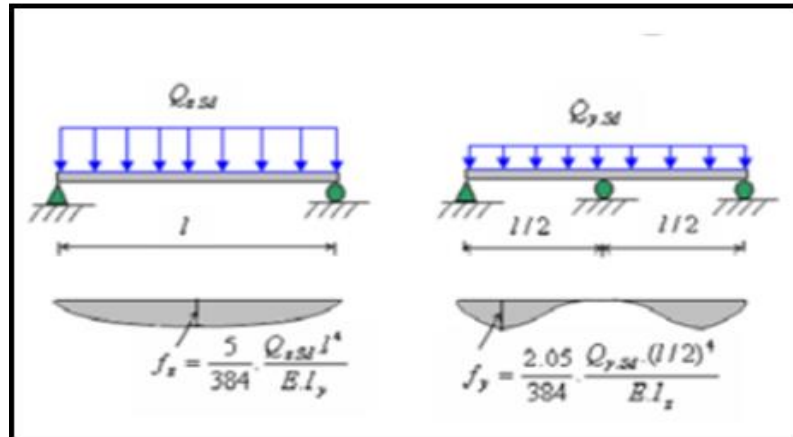


Figure III-19 : flèche de la lisse.

- **Condition de vérification:**

$$f \leq f_{adm} \quad \text{Avec} \quad f_{adm} = \frac{l}{200}$$

- **Flèche verticale suivant (Z-Z) sur deux appuis :**

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{400}{200} = 2 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{V * l^4}{E I_y} = \frac{5}{384} \frac{106.49 * 10^{-2} * 400^4}{2.1 * 10^6 * 364} = 0.46 < 2 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

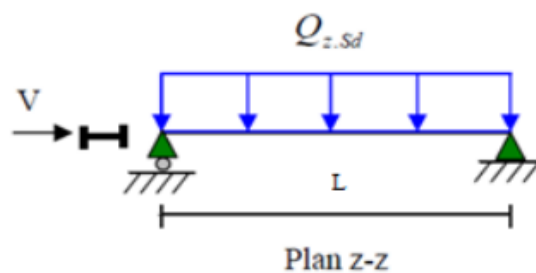


Figure III-20 : flèche horizontale.

- **Flèche latérale suivant (Y-Y) sur trois appuis :**

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{200}{200} = 1 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2.05 V * l^4}{384 E I_y} = \frac{2.05 46.4 * 10^{-2} * 200^4}{384 2.1 * 10^6 * 43.2} = 0.044 \text{ cm} < 1 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

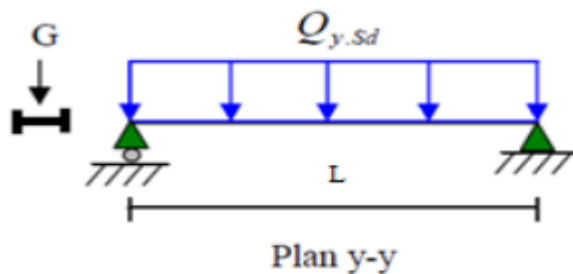


Figure III-21: flèche verticale.

⇒ Flèche vérifiée.

⇒ La lisse de long pan en **UPN120** est vérifiée à la sécurité.

III.5.3. Calculs des liernes de long-pan :

III.5.3.1. Calcul de l'effort de traction dans le lierne le plus sollicité :

La Réaction R au niveau du lierne :

$$R = 1.25 Q_{y, sd} * \frac{1}{2} = 1.25 (62.64) * 2 = \mathbf{156.6 \text{ daN}}$$

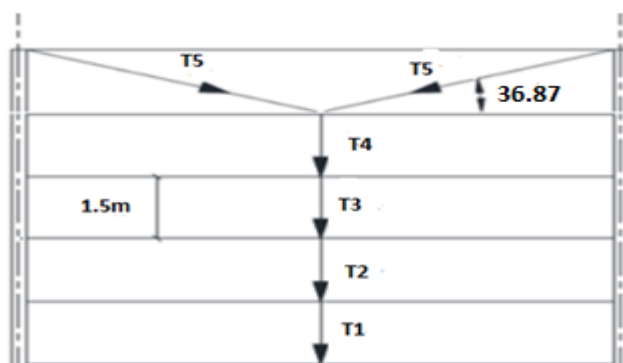


Figure III-22: efforts de traction dans le tronçon de lierne.

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

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{156.6}{2} = 78.3 \text{ daN}$$

Effort dans les tronçons L2, L3, L4

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

$$T_2 = 156.6 + 78.3 = 234.9 \text{ daN}$$

$$T_3 = 156.6 + 234.9 = 391.5 \text{ daN}$$

$$T_4 = 156.6 + 391.5 = 548.1 \text{ daN}$$

Effort dans les diagonales L_5

$$\varphi = \arctg \frac{1.5}{2} = 36.87^\circ$$

$$T_5 = \frac{T_4}{2 \sin 36.87} = \frac{548.1}{2 \sin 36.87} = 456.75 \text{ daN}$$

• **Calcul de la section des liernes :**

Le tronçon le plus sollicité est **L4**

$$T_4 = N_{sd} = 548.1 \text{ daN}$$

Les liernes travaillent en traction : $N_{sd} \leq N_{pl,Rd}$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}} \geq \frac{N_{sd} * \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{548.1 * 1.1}{2350} = 0.257 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi * \varnothing^2}{4} \geq 0.257 \text{ cm}^2 \Rightarrow \varnothing \geq \sqrt{4 * 0.257 / 3.14} = 0.58 \text{ cm}$$

Pour raison sécuritaire et pratique, on opte pour une barre ronde de diamètre $\varnothing = 8 \text{ mm}$

I.1.1. Vérification de la lisse de pignon :

On choisit UPN 120

• **Les données :**

- Les lisses sont simplement appuyées sur deux poteaux de portée $L = 5.75 \text{ m}$.
- Nombre des lisses pour chaque paroi ($n=5$)
- Poids propre de la couverture 12 daN/m^2
- Poids propre d'isolants 5 daN/m^2

- Poids propre d'accessoires de pose..... $5daN/m^2$
- Poids propre de la lisse estimé (UPN120) $13.4daN/ml$

I.1.1.1. Evaluation des charges et surcharges :

a) Charges permanentes : (perpendiculaire à l'âme)

$$G = (P_{couverture} + P_{isolants} + P_{accessoire}) \times e + P_{lisse}$$

$$G = (12 + 5 + 5) \times 1.5 + 13.4$$

$$G = 46.4 daN/ml$$

b) Surcharges climatiques du vent : (suivant le plan de l'âme)

$$V = -64.54 daN/m^2 (dépression)$$

$$V = -64.54 \times 1.5$$

$$V = 96.81 daN/ml$$

III.5.4.2. Vérification de la résistance en section :

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

1. vérification à la flexion :

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

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

On a choisi une section en U : $\alpha = 1$ et $\beta = 5n \geq 1$ avec $n = N/N_{PL}$

Pas d'effort normal : $N = 0$ donc $n = 0 \Rightarrow \beta = 1$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \cdot l^2}{8} = \frac{96.81 \cdot 5.75^2}{8} = 400.09 daN.m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \cdot (l/2)^2}{8} = \frac{62.64 \cdot 2.86^2}{8} = 64.72 daN.m \\ \text{Nous avons : } W_{pl.y} = 72.6 cm^3 ; W_{pl.z} = 21.2 cm^3 ; \end{array} \right.$$

$$\begin{cases} M_{ply,Rd} = \frac{w_{ply,Rd} * f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{(72.6)(2350) * 10^{-2}}{1.1} = 1551 \text{ daN.m} \\ M_{plz,Rd} = \frac{w_{plz,Rd} * f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{(21.2)(2350) * 10^{-2}}{1.1} = 452.91 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$\rightarrow \left(\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \right)^\beta = \left(\frac{400.09}{1551} \right)^1 + \left(\frac{64.72}{452.91} \right)^1$$

$$= 0.40 < 1 \dots \dots \dots \text{section vérifiée en flexion biaxial}$$

2. Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{z,sd} \leq V_{plz,Rd} \quad \text{et} \quad V_{y,sd} \leq V_{ply,Rd}$$

$$\text{On a } A_{vz} = 8.8 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A_{vy} = 9.9 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} V_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} * 1}{2} = \frac{96.81 * 5.75}{2} = 278.33 \text{ daN} \\ V_{y,sd} = 0.625 * Q_{y,sd} \left(\frac{1}{2} \right) = 112.56 \text{ daN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{Mo}} = \frac{8.8 \left(\frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1.1} = 10854.19 \text{ daN} \\ V_{ply,Rd} = \frac{A_{vy} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{Mo}} = \frac{9.9 \left(\frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1.1} = 12210.95 \text{ daN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_{z,sd} = 278.33 \ll V_{plz,Rd} = 10854.19 \dots \text{OK} \\ V_{y,sd} = 112.56 \ll V_{ply,Rd} = 12210.95 \dots \text{OK} \end{cases}$$

$\Rightarrow$ La section en **UPN120** est vérifiée.

3. Vérification au déversement :

$$w_{ply} = 72.6 \text{ cm}^3 ; t_f = 0.90 \text{ cm} ; i_z = 1.59 \text{ cm} ; w_{plz} = 21.2 \text{ cm}^3$$

$$\frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} * \beta_w * \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma_{M1}} = \chi_{LT} * M_{ply,Rd} \text{ (Formule 5,48 de l'eurocode3)}$$

$$\beta_w = 1 ; \text{ Section de classe 01.}$$

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

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{ply} * f_y}{M_{cr}}}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} * (\sqrt{\beta_w}) \text{ Avec } \beta_w = 1$$

$$\diamond \lambda_1 = 0.93\varepsilon \text{ et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

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

$$\Rightarrow \lambda_{LT} = \frac{287.5/1.65}{1.132 C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{287.5/1.65}{12/0.9} \right)^2 \right]^{0.25}} = 93.19$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{93.19}{93.9} = 0.99 \approx 1 > 0.4$$

il y'a risque de déversement

• Le choix des courbes de déversement :

Section en UPN

$$\alpha = 0.76 \Rightarrow \text{courbe de flambement } (d)$$

La valeur de χ_{LT} pour l'élancement réduit $\overline{\lambda}_{LT}$ est déterminée à partir de la formule (5.49) de l'Eurocode3 :

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

$$\text{Et : } \phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT}(\overline{\lambda}_{LT} - 0.2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0.5[1 + 0.76(1 - 0.2) + 1^2] = 1.30$$

$$\Rightarrow \chi_{LT} = \frac{1}{1.30 + [1.30^2 - 1^2]^{0.5}} = 0.47$$

Afin de vérifier notre résultat on utilise tableau de l'Eurocode 3 qui donne Les valeurs du coefficient de réduction χ_{LT} pour un élancement réduit de $\overline{\lambda}_{LT} = 1$.

$$\overline{\lambda}_{LT} = 1 \Rightarrow \chi_{LT} = 0.4671$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} * M_{ply,Rd} = 0.4671 * 1551 = 724.47 \text{ daN.m}$$

$$\frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} = \frac{400.09}{724.47} + \frac{64.72}{452.91} = 0.69 \leq 1 \dots\dots\dots \text{déversement vérifiée}$$

III.5.4.3. Vérification à l'état limite de service (ELS) :

- **Vérification de la flèche :**

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

$$Q = G + V$$

- **Condition de vérification:**

$$f \leq f_{adm} \text{ Avec } f_{adm} = \frac{l}{200}$$

- **Flèche verticale suivant (Z-Z) sur deux appuis :**

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{575}{200} = 2.87 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{V * l^4}{EI_y} = \frac{5}{384} \frac{96.81 * 10^{-2} * 575^4}{2.1 * 10^6 * 364} = 1.80 < 2.87 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

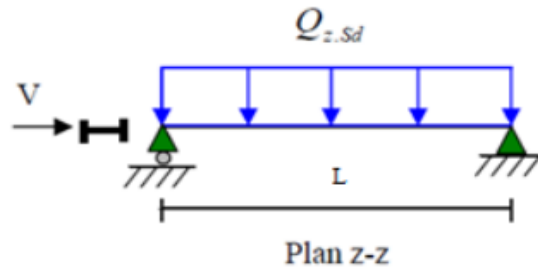


Figure III-23 : flèche horizontale.

- Flèche latérale suivant (Y-Y) sur trois appuis :

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{287}{200} = 1.43 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2.05}{384} \frac{V * l^4}{EI_y} = \frac{2.05}{384} \frac{46.4 * 10^{-2} * 287^4}{2.1 * 10^6 * 43.2} = 0.18 \text{ cm} < 1.43 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

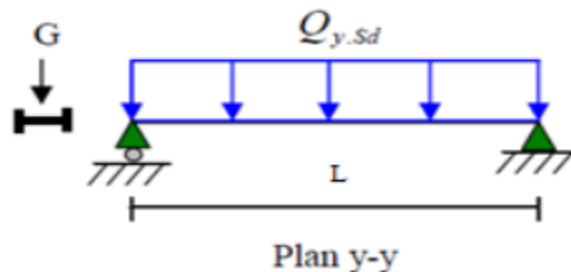


Figure III-24: Flèche verticale.

⇒ Flèche vérifiée.

⇒ La lisse de long pan en **UPN120** est vérifiée à la sécurité.

III.5.5. Calculs des liernes de long-pan :

➤ Calcul de l'effort de traction dans le lierne le plus sollicité :

La Réaction R au niveau du lierne :

$$R = 1.25 Q_{y, sd} * \frac{1}{2} = 1.25(62.64) * 2.87 = \mathbf{224.72 \text{ daN}}$$

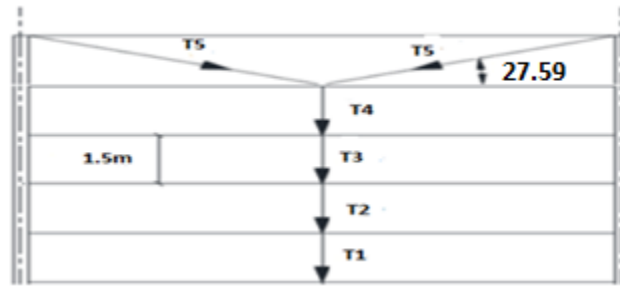


Figure III-25 : efforts de traction dans le tronçon de lierne.

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

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{224.72}{2} = 112.36 \text{ daN}$$

Effort dans les tronçons L2, L3, L4

$$T_n = R + T_n - 1$$

$$T_2 = 224.72 + 112.36 = 337.8 \text{ daN}$$

$$T_3 = 224.72 + 337.8 = 561.8 \text{ daN}$$

$$T_4 = 224.72 + 561.8 = 786.52 \text{ daN}$$

Effort dans les diagonales L_5

$$\varphi = \text{artg} \frac{1.5}{2.87} = 27.59^\circ$$

$$T_5 = \frac{T_4}{2 \sin 27.59} = \frac{786.52}{2 \sin 27.59} = 849.11 \text{ daN}$$

- **Calcul de la section des liernes :**

Le tronçon le plus sollicité est L5

$$T_5 = N_{sd} = 849.11 \text{ daN}$$

Les liernes travaillent en traction : $N_{sd} \leq N_{pl, Rd}$

$$N_{pl, Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}} \geq \frac{N_{sd} * \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{849.11 * 1.1}{2350} = 0.397 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi * \varnothing^2}{4} \geq 0.397 \text{ cm}^2 \varnothing \geq \sqrt{4 * 0.397 / 3.14} = 0.71 \text{ cm}$$

Pour raison sécuritaire et pratique, on opte pour une barre ronde de diamètre $\varnothing = 8 \text{ mm}$

III.6. Etude des potelets :

III.6.1. Définition :

Les potelets sont le plus souvent des profilés en I ou en H destinés à rigidifier la clôture (bardage) et résister aux efforts horizontaux du vent. Leurs caractéristiques varient en fonction de la nature du bardage (en maçonnerie ou en tôle ondulée) et de la hauteur de la construction. Ils sont considérés comme articulés aux extrémités.

➤ Détermination des sollicitations :

Le potelet travaille à la flexion sous action de l'effort du vent provenant du bardage et des lisses, et à la compression sous l'effet de son poids propre, du poids du bardage et des lisses qui lui est associé, et de ce fait fonctionne à la flexion composé.

Par conséquent le potelet risque de :

- Subir une flèche importante sous les pressions due au vent
- Flamber lorsqu'il est très élancé
- Déverser sous les dépressions dus au vent.

➤ Les données :

- La hauteur de potelet le plus chargé $L = 10.30 \text{ m}$.
- La longueur de la lisse $L = 5.75 \text{ m}$
- L'entre axe des potelets $e = 5.75 \text{ m}$
- Nombre de lisses supportées par le potelet ($n=5$)
- Poids propre de bardage 12 daN/m^2
- Poids propre d'isolants 5 daN/m^2
- Poids propre d'accessoires de pose 5 daN/m^2
- Poids propre de la lisse (UPN120) 13.4 kg/ml

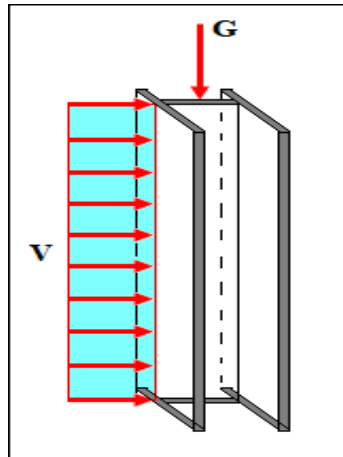


Figure III-26 : charges de vent et charges permanentes revenant au potelet.

III.6.2. Calcul des charges et surcharges revenants au potelet le plus chargé (potelet du milieu) :

a) Charges permanents G :

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

$$G = (13.4 * 5.75 * 5) + (12 + 5 + 5) * (10.30 * 5.75)$$

$$G = 1688.2 \text{ daN.}$$

b) Surcharges climatiques V :

$$V = 64.54 \text{ daN/m}^2$$

$$V = 64.54 * 5.75$$

$$V = 371.1 \text{ daN/ml.}$$

III.6.2.1. Dimensionnement du potelet :

❖ Sous la condition de la flèche :

La vérification de la flèche se fait sous les charges non pondérées : $V = 371.1 \text{ daN/ml}$

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{V * l^4}{E * I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384} \frac{371.1 * 10^{-2} * 1030^4}{2.1 * 10^6 * 5.15} = 5028.66 \text{ cm}^4$$

On choisit la section du profilé dans les tableaux ayant au moins la valeur de I_y supérieure ou égale à la valeur trouvée.

On opte pour un **IPE270** ($I_y = 5790 \text{ cm}^4 \geq 5028.66 \text{ cm}^4$)

Données concernant ce profilé :

Profilé IPE270	Dimensions							Caractéristiques de calcul					
	G	h	b	tw	tf	d	A	W _{pl}	W _{pl, z}	i _z	i _y	I _z	I _y
	Kg/ m	m m	m m	m m	mm	mm	cm ²		cm ³	cm	cm	cm ⁴	cm ⁴
	36.1	27 0	13 5	6.6	10.2	219.6	45.94	484	96.95	3.0 2	11.23	419.9	5790

Tableau III-5: Caractéristiques géométriques de l'IPE 270.

➤ Calcul de la charge permanent G (avec IPE270) :

$$G = 1688.2 + (L_{profilé} * P_{profilé}) = 1688.2 + (36.1 * 10.30)$$

$$G = 2060.03 \text{ daN}.$$

III.6.2.2. Vérification de la section à la résistance :

a) Incidence de l'effort tranchant :

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

$$Q_{z, sd} = 1.5 * 371.1 = 556.65 \text{ daN/ml}$$

$$V_{z, sd} = \frac{Q_{z, sd} * l}{2} = \frac{556.65 * 10.30}{2} = \frac{5733.49}{2} = 2866.75 \text{ daN}$$

$$A_{vz} = 22.14 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz, Rd} = \frac{22.14 \left(\frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1.1} = \frac{30038.95}{1.1} = 27308.14 \text{ daN}$$

$$V_{z, sd} = 2866.03 \leq 0.5V_{plz, Rd} = 13654.07 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

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

b) Incidence de l'effort normal :

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

$$N_{sd} = 1.35G = 1.35 * 2060.03 = 2781.04 \text{ daN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{45.94(2350/\sqrt{3})}{1.1} = 56663.78 \text{ daN}$$

$$0.25N_{pl,Rd} = 0.25 * 56663.78 = 14165.95 \text{ daN}$$

$$\frac{0.5A_w f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0.5 * 18.4 * 2350}{1.1} = 19654.54 \text{ daN}$$

$$\text{Avec : } A_w = (A - 2bt_f) = 45.94 - 2(13.5 * 1.02) = 18.4 \text{ cm}^4$$

$$N_{sd} = 2781.04 \ll 19654.95 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

c) 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.

❖ Classe de la section :

Classe de la semelle(semelle comprimée):

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\epsilon \text{ Avec } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{135/2}{10.2} = 6.62 \leq 10 \quad \text{la semelle est de classe 01}$$

Classe de l'âme (flexion composée):

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

$$d_c = \frac{N_{sd}}{t_w f_y} = \frac{2781.04}{1551} = 1.79 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{1}{219.6} \left(\frac{219.6 + 17.9}{2} \right) = 0.54 \leq 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{219.6}{6.6} = 33.27 \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1} = 65.78 \implies \text{l'âme est de classe 01}$$

$\implies$ La section est de classe 01.

$$M_{cy,Rd} = M_{ply,Rd} = \frac{w_{ply} * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{484 * 2350 * 10^{-2}}{1.1} = 10340 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} * l^2}{8} = \frac{556.65 * 10.3^2}{8} = 7381.87 \text{ daN.m}$$

$M_{y,sd} = 7381.87 \text{ daN.m} \leq M_{cy,Rd} = 10340 \text{ daN.m} \dots \dots \dots$ condition vérifiée

III.6.2.3. Vérification de l'élément aux instabilités :

Le potelet est sollicité à la flexion (due au vent) et à la compression (due à son poids propre, au poids des bacs de bardage et des lisses). En aucun cas, il ne supporte pas la toiture (il est assujéti au portique par appui glissant). Il travaille à la flexion composée.

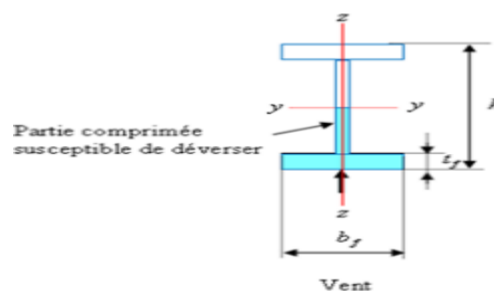


Figure III-27: Déversement du potelet.

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

a) Flexion composée avec risque de flambement :

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

b) Flexion composée avec risque de déversement :

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

Calcul des coefficients de réduction pour le flambement χ_y et χ_z :

➤ Flambement par rapport à l'axe fort Y-Y (dans le plan du portique) :

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}}$$

Avec

- $\phi_y = 0.5 \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2 \right]$
- $\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{(\beta_w)}$; ($\beta_w = 1$) car la section est de classe 01

α : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le tableau 5.5.1 de l'eurocode 03

Et :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \cdot 10^4}{2350} \right]^{0.5} = 93.9 : \text{Élancement Eulérien}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1030}{11.23} = 91.71$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{91.71}{93.9} = 0.97$$

➤ **Courbe de flambement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h/b = 270/135 = 2 > 1.2 \\ \rightarrow \text{Courbe de flambement (a) } (\alpha = 0.21) \\ t_f = 10.2 < 40 \text{ mm} \rightarrow \text{axe du flambement } y - y \end{array} \right.$$

(Tableau (5- 5-1) Eurocode 03

- $\phi_y = 0.5[1 + 0.21(0.97 - 0.2) + 0.97^2] = 1.05$

- $\chi_y = \frac{1}{1.05 + [1.05^2 - 0.97^2]^{0.5}} = 0.69$

➤ **Facteur de réduction :**

$\chi_y = 0.6865$ (Tableau du coefficient de flambement χ de la courbe a)

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

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}}$$

Avec

- $\phi_y = 0.5 \left[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2 \right]$

- $\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \sqrt{(\beta_w)}$; ($\beta_w = 1$) car la section est de classe 01

Et :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \cdot 10^4}{2350} \right]^{0.5} = 93.9 : \text{Élancement Eulérien}$$

$$l_z = 1.5 \text{ m} \dots \dots \dots \text{entre axe des lisses}$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{150}{3.02} = 49.67$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{49.67}{93.9} = 0.53$$

➤ **Courbe de flambement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h/b = 270/135 = 2 > 1.2 \\ \rightarrow \text{Courbe de flambement (b) } (\alpha = 0.34) \end{array} \right.$$

$$t_f = 10.2 < 40 \text{ mm} \rightarrow \text{axe du flambement } z - z$$

(Tableau (5- 5-1) Eurocode 03

- $\phi_z = 0.5[1 + 0.34(0.53 - 0.2) + 0.53^2] = 0.69$

- $\chi_z = \frac{1}{0.69 + [0.69^2 - 0.53^2]^{0.5}} = 0.88$

➤ **Facteur de réduction :**

$\chi_z = 0.8707$ (Tableau du coefficient de flambement χ de la courbe b).

➤ **Calcul les coefficients d'interaction k_{ij} :**

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

$$k_{zy} = 0.6k_{yy}$$

Avec :

C_{my} : est le facteur de moment équivalent pour tenir compte de la forme du diagramme du moment fléchissant

Charge uniformément répartie : $\rightarrow C_{my} = 0.95$

- $k_{yy} = \min \left[0.95 \left(1 + [0.97 - 0.2] \frac{2781.04}{0.70 * 56663.78} \right); 0.95 \left(1 + 0.8 \frac{2781.04}{0.70 * 56663.78} \right) \right]$

- $k_{yy} = \min[1; 1] = 1$

- $k_{zy} = 0.6k_{yy} = 0.6 * 1 = 0.6$

- $N_{by,Rd} = \chi_y * N_{pl,Rd} = 0.70 * 56663.78 = 39664.64 \text{ daN}$

- $N_{bz,Rd} = \chi_z * N_{pl,Rd} = 0.88 * 56663.78 = 49864.12 \text{ daN}$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} * \beta_w * \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma_{M1}} = \chi_{LT} * M_{ply,Rd} \text{ (Formule 5,48 de l'eurocode3)}$$

$\beta_w = 1$; Section de classe 01.

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

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} * (\sqrt{\beta_w}) \text{ Avec } \beta_w = 1$$

$$\diamond \lambda_1 = 0.93\varepsilon \quad \text{et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

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

$$\Rightarrow \lambda_{LT} = \frac{150/3.02}{1.132^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{150/3.02}{36/1.02} \right)^2 \right]^{0.25}} = 45.59$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{45.59}{93.9} = 0.48$$

• **Le choix des courbes de déversement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h/b = 270/135 = 2 > 1.2 \\ \rightarrow \text{courbe de flambement (b)} (\alpha = 0.34) \\ t_f = 10.2 < 40 \text{ mm} \rightarrow \text{axe du flambement } y-y \end{array} \right.$$

(Tableau (5- 5-1) Eurocode 03

La valeur de χ_{LT} pour l'élancement réduit $\overline{\lambda}_{LT}$ est déterminée à partir de la formule (5.49) de l'Eurocode3 :

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

$$\text{Et : } \phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\overline{\lambda}_{LT} - 0.2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0.5 [1 + 0.34(0.48 - 0.2) + 0.48^2] = 0.66$$

$$\Rightarrow \chi_{LT} = \frac{1}{0.66 + [0.66^2 - 0.48^2]^{0.5}} = 0.89$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} * M_{ply,Rd} = 0.89 * 10340 = 9202.6 \text{ daN.m}$$

➤ **Vérification au flambement (dans le plan) avec risque de flambement :**

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

$$\frac{2781.04}{39664.64} + \frac{1*7381.87}{9202.6} = 0.87 \leq 1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification au déversement (hors le plan) avec risque de déversement :**

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

$$\frac{2781.04}{49864.12} + \frac{0.6*7381.87}{9202.6} = 0.53 \leq 1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc : L'IPE270 convient comme potelet.

IV. Etude des escaliers :**IV.1. Introduction :**

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre.

Notre structure contient un plancher en Mezzanine, ou des bureaux et des sanitaires sont installés, et pour y accéder on prévoit un escalier comprise entre deux paliers successifs.

IV.2. Définition des éléments constituant 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 contremarches 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.
- **Contremarche:** Est la partie verticale de la marche



Figure IV-1: vue 3D de l'escalier

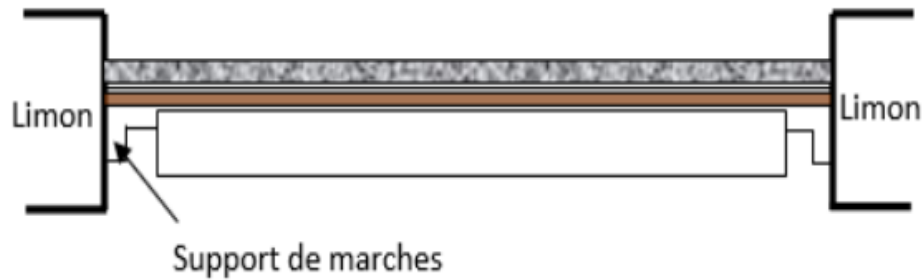


Figure IV-2 : disposition des cornières.

- La longueur de la marche $L = 1,40$ m
- La largeur de la marche $l = G = 0,3$ m
- Les cornières sont en acier S275 :
 - $f_y = 23.5 \text{ daN/mm}^2$ (la limite élastique d'acier).
 - $E = 21000 \text{ daN/mm}^2$ (le module d'élasticité longitudinale de l'acier)

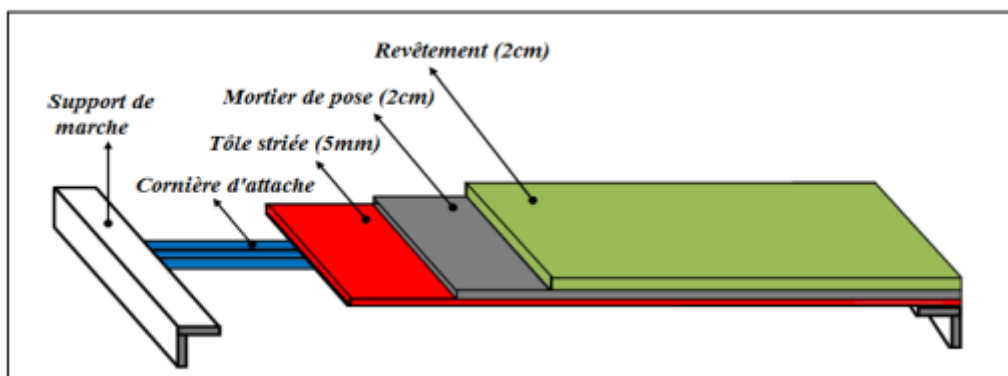


Figure IV-3 : Charge appliqué sur la cornière

IV.4.1.Détermination de la section de cornière:

Evaluation des charges:

a) Les charges permanentes : (Sans poids de profile)

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

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) * d = (40 + 40 + 40) * 0.3 = \mathbf{36 \text{ daN/m}}$$

b) Les charges d'exploitations :

Pour la charge d'exploitation des escaliers $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$

$$Q = 250 * 0.3 = 75 \text{ daN/m}$$

➤ Les combinaisons des charges : (ELS)

$$q = G + Q = 36 + 75 = 111 \text{ daN/m}$$

• Condition de flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{q * l^4}{E * I_y} < f_{adm} = \frac{l}{300}$$

$$I_y \geq \frac{5 * q * l^3 * 300}{384 * E} = \frac{5 * 111 * 140^3 * 300 * 10^{-2}}{384 * 2100000} = 5.66 \text{ m}^4$$

✓ La cornière qui correspond est : L 45 x 45 x 4

✓ Les caractéristiques sont :

Tableau IV-1 : Caractéristique et dimension de L 45 x 45 x 4

$h = b \text{ (mm)}$	$t \text{ (mm)}$	$r_1 \text{ (mm)}$	$r_2 \text{ (mm)}$	$d \text{ (mm)}$
45	4	7	3.5	1.23
$A \text{ (cm}^2\text{)}$	$G \text{ (daN/m)}$	$I_y = I_z \text{ (cm}^4\text{)}$	$W_{el,y} = W_{el,z} \text{ (cm}^3\text{)}$	$i_y = i_z \text{ (cm)}$
3.49	2.74	6.63	1.97	1.36

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

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) * d * G = (40 + 40 + 40) * 0.3 + 2.74 = 38.74 \text{ daN/m}$$

$$G = 38.74 \text{ daN/m}$$

➤ Les combinaisons des charges :

• ELS :

$$q = G + Q = 38.74 + 75 = 113.74 \text{ daN/m}$$

• ELU :

$$q = 1.35G + 1.5Q = 1.35 * 38.74 + 1.5 * 75 = 164.79 \text{ daN/m}$$

IV.4.2. Vérification à la flèche :

La condition ce fait a l'ELS : $f_{max} < f_{adm}$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \frac{q * l^4}{E * I_y} = \frac{5 * 113.74 * 1400^4}{384 * 21000 * 6.63 * 10^7} = 4.08 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{300} = \frac{1400}{300} = 4.66 \text{ mm}$$

$$\circ \quad f_{max} = 4.08 \text{ mm} < f_{adm} = 4.66 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

IV.4.3. Vérification de l'effort tranchant (cisaillement):

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q * L}{2} = \frac{164.79 * 1.4}{2} = 115.35 \text{ daN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A(f_y)}{\gamma_{M0}\sqrt{3}} = \frac{3.49 * 2350}{1.1 * \sqrt{3}} = 4304.67 \text{ daN}$$

IV.4.4. Vérification du moment fléchissant (résistance) :

La condition a vérifiée : $M_{sd} \leq M_{c,Rd}$

$$M_{sd} = \frac{q * l^2}{8} = \frac{164.79 * 1.4^2}{8} = 40.37 \text{ daN.m}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{el,y} * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1.97 * 10^{-6} * 23.5 * 10^6}{1.1} = 42.08 \text{ daN.m}$$

$$\circ \quad M_{sd} = 40.37 \text{ daN.m} \leq M_{c,Rd} = 42.08 \text{ daN.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Conclusion :

Les cornières L 45 x 45 x 4 convient comme cornière d'attache.

IV.5. Dimensionnement de limon :

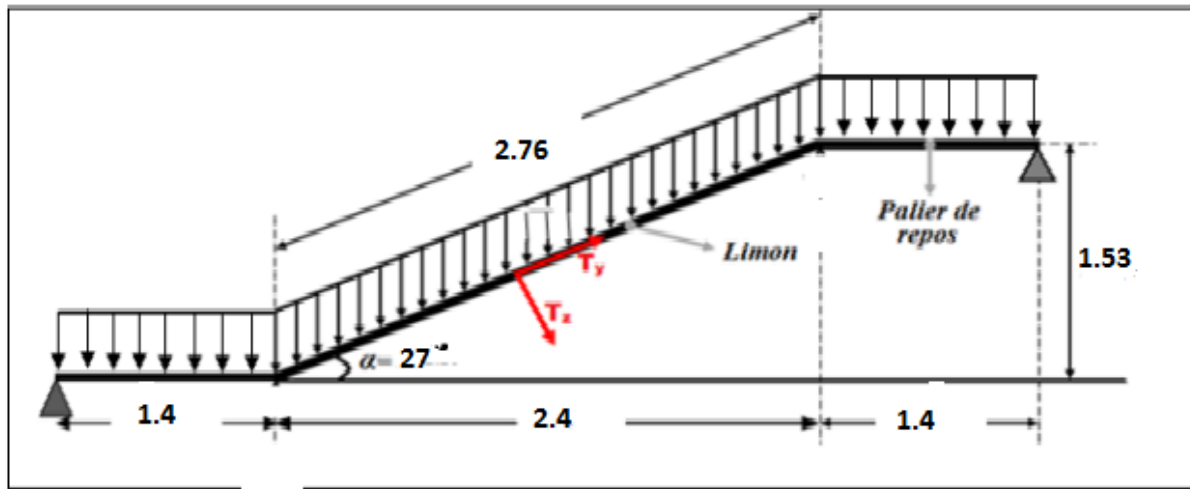


Figure IV-4: Distribution des charges sur un limon.

IV.5.1. Evaluation des charges :

➤ Sur la volée :

A1) Les charges permanentes :

- Tôle striée $ep = 5\text{mm}$ $\rightarrow G1 = 40\text{daN/m}^2$
- Mortier de pose $\rightarrow G2 = 40\text{daN/m}^2$
- Revêtement de carrelage $\rightarrow G3 = 40\text{daN/m}^2$
- Cornier de support $\gamma 45 \times 45 \times 4$ $\rightarrow G4 = 2.74\text{ daN/m}$
- Garde de corps $\rightarrow G5 = 100\text{ daN/m}^2$

$$G = (G1 + G2 + G3) * d + P_c + P_G$$

$$= (45 + 40 + 40) \times 1.4 + 2.74 + 100 = 277.72\text{ daN/m}$$

$$\rightarrow G = 277.72\text{ daN/m}$$

$$\text{La charge totale pour 1 Limon: } G = \frac{G_T}{2} = \frac{277.72}{2} = 138.86\text{ daN/m}$$

➤ Sur le palier :

A2) Les charges permanentes :

- Tôle striée $ep = 7\text{ mm}$ $\rightarrow G1 = 58.5\text{ daN/m}^2$
- Mortier de pose $\rightarrow G2 = 40\text{daN/m}^2$
- Revêtement de carrelage $\rightarrow G3 = 40\text{daN/m}^2$
- Dalle en béton (8 cm) $\rightarrow G4 = 200\text{daN/m}^2$

La charge totale : $G = (G1 + G2 + G3 + G4) * d = (58.5 + 40 + 40 + 200) * 1.4$

$$G = 473.9 \text{ daN/m}$$

La charge total pour 1 limon : $G_T = \frac{G}{2} = 236.95 \text{ daN/m}$

a) Charge d'exploitation :

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

$$Q = P * d = 250 * \frac{1.4}{2} = 175 \text{ daN/m}$$

IV.5.2. Calcul de la charge équivalente :

On peut exprimer les différentes charges par une charge équivalente.

➤ Charges permanentes :

$$G_{eq} = \frac{236.95(1.4 + 1.4) + (138.86 * 2.4)}{5.2} = 191.67 \text{ daN/m}$$

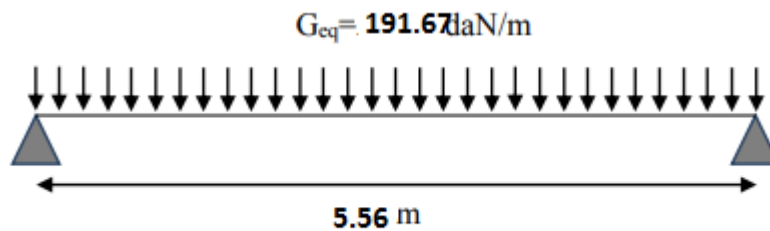


Figure IV-5 : charge équivalente (G)

➤ Charge d'exploitation

$$Q_{eq} = 250 * \frac{1.4}{2} = 175 \text{ daN/m}$$

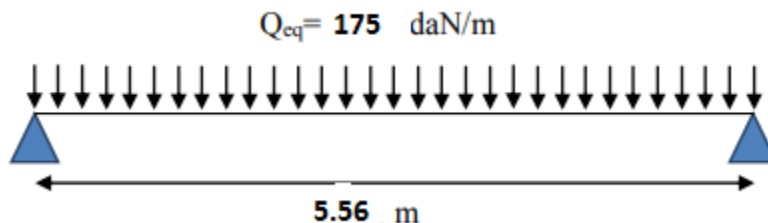


Figure IV-6 : charge équivalente (Q)

À l'ELU :

$$1.35G + 1.5Q = 1.35 * 191.67 + 1.5 * 175 = 521.25 \text{ daN/m}$$

À L'ELS :

$$G + Q = 366.67 \text{ daN/m}$$

IV.5.3. Vérification de la flèche :(ELS)

$$f_y = \frac{5 * q * l^4}{384 E I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{300}$$

$$I_y \geq \frac{5 * 3.66 * 556^3 * 300}{384 * 2.1 * 10^6} = 1170.16 \text{ cm}^4$$

On opte un UPN 180

Tableau IV-2 : Dimension et caractéristique de l'UPN 180

<i>h (mm)</i>	<i>b (mm)</i>	<i>tw (mm)</i>	<i>tf (mm)</i>	<i>d (mm)</i>	<i>A (cm²)</i>	<i>P (daN /m)</i>	<i>I_y (cm⁴)</i>
180	70	8	11	133	28	22	1350
<i>W_{el,y}(cm³)</i>	<i>i_y (cm)</i>	<i>W_{pl,y}(cm³)</i>	<i>I_z (cm⁴)</i>	<i>W_{el,z}(cm³)</i>	<i>i_z (cm)</i>	<i>W_{pl,z}(cm³)</i>	
150	6.95	179	114	22.4	2.02	42.9	

IV.5.4. Vérification à la résistance : (ELU)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{sd} = \frac{q_u * l^2}{8} = \frac{521.25 * 5.56^2}{8} = 2014.21 \text{ daN.m} \\ M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{179 * 10^{-2} * 2350}{1.1} = 3824.09 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M_{sd} = 2014.21 \leq M_{ply,Rd} = 3824.09 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

IV.5.5. Vérification à l'effort tranchant :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{sd} = \frac{q_u * l}{2} = \frac{521.25 * 5.56}{2} = 1449.07 \text{ daN} \\ V_{ply,Rd} = \frac{A_{vy} * f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} = \frac{12.9 * 2350}{1.1 \sqrt{3}} = 15911.24 \text{ daN} \end{array} \right.$$

$$\text{Avec : } A_{vy} = A - A_{vz} = 28 - 15.1 = 12.9 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$V_{sd} = 1449.07 \text{ daN} \leq V_{ply,Rd} = 15911.24 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

IV.5.6. Vérification à la compression :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$N_{sd} < N_{plrd}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{sd} = q_u * l = 521.25 * 5.56 = 2898.15 \text{ daN} \\ N_{plrd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{28 * 2350}{1.1} = 59818.18 \text{ daN} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow N_{sd} < N_{plrd} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Remarque :

Selon l'EUROCODE -3- il faut vérifier le limon sous la condition d'un élément comprimé et fléchi (flexion composée), la formule suivante doit être vérifiée pour la sécurité :

$$\frac{N_{sd}}{N_{plrd}} + \frac{M_{sd}}{M_{ply,Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{2898.15}{59818.18} + \frac{2014.21}{3824.09} = 0.57 \leq 1.0$$

Donc : la condition est vérifiée, le limon en UPN 180 est vérifié à la sécurité.

IV.6. Etude de la poutre palière des limons :**IV.6.1. Evaluation de charges :**

Détermination de la réaction du limon sur la poutre palière « R »

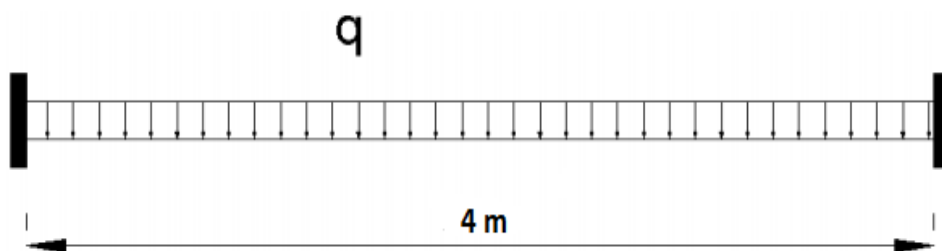


Figure IV-7: Schéma statique de la poutre palière

La réaction du limon sur la poutre palière est donnée par la formule suivante :

➤ **ELU :**

$$R = (1,35G_{eq} + 1,5Q_{eq}) \times L/2$$

$$R = (1,35 * 191.67 + 1,5 * 175) * \frac{5.56}{2} = 1449.08 daN$$

➤ **ELS:**

$$R = (G_{eq} + Q_{eq}) \times L/2$$

$$R = (191.67 + 175) \times \frac{5.56}{2} = 1019.34 daN$$

Charge équivalente :

• **ELS :**

$$\frac{4 * R}{4} + \text{Garde corps} = 1019.34 + 100 = 1119.34 daN/ml$$

• **ELU :**

$$\frac{4 * R}{4} + 1.35 \text{ Garde corps} = 1449.08 + 135 * 100 = 1584.08 daN/ml$$

IV.6.2. Condition de la flèche

Pour une poutre bi articulée : La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f_y = \frac{5 * q * l^4}{384EI_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{300}$$

Avec :

q : la charge non pondéré

$$q = 1119.34 daN/m$$

Le module d'élasticité $E = 2.1 \times 10^6 daN/cm^2$

$$L = 4 \text{ m} = 400 \text{ cm}$$

$$\bullet \quad I_y \geq \frac{5 * 11.19 * 400^3 * 300}{384 * 2.1 * 10^6} = 1332.14 \text{ cm}^4 \rightarrow \text{on opte un HEA 160}$$

Tableau IV-3: Dimension et caractéristique de l'HEA160

<i>h (mm)</i>	<i>b (mm)</i>	<i>tw (mm)</i>	<i>tf (mm)</i>	<i>d (mm)</i>	<i>A (cm²)</i>	<i>P (daN /m)</i>	<i>Iy (cm⁴)</i>
152	160	6	9	104	38.8	30.4	1673
<i>Wel,y(cm³)</i>	<i>iy (cm)</i>	<i>Wpl,y(cm³)</i>	<i>Iz (cm⁴)</i>	<i>Wel,z(cm³)</i>	<i>iz (cm)</i>	<i>Wpl,z(cm³)</i>	
220.1	6.57	245.1	615.6	76.95	3.98	117.6	

La classe de la section**Semelle comprimée :**

$$C = \frac{(b/2)}{t_f} = 8.88 \text{ mm}$$

$8 < 9\varepsilon \rightarrow$ La semelle est de classe 1

Ame fléchi :

$$d/t_w = 104/6 = 17.33 < 72\varepsilon \rightarrow \text{L'âme est de classe 1}$$

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

➤ Vérification du moment fléchissant :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$M_{sd} = \frac{q_u * l^2}{8} = \frac{1584.08 * 4^2}{8} = 3168.16 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{245.1 * 10^{-2} * 2350}{1.1} = 5236.22 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 3168.16 \leq M_{ply,Rd} = 5236.22 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{sd} = \frac{q_u * l}{2} = \frac{1584.08 * 4}{2} = 3168.16 \text{ daN} \\ V_{ply,Rd} = \frac{A_{vy} * f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} = \frac{13.21 * 2350}{1.1 \sqrt{3}} = 16293.61 \text{ daN} \end{array} \right.$$

Donc :

$$V_{sd} = 3168.16 \text{ daN} \leq V_{ply,Rd} = 16293.61 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ Vérification au déversement :

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd} = \chi_{LT} * \beta_w * w_{ply} * \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

- **Calcul du moment critique au déversement :**

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 * E * I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 * G * I_t}{\pi^2 * E * I_z}}$$

$$\text{Ou : } G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2.1 \cdot 10^5}{2(1+0.3)} = 80769.23 \text{ N/mm}^2$$

I_t : Moment d'inertie de torsion

I_w : Moment d'inertie de gauchissement

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie

$$M_{cr} = 1.13 \frac{3.14^2 * 2.1 * 10^5 * 615.6 * 10^4}{4000^2} \sqrt{\frac{31.41 * 10^9}{615.6 * 10^4} + \frac{4000^2 * 80769.23 * 12.19 * 10^4}{3.14^2 * 2.1 * 10^5 * 615.6 * 10^4}}$$

$$M_{cr} = 118953618.2 \text{ N.mm}$$

➤ Calcul de l'élancement géométrique λ_{LT} :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 * E * w_{ply}}{M_{cr}}}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{3.14^2 * 2.1 * 10^5 * 245.1}{118953618.2}} = 65.31$$

➤ Calcul de l'élancement réduit $\overline{\lambda}_{LT}$:

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

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} * (\sqrt{\beta_w}) \quad \text{Avec} \quad \beta_w = 1$$

$$\diamond \lambda_1 = 0.93\varepsilon \quad \text{et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

La valeur de χ_{LT} pour l'élancement réduit $\overline{\lambda}_{LT}$ est déterminée à partir de la formule (5.49) de l'Eurocode3 :

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

Ou :

$$\phi_{LT} = 0.51 + [\alpha_{LT}(\overline{\lambda}_{LT} - 0.2) \overline{\lambda}_{LT}^2]$$

$\alpha_{LT} = 0,21$ Pour les profiles laminées.

$\alpha_{LT} = 0,49$ Pour les sections soudées

$$\text{AN:} \quad \phi_{LT} = 0.51 + [0.21(0.69 - 0.2) 0.69^2] = 1.08$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.08 + [1.08^2 - 0.69]^{0.5}} = 0.52$$

Donc $M_{b,rd} = 0.52 * 245.1 * 10^{-2} * \frac{2350}{1.1} = 2722.83 \text{ daN.m}$

→ $M_{sd} > M_{b,rd}$ non vérifiée

On opte un HEA180

Tableau IV-4: Dimension et caractéristique de l'HEA180

h (mm)	b (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	d (mm)	A (cm ²)	P (daN /m)	I_y (cm ⁴)
171	180	6	9.5	122	45.3	35.5	2510
$W_{el,y}$ (cm ³)	i_y (cm)	$W_{pl,y}$ (cm ³)	I_z (cm ⁴)	$W_{el,z}$ (cm ³)	i_z (cm)	$W_{pl,z}$ (cm ³)	
293.6	7.45	324.9	924.6	102.7	4.52	156.5	

La classe de la section

Semelle comprimée :

$$c = \frac{(b/2)}{t_f} = 9.47 \text{ mm}$$

$9.47 < 10\varepsilon \rightarrow$ la semelle est de classe 1

Ame fléchi :

$$d/t_w = 122/6 = 20.33 < 72\varepsilon \rightarrow \text{L'âme est de classe 1}$$

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

➤ **Vérification du moment fléchissant :**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$M_{sd} = \frac{q_u * l^2}{8} = \frac{1584.08 * 4^2}{8} = 3168.16 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{324.9 * 10^{-2} * 2350}{1.1} = 6941.04 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 3168.16 \leq M_{ply,Rd} = 6941.04 \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$\begin{cases} V_{sd} = \frac{q_u * l}{2} = \frac{1584.08 * 4}{2} = 3168.16 \text{ daN} \\ V_{ply,Rd} = \frac{A_{vz} * f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} = \frac{14.47 * 2350}{1.1 \sqrt{3}} = 16293.61 \text{ daN} \end{cases}$$

Donc :

$$V_{sd} = 3168.16 \text{ daN} \leq V_{ply,Rd} = 16293.61 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification au déversement :**

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{b,rd} = \chi_{LT} * \beta_w * w_{ply} * \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

- **Calcul du moment critique au déversement :**

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 * E * I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 * G * I_t}{\pi^2 * E * I_z}}$$

$$\text{Ou : } G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2.1 * 10^5}{2(1+0.3)} = 80769.23 \text{ N/mm}^2$$

I_t : Moment d'inertie de torsion

I_w : Moment d'inertie de gauchissement

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie

$$M_{cr} = 1.13 \frac{3.14^2 * 2.1 * 10^5 * 924.6 * 10^4}{4000^2} \sqrt{\frac{60.21 * 10^9}{924.6 * 10^4} + \frac{4000^2 * 80769.23 * 14.80 * 10^4}{3.14^2 * 2.1 * 10^5 * 924.6 * 10^4}}$$

$$M_{cr} = 173687387.3 \text{ N.mm}$$

➤ **Calcul de l'élancement géométrique λ_{LT} :**

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 * E * w_{ply}}{M_{cr}}}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{3.14^2 * 2.1 * 10^5 * 324.9 * 10^3}{173687387.3}} = 62.23$$

➤ **Calcul de l'élancement réduit $\overline{\lambda}_{LT}$:**

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

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} * (\sqrt{\beta_w}) \quad \text{Avec} \quad \beta_w = 1$$

$$\diamond \lambda_1 = 0.93\varepsilon \quad \text{et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

La valeur de χ_{LT} pour l'élancement réduit $\overline{\lambda}_{LT}$ est déterminée à partir de la formule (5.49) de l'Eurocode3 :

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

Ou :

$$\phi_{LT} = 0.51 + [\alpha_{LT}(\overline{\lambda}_{LT} - 0.2) \overline{\lambda}_{LT}^2]$$

$\alpha_{LT} = 0,21$ Pour les profils laminées.

$\alpha_{LT} = 0,49$ Pour les sections soudées

$$\text{AN :} \quad \phi_{LT} = 0.51 + [0.21(0.66 - 0.2) 0.66^2] = 1.04$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.04 + [1.04^2 - 0.66^2]^{0.5}} = 0.54$$

$$\text{Donc } M_{b,rd} = 0.54 * 324.9 * 10^{-2} * \frac{2350}{1.1} = 3748.16 \text{ daN.m}$$

$$\Rightarrow M_{sd} < M_{b,rd} \dots\dots\dots \textbf{Vérifiée}$$

IV.6.3.Conclusion :

HEA180 convient comme poutre palière

V. Introduction :

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

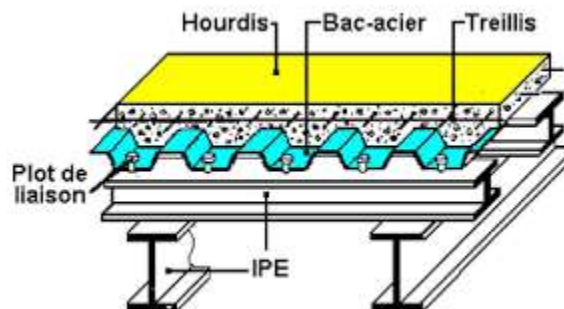


Figure V-1 : Eléments constructifs d'un plancher collaborant

V.1. Calcul des planchers mixte à dalle collaborant

Le calcul des planchers mixte se fait en deux phases :

- Phase de construction
- Phase finale

1) Phase de construction :

Dans cette phase c'est le profilé seul qui travaille et les charges prises en compte dans cette Phase sont les suivantes :

- Poids propre du profilé
- Poids propre du béton frais
- Poids propre de la tôle
- Surcharge chantier (ouvrier)

2) Phase finale :

Le béton ayant durci, donc la section mixte acier béton (profilé et la dalle) travaillant ensemble en doit tenir compte des charges suivantes :

- Le poids propre du profilé
- Le poids propre du béton sec
- Le poids propre de la tôle HIBOU 55

- Surcharge d'exploitation

Dans notre cas on considère le plancher à usage bureau

V.2. Disposition des solives (poutrelles) :

Dans notre cas les démentions les plus défavorable pour le dimensionnement des éléments de plancher sont montrer sur figure ci-après :

- distance entre les solives est $d=2$ m.
- la longueur de solives est $l=4,00$ m.

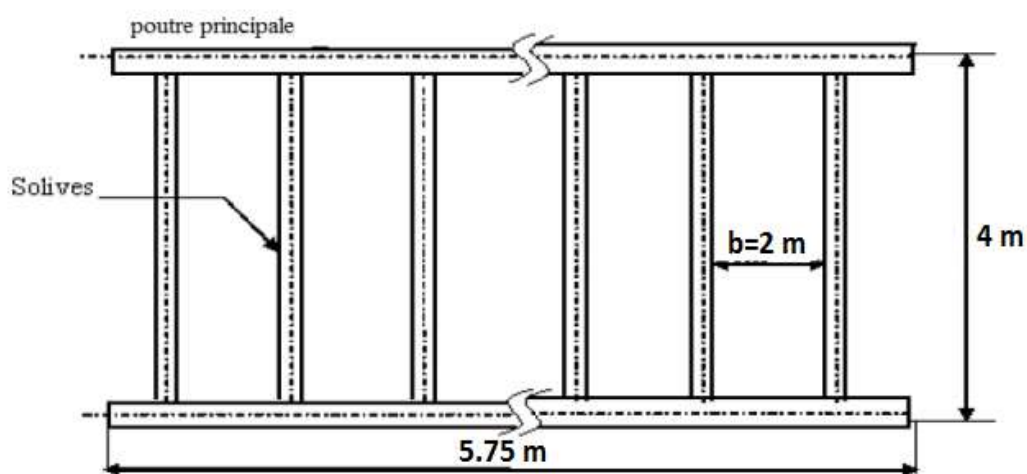


Figure V-2: Schéma de la trame supportant les planchers.

Caractéristique des éléments constructifs :

➤ L'acier :

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

- Module de YOUNG (module d'élasticité longitudinal) $\rightarrow E_a = 21.10^4 \text{ Mpa}$
- La limite élastique de traction $\rightarrow f_y = 235 \text{ Mpa}$

➤ Béton :

Pour les planchers, on utilise un béton C25/30 de épaisseur ($e=14$ cm) qui ont les caractéristiques suivantes :

- La résistance caractéristique à la compression $\rightarrow f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$
- La masse volumique $\rightarrow \rho = 2500 \text{ Kg/m}^3 = 2.5 \text{ KN/m}^2$
- Le module d'élasticité longitudinale $\rightarrow E_b = 14000 \text{ Mpa}$

- le coefficient de retrait du béton $\rightarrow \varepsilon = 2.10^{-4}$
- le coefficient d'équivalence acier/béton : $\rightarrow n = \frac{E_a}{E_b} = 15$

V.3. Vérification au stade de montage

V.3.1. Evaluation des charges :

Ce sont les actions correspondant aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquemment l'immeuble. Pour cela le règlement technique DTR-BC 2.2 (charges et surcharges) nous fixe Les valeurs des charges et surcharges.

a) Les charges permanentes :

- Poids de la dalle en béton (épaisseur 14 cm) : $G_1 = \rho \cdot e = 2500 \times 0.14 = 350 daN/m^2$
- Poids de la tôle (HIBOU 55) : $G_2 = 12 daN/m^2$
- Poids du treillis soudé : $G_3 = 1 daN/m^2$

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) \cdot d = (350 + 12 + 1) \cdot 2$$

$$G = 726 daN/ml$$

b) Les charges variables :

$$\text{Charge des ouvriers : } P = 100 daN/m^2$$

$$Q = P \cdot d = 100 \times 2 = 200 daN/ml$$

V.3.2. Les combinaisons des charges :

• ELS :

$$q = G + Q = 417.47 + 200 = 617.47 daN/ml$$

• ELU :

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \cdot 417.47 + 1,5 \cdot 200 = 783.57 daN/ml$$

V.3.3. Condition de flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I_y} < f_{adm} = \frac{l}{250}$$

$$I_y \geq \frac{5 \cdot q \cdot l^3 \cdot 300}{384 \cdot E} = \frac{5 \cdot 783.57 \cdot 400^3 \cdot 250 \cdot 10^{-2}}{384 \cdot 2100000}$$

$$I_y = 918.65 \text{ cm}^4$$

On choisit la section du profilé dans les tableaux ayant une valeur de I_y supérieure ou égale à la valeur trouvée.

✓ On opte un IPE 180

Tableau V-1 : Dimension et caractéristique de l'IPE 180

Profilé IPE140	Dimensions							Caractéristiques de calcul					
	G	h	b	tw	tf	d	A	$W_{pl,y}$	$W_{pl,z}$	i_z	i_y	I_z	I_y
	Kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	cm ²	cm ³	cm ³	cm	cm	cm	cm ⁴
	12.9	14	73	4.7	6.9	112.9	16.4	88.3	19.3	1.6	5.74	44.9	541
		0								5			

On ajoute le poids propre de l'IPE 140 à la charge permanente :

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) * d + G_p = (350 + 12 + 1) * 2 + 12.9$$

$$G = 738.9 \text{ daN/}$$

• ELS :

$$q = G + Q = 738.9 + 200 = 938.9 \text{ daN/ml}$$

• ELU :

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1.35 * 738.9 + 1.5 * 200 = 1297.51 \text{ daN/ml}$$

V.3.4. Vérification a l'ELU :

V.3.4.1. Vérification du moment fléchissant (résistance) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$M_{sd} = \frac{q * l^2}{8} = \frac{1297.51 * 4^2}{8} = 2595.02 \text{ daN.m}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl,y} * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{166 * 23.5}{1.1} = 3546.36 \text{ daN.m}$$

○ $M_{sd} = 2595.02 \geq M_{pl,Rd} = 3546.36 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

V.3.4.2. Vérification de la section à l'effort tranchant (cisaillement) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q * L}{2} = \frac{1297.51 * 4}{2} = 2595.02 \text{ daN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A(f_y)}{\gamma_{M0}\sqrt{3}}$$

$$\triangleright \gamma_{M0} = 1.1$$

$$\triangleright A_v = A - 2b * t_f + (t_w + 2r)t_f$$

$$A_v = 1640 - 2 * 112.9 * 6.9 + (4.7 + 2 * 7) * 6.9 = 211.01 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{211.01(23.5)}{1.1\sqrt{3}} = 4958.73 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 2595.02 \text{ daN} \leq V_{pl,Rd} = 4958.73 \text{ daN} \dots \text{vérifier}$$

V.3.5. Vérification à l'ELS :

- $f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{400}{250} = 1.6 \text{ cm}$
- $f_{max} = \frac{5}{384} \frac{q * l^4}{E * I_y} = \frac{5 * 9.38 * 400^4}{384 * 2.1 * 10^6 * 1943} = 0.44 \text{ cm}$

$$f_{max} = 0.44 < f_{adm} = 1.6 \dots \text{vérifier}$$

V.3.6. Conclusion :

L'IPE 180 est vérifié au stade de montage.

V.4. Vérification au stade finale :**V.4.1. Evaluation des charges :****i. Les charges permanentes :**

Le béton ayant durci donc la section mixte (le profilé dans la dalle) travaillant ensemble donc les charges de la phase finale sont :

- ✓ Cloison de réparation 90 daN/m^2
- ✓ Revêtement en carrelage 40 daN/m^2
- ✓ Mortier de pose 40 daN/m^2

- ✓ Poids de la dalle 350 daN/m^2
- ✓ Isolation thermique 16 daN/m^2
- ✓ Poids de la solive (IPE 140) 12.9 daN/m
- ✓ Poids de la tôle 12 daN/m^2

$$G = (G1 + G2 + G3 + G5 + G6 + G7) \times d + P$$

$$G = (90 + 350 + 40 + 40 + 16 + 12) \times 1.15 + 12.9$$

$$G = 643.1 \text{ daN/ml}$$

ii. Les charges variables :

Plancher courant : $P = 250 \text{ daN/m}^2$ (DTR tableau 7.2.4)

$$Q = P \times d = 250 \times 1.15 = 287.5 \text{ daN/ml}$$

V.4.2. Combinaisons des charges :

❖ ELS :

$$q = G + Q = 643.1 + 287.5 = 930.6 \text{ daN/ml}$$

❖ ELU :

$$q = 1.35.G + 1.5.Q = 1.35 \times 643 + 1.5 \times 287.5 = 1299.3 \text{ daN/ml}$$

Après le durcissement du béton, l'inertie de la dalle I1 participe avec l'inertie des solives I2, ce qui donne une inertie équivalente I.

V.4.3. Caractéristique de la dalle mixte :

V.4.3.1. Calcul de la largeur efficace du béton :

La largeur efficace du béton qui participe à l'inertie équivalente I, de la section mixte notée par B_{eff} est donnée selon EC4.4.2.2.1 par:

$$b_{eff} = \min\left(2\frac{l_0}{8}; b\right)$$

EU 4.2.2.1- page 4-7

ℓ_0 : est la longueur de solive.

$$b_{eff} = \min\left(2\frac{4}{8}; 2\right) \implies b_{eff} = 1 \text{ m}$$

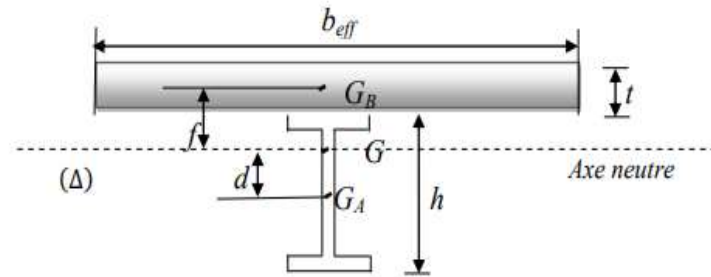


Figure V-3 : Présentation de l'ensemble (solive- dalle)

V.4.3.2. Calcul de la section équivalente :

La formule de calcul de la section équivalente acier-béton est :

$$S = A + \frac{B}{n}$$

Avec : A : section d'acier

B : section de la dalle en béton

n : facteur d'équivalence (n = 15)

$$\text{AN : } \begin{cases} A = 16.4 \text{ cm}^2 \\ B = b \times h = 100 \times 14 = 1400 \text{ cm}^2 \end{cases} \implies S = 16.4 + \frac{100 \times 14}{15} = 109.73 \text{ cm}^2$$

V.4.3.3. Position de l'axe neutre :

$$d = \frac{b \cdot t}{n} \cdot \frac{t + h}{2S} \rightarrow d = \frac{1000}{15} \cdot \frac{14 + 14}{2 \times 109.73} = 83.46 \text{ mm}$$

$$d = 83.46 \text{ mm}$$

Donc l'axe neutre de la section mixte se trouve au niveau de l'âme du profilé.

➤ Résistance de la section d'acier :

$$F_a = \frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_a} = \frac{16.4 \cdot 2350}{1.1} = 35036.36 \text{ daN}$$

➤ Résistance de la section du béton :

$$F_b = \frac{0.85 \cdot b_{\text{eff}} \cdot h_c \cdot f_{ck}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$- h_c = 140 - 55 = 85 \text{ mm}$$

- $\gamma_b = 1.5$
- $f_{ck} = f_{28} = 25 \text{ MPa}$

AN :

$$F_b = \frac{0.85 * 8.5 * 100 * 250}{1.5} = 120416.6 \text{ daN}$$

$F_b > F_a$ Donc l'axe neutre plastique se situe dans la dalle en béton

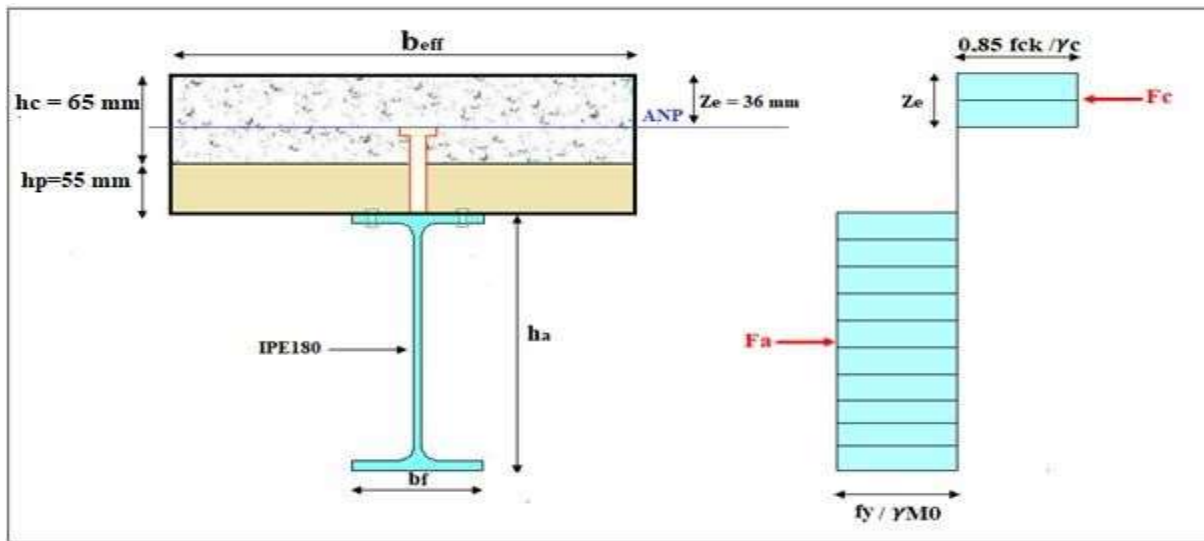


Figure V-4 : Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive)

V.4.4. Vérification à L'ELU :

V.4.4.1. Vérification du moment de résistance plastique :

On doit vérifier la condition suivante:

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

$$M_{sd} = \frac{q * l^2}{8} = \frac{1299.3 * 4^2}{8} = 2598.6 \text{ daN.m}$$

Dans le cas d'une flexion positive avec un axe neutre dans la dalle Le moment de résistance plastique est donné par la formule suivante :

$$M_{pl,Rd} = F_a \left(\frac{h_c}{2} + h_c + h_p - \frac{Z}{2} \right) = \frac{A_a * f_y}{\gamma_a} \left(\frac{h_c}{2} + h_c + h_p - \frac{Z}{2} \right)$$

Avec :

$$Z = \left[\frac{A_a * f_y}{\gamma_a} \right] / \left[\frac{0.85 * b_{eff} * f_{ck}}{\gamma_b} \right]$$

$$z = \left[\frac{16.4 \cdot 2350}{1.1} \right] / \left[\frac{0.85 \cdot 100 \cdot 250}{1.5} \right] = 2.47 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow M_{pl,Rd} = 35036.36 \left(\frac{0.14}{2} + 0.085 + 0.055 - \frac{0.0247}{2} \right) = 6924.93 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 2598.6 \leq M_{pl,Rd} = 6924.93 \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

V.4.4.2. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante:

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$$

$$\triangleright V_{sd} = \frac{q \cdot L}{2} = \frac{1299.3 \cdot 4}{2} = 2598.6 \text{ daN}$$

$$\triangleright V_{pl,Rd} = \frac{A(f_y)}{\gamma_{M0} \sqrt{3}}$$

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

$$\text{Donc : } V_{pl,Rd} = \frac{7.64 \cdot 2350}{1.1 \sqrt{3}} = 9423.40 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 2598.6 \leq V_{pl,Rd} = 9423.40 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

V.4.5. Vérification à L'ELS :

➤ Vérification de la flèche :

On doit vérifier la condition suivante : $f_{max} < \bar{f}$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I_y}$$

Avec :

L : la portée de la solive.

I : Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre élastique.

E : module d'élasticité de l'acier.

➤ Calcul du moment d'inertie I :

$$I_y = I_A + Ad^2 + \frac{I_B}{n} + \frac{b_{eff} \cdot h_c}{n} \cdot \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

Avec :

I_A : Inertie propre de l'IPE140

h_c : Hauteur de la dalle seule

I_B : Inertie de la section en béton

$$I_B = \frac{b_{\text{eff}} * h_c^3}{12} = \frac{100 * 8.5^3}{12} = 5117.70 \text{ cm}^4$$

d : distance du centre de gravité du profilé (GA) à l'axe neutre élastique qui sera calculé en égalisons les moments statiques de la dalle en béton et le profilé par rapport à cet axe :

$$d = \left[\frac{b_{\text{eff}} * h_c}{n} \left(t + \frac{h}{2} \right) \right] / \left[A_a + \frac{b_{\text{eff}} * h_c}{n} \right]$$

$$d = \left[\frac{100 * 8.5}{15} \left(14 + \frac{14}{2} \right) \right] / \left[16.4 + \frac{100 * 8.5}{15} \right] = 16.28 \text{ cm}$$

Donc :

$$I_y = 541 + 16.4 * 16.28^2 + \frac{5117.70}{15} + \frac{100 * 8.5}{15} \left(\frac{14 + 14}{2} - 16.28 \right)^2 = 5523.38 \text{ cm}^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{\text{max}} = \frac{5}{384} \frac{q * l^4}{E * I_y} = \frac{5 * 1103.1 * 10^{-2} * 400^4}{384 * 2.1 * 10^6 * 5523.38} = 0.31 \text{ cm} \\ \bar{f} = \frac{1}{250} = \frac{400}{250} = 1.6 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$\Rightarrow f_{\text{max}} < \bar{f}$ vérifier

V.5. Pré dimensionnement des poutres principales du plancher intermédiaire :

V.5.1. Evaluation des charges et surcharges :

➤ Charges permanentes :

- Poids propre du plancher : $G_P = 548 * 4 = 2192 \text{ daN/ml}$
- Poids propre de la solive : $G_S = 12.9 * 4 = 51.6 \text{ daN/ml}$

➤ Charges variables :

- Surcharge d'exploitation : $P = 250 \text{ daN/ml}$ (DTR tableau 7.2.4)

$$\rightarrow Q = P * d = 250 * 4 = 1000 \text{ daN/ml}$$

V.5.2. Combinaisons de charges :

✓ ELS :

$$q = G_t + Q = (2192 + 51.6) + 1000 = 3243.6 \text{ daN/ml}$$

✓ ELU :

$$q = 1.35G_t + 1.5Q = 1.35(2243.6) + 1.5(1000) = 4528.86 \text{ daN/ml}$$

V.5.3. Condition de la flèche :

La vérification de la flèche se fait sous les charges $q = 3243.6 \text{ daN/ml}$

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I_y} < f_{adm} = \frac{l}{200} \text{ avec } f_{adm} = \frac{575}{200} = 2.875 \text{ cm}$$

avec : $l = 575 \text{ cm}$: longueur de la poutre principale

$$I_y \geq \frac{5 \cdot q \cdot l^3 \cdot 200}{384 \cdot E} = \frac{1250}{384} \cdot \frac{3243.6 \cdot 10^{-2} \cdot 575^3}{2.1 \cdot 10^6} = 9558.51 \text{ cm}^4$$

On choisit la section du profilé dans les tableaux ayant une valeur de I_y supérieure ou égale à la valeur trouvée.

✓ On opte un IPE 330

Tableau V-2 : Dimension et caractéristique de l'IPE 330

Profilé IPE330	Dimensions							Caractéristiques de calcul					
	G	h	b	tw	tf	d	A	$W_{pl,y}$	$W_{pl,z}$	i_z	i_y	I_z	I_y
	Kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	cm^2	cm^3	cm^3	cm	cm	cm	cm^4
	49.1	330	160	7.5	11.5	271	62.6	804	154	3.5	13.7	788	11770

V.5.4. Vérification à l'ELU :

Classification de la section

Semelle comprimée :

$$C = (b / 2) - (r + tw / 2) = 67.25 \text{ mm}$$

$$C / tf = 67.25 / 11.5 = 5.84$$

$5.84 < 9\varepsilon = 9$; donc la semelle est de classe 1.

Ame fléchi :

$$d / tw = 271 / 7.5 = 36.13 < 72\varepsilon = 72 \text{ Donc l'âme est de classe 1.}$$

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

Vérification de la section à la résistance :

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

$$M_{sd} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{4528.86 \cdot 5.75^2}{8} = 18716.92 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{804 \cdot 23.5}{1.1} = 17176.36 \text{ daN/m}$$

$$M_{sd} > M_{pl,Rd} \dots\dots\dots \text{condition n'est pas vérifiée}$$

Donc on change le profilé et on opte **IPE360**

Tableau V-3 : Dimension et caractéristique de l'IPE 360

Profilé IPE360	Dimensions							Caractéristiques de calcul					
	G Kg/m	h mm	b mm	tw mm	tf mm	d mm	A cm ²	W _{pl,y} cm ³	W _{pl,z} cm ³	i _z cm	i _y cm	I _z cm	I _y cm ⁴
	57.1	360	170	8.0	12.7	298.6	72.7	1019	191	3.79	15	1043	16270

Classification de la section**Semelle comprimée :**

$$C = (b / 2) - (r + tw / 2) = 72 \text{ mm}$$

$$C / tf = 67.25 / 11.5 = 5.66$$

$$5.66 < 9\varepsilon = 9 ; \text{ Donc la semelle est de classe 1.}$$

Ame fléchi :

$$d / tw = 298.6 / 8 = 37.32 < 72\varepsilon = 72 \text{ donc l'âme est de classe 1.}$$

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

 Vérification de la section à la résistance :

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

$$M_{sd} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{4528.86 \cdot 5.75^2}{8} = 18716.92 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1019 \cdot 23.5}{1.1} = 21769.54 \text{ daN/m}$$

$$M_{sd} \leq M_{pl,Rd} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Vérification de la section à l'effort tranchant

On doit vérifier la condition suivante:

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$$

$$\triangleright V_{sd} = \frac{q \cdot L}{2} = \frac{4528.86 \cdot 5.75}{2} = 13020.47 \text{ daN}$$

$$\triangleright V_{pl,Rd} = \frac{A(f_y)}{\gamma_{M0} \sqrt{3}}$$

$$\triangleright \gamma_{M0} = 1.1$$

$$\triangleright A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) t_f$$

$$A_v = 8450 - 2 \cdot 180 \cdot 13.5 + (8.6 + 2 \cdot 21) \cdot 13.5 = 4273.1 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{4273.1(23.5)}{1.1\sqrt{3}} = 52705.70 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 13020.47 \text{ daN} \leq V_{pl,Rd} = 52705.70 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

V.5.5. Vérification à l'ELS :

$$\bullet f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{575}{250} = 2.3 \text{ cm}$$

$$\bullet f_{max} = \frac{5}{384} \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I_y} = \frac{5 \cdot 32.43 \cdot 575^4}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^6 \cdot 23130} = 0.95 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 0.95 < f_{adm} = 2.3 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

V.5.6. Conclusion :

L'IPE 360 convient comme poutre principale pour le planché

V.6. Pré dimensionnement des poutres secondaire

Les poutres secondaires sont sollicitées de la même façon que les solives, donc on utilise la même section donc on utilise l'IPE180

V.7. Calcul des connexions acier-béton :

V.7.1. Introduction :

Les connecteurs sont utilisés pour renforcer le comportement mixte entre la poutre en acier et le béton. La connexion est essentiellement prévue pour résister au cisaillement horizontal et est appelée « connexion au cisaillement ». Ils s'opposent des sections en contact. Avec cette interaction les deux éléments (acier, béton) travaillent comme une section homogène.

Deux types de connecteurs principaux sont disponibles, les goujons soudés et les connecteurs cloués.

Dans les pays industriels, le goujon soudé est le plus usuel des connecteurs de cisaillements. Il peut être soudé sur la semelle supérieure de manière semi-automatique soit directement à l'atelier, soit au travers des tôles profilées en acier sur chantier.

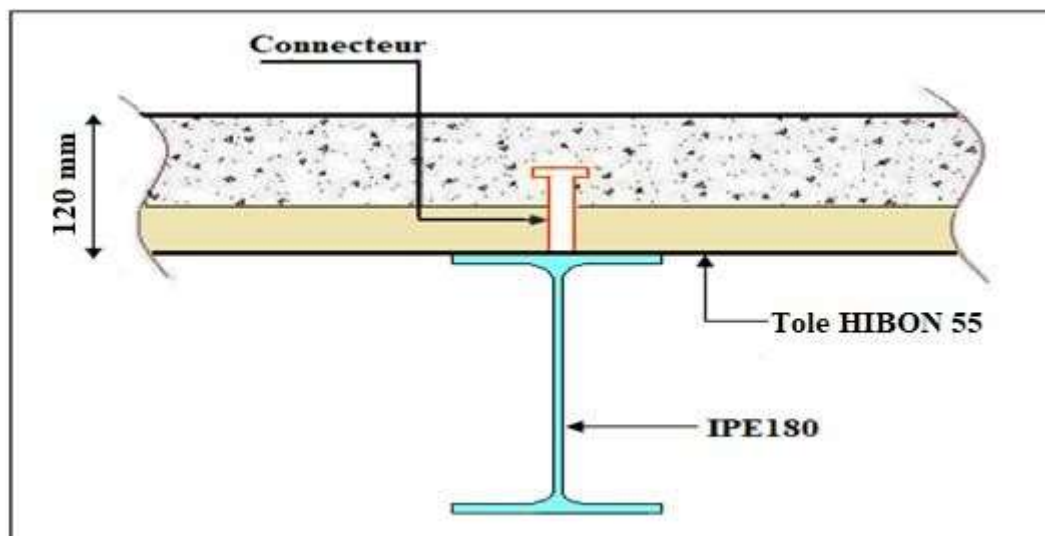


Figure V-5 : La position d'un connecteur.

V.7.2. Choix des dimensions des connecteurs suivant « l'Eurocode4 »

il convient de choisir des goujons soudés tels que la tête de goujon soit d'un diamètre

(D) d'au moins $1,5d$ et d'une hauteur (h_t) d'au moins $0,4d$ et de hauteur totale ($H \geq 4d$), où d est le diamètre du fût du goujon ($d \geq 16\text{mm}$).

On utilise des goujons en acier de diamètre $d = 22\text{ mm}$ Et de hauteur totale " $H = 90\text{ mm}$ ".

D'où l'acier a une résistance ultime en traction spécifiée de $f_u = 360\text{ MPa}$.

On adopte alors comme connecteurs des goujons à têtes ductiles de :

- $D = 1,5 \times d = 1,5 \times 22 = 33\text{ mm}$
- $H > 4d \rightarrow H > 4 \times 22 = 88\text{ mm}$ soit $H = 90\text{ mm}$
- $h_t = 8,8\text{ mm}$

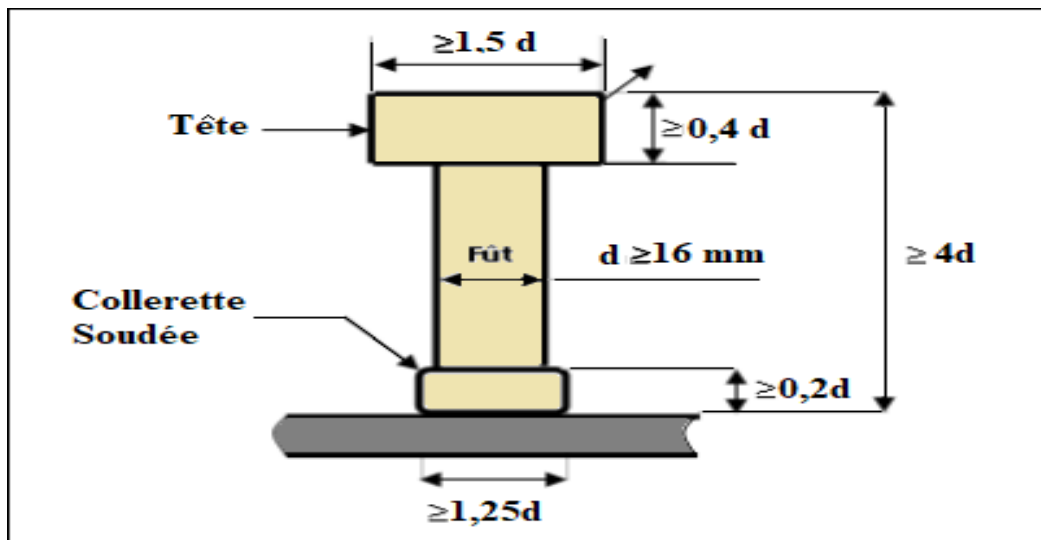


Figure V-6 : Caractéristiques des connecteurs.

V.7.3. Calcul de nombre de connecteur (goujon) :

Le nombre de connecteur doit être égal au moins à l'effort de cisaillement de calcul déterminé (**Section 6.2 EC 4**), divisé par la résistance de calcul d'un connecteur P_{Rd} (**section 6.3 ou 6.5 EC 4**) :

$$N \geq \frac{V_l}{P_{Rd}}$$

Avec :

- V_l : l'effort de cisaillement longitudinal.
- P_{Rd} : La résistance au cisaillement d'un connecteur.

➤ Calcul de l'effort de cisaillement longitudinal :

L'effort total de cisaillement longitudinal V_l s'exerçant sur chaque longueur antique (c'est à-dire chaque demi travée de la poutre) est donnée par :

$$V_l = F_{cf} \dots \dots \dots \text{(EC4 Formule 6.6).}$$

$$F_{cf} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \\ \frac{0.85 \times b_{eff} \times t \times f_{ck}}{\gamma_c} \end{array} \right.$$

- A_a : aire de l'élément structural **IPE180** ($23.9cm^2$)
- f_y : $235MPa$ (S235)
- γ_a : coefficient de sécurité pour l'acier soit 1.1
- γ_c : coefficient de sécurité pour le béton soit 1.5
- $f_{ck} = 25N/mm^2$: la résistance caractéristique sur cylindre du béton à l'âge considéré

$$F_{cf} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{23.9 \times 235 \times 10^2}{1.1} = 51059.09 \text{ daN} \\ \frac{0.85 \times 100 \times 14 \times 25 \times 10^2}{1.5} = 198333.33 \text{ daN} \end{array} \right.$$

Donc : $V_1 = F_{cf} = 51059.09 \text{ daN}$

➤ **Calcul de la résistance au cisaillement d'un connecteur P_{Rd} :**

Selon l'article 3-10-2 (**Eurocode 4**), elle est donnée par la plus petite valeur des deux résistances suivantes :

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} P_{Rd1} = 0.8 \times F_u \times \frac{\pi \times d^2}{4} \times \frac{1}{\gamma_v} \quad \dots \dots \dots (1) \\ P_{Rd2} = 0.29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cim}} \times \frac{1}{\gamma_v} \quad \dots \dots \dots (2) \end{array} \right.$$

Avec :

- f_{ck} : résistance caractéristique à la compression du béton (25MPa)
- F_u : la contrainte résistante ultime de l'acier du goujon (360MPa)
- γ_v : le coefficient partiel de sécurité à l'état limite ultime soit 1.25
- E_{cim} : la valeur moyenne du model sécant du béton.
- $d = 22 \text{ mm}$: le diamètre du fût du goujon.

$$\alpha = \left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1 \quad \text{Pour} \quad \frac{h}{d} > 4 \\ \alpha = 0.2 \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \quad \text{Pour} \quad 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \end{array} \right.$$

On a : $\frac{h}{d} = \frac{90}{22} = 4.09 \geq 4 \rightarrow \alpha = 1$

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.8 \times 360 \times \frac{\pi \times (22)^2}{4} \times \frac{1}{1.25} = 8753.82 \text{ daN} \\ 0.29 \times 1 \times (22)^2 \times \sqrt{25 \times 30500} \times \frac{1}{1.25} = 9805.12 \text{ daN} \end{array} \right.$$

Donc : $P_{Rd} = 8753.82 \text{ daN}$

D'où le nombre des connecteurs N est :

$$N = \frac{V_l}{P_{Rd}} = \frac{51059.09}{8753.82} = 5.8 = 6 \text{ goujon}$$

Soit **N = 6** goujons sur la demi longueur de la poutre ; c'est-à-dire **12 goujons** sur la longueur totale de la poutre.

V.7.4. Calcul de l'espacement entre les goujons (EC4 6.1.3) :

Le nombre de connecteur N est uniformément réparti sur une longueur critique L_{cr} .

Cette dernière est la longueur entre deux sections transversales critiques.

Selon l'EC4.4.1.2, une section transversale critique comprend :

- Une section de moment fléchissant maximum.
- Une section sur appuis

Le moment fléchissant max se trouve au milieu des solives.

Donc : $L_{cr} = \frac{L}{2}$ Alors l'espacement des connecteurs S est :

$$S = \frac{L_{cr}}{N} = \frac{L}{2N} = \frac{400}{2 \times 6} = 33.33 \text{ cm}$$

Donc l'espacement entre les goujons est **S = 33.33 cm**.

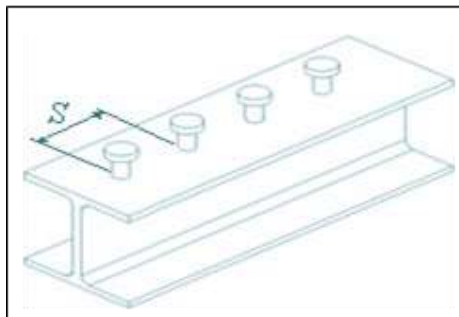


Figure V-7: Distance entre goujons

V.7.5. Conclusion :

A travers cette étude nous avons calculé le plancher mixte réalisé avec une dalle en béton d'épaisseur 14cm posée sur des solives **IPE180**.

La liaison entre la dalle et les solives est assurée par des connecteurs de diamètre 22mm, espacés de **33.33cm** entre eux.

VI.Introduction :

Les contreventements sont des dispositifs conçus pour reprendre les efforts dus au vent, séisme, freinage longitudinal du pont roulant et de les acheminer vers les fondations. Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants (poutres au vent), et en façade (palées de stabilité).

VI.1. Rôle des systèmes de contreventement :

Les contreventements ont pour fonctions principales de :

- Reprendre et de transmettre jusqu'aux fondations les efforts dus aux actions latérales ou horizontales causés par : le vent, le séisme, les explosions, les chocs de véhicules, la poussée des terres...
- Empêcher de grandes déformations (ou de limiter les déplacements horizontaux) sous l'effet de ces actions.
- Jouer un rôle important vis-à-vis des phénomènes d'instabilité en réduisant les risques de flambement et de déversement. En effet, 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.
- Possèdent un rôle important dans les problèmes de vibration de la construction, dans son ensemble ou dans des éléments élancés de cette construction et ce, en modifiant la période fondamentale. Ce qui permet d'éviter le phénomène de résonnance.

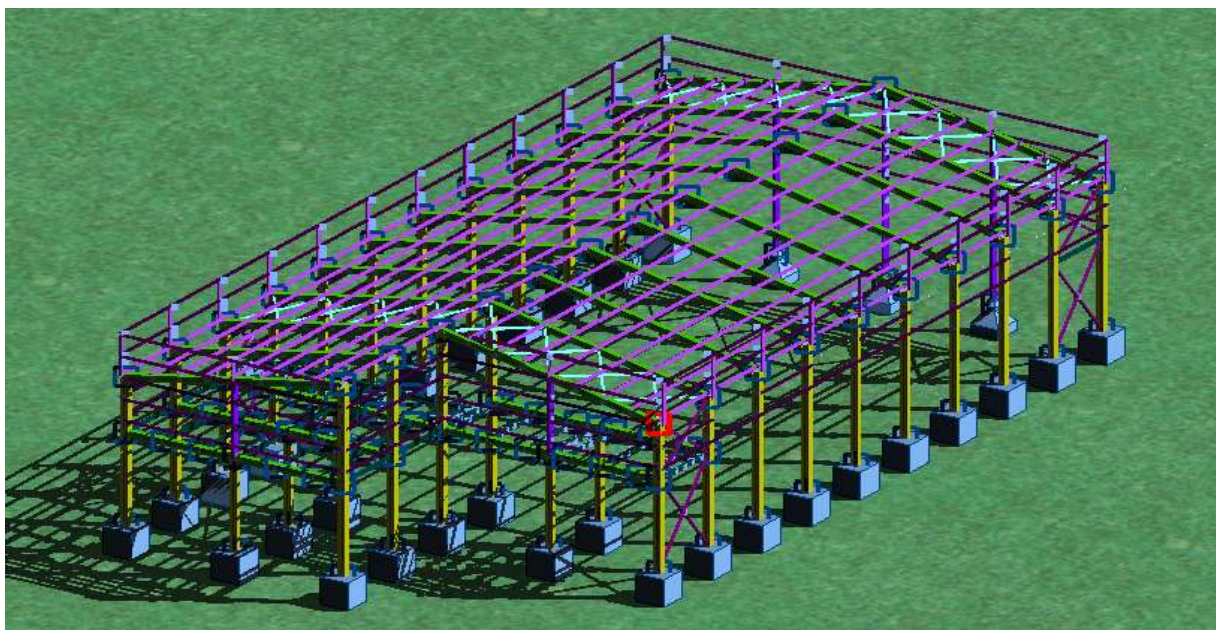


Figure VI-1 : Dispositions des contreventements vus en 3D

VI.2. Contreventements de toiture (poutre au vent) :

Les contreventements sont disposés généralement suivant les versants de la toiture. Ils sont placés le plus souvent dans les travées de rive. Leurs diagonales sont généralement des cornières doubles qui sont fixées sur la traverse (ou ferme). Leur rôle principal est de transmettre les efforts du vent du pignon aux fondations.

VI.2.1. Calcul de la poutre au vent en pignon :

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.

Le calcul des poutres à treillis repose sur les hypothèses suivantes :

- Les nœuds sont considérés comme des articulations, même si les barres sont assemblées par des cordons de soudure qui sont loin d'une articulation.
- Les axes des barres sont concourants aux nœuds.
- Les charges sont considérées concentrées et appliquées au droit des nœuds (pour n'avoir que des barres sollicitées par des efforts normaux).

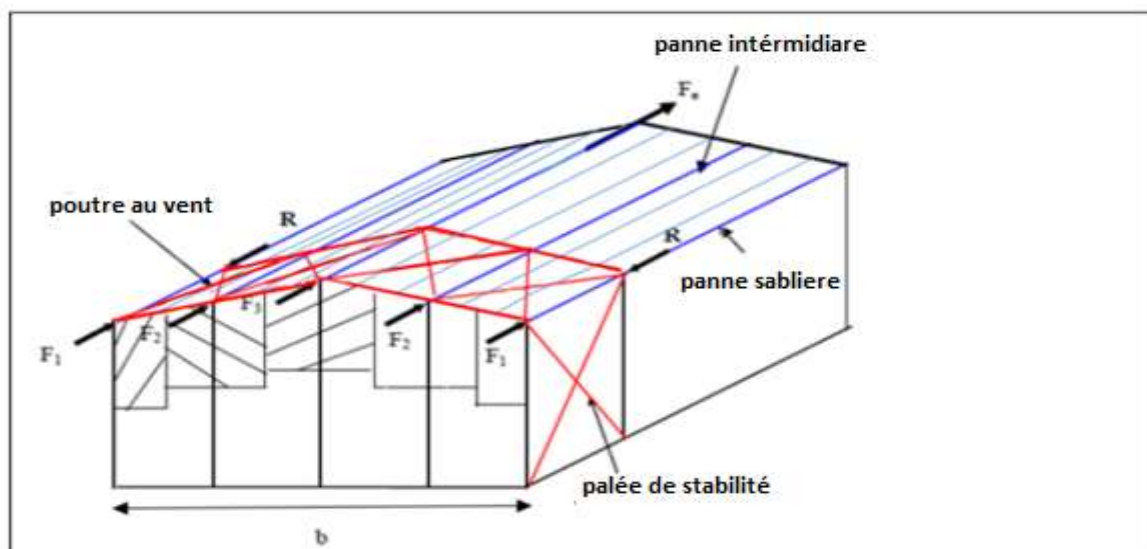


Figure VI-2 : Effort du vent sur le pignon

VI.2.1.1. Evaluation des efforts dans la poutre au vent :

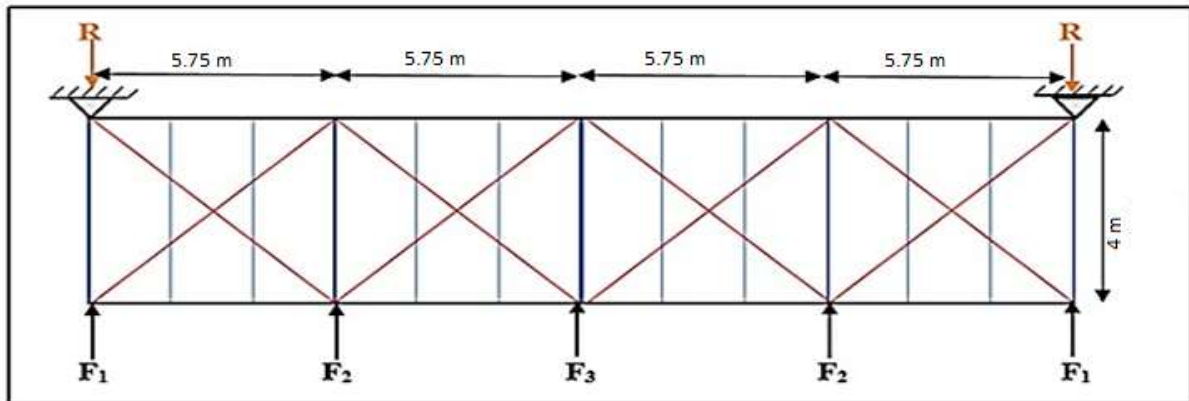


Figure VI-3: Schéma statique de la poutre au vent

D'après l'étude au vent (chapitre 2) :

– La valeur de C_{pe} est donnée ci-dessous



➤ Le coefficient de réduction :

$$\Sigma C_r = C_{pe}(d) + C_{pe}(E) = 0.8 + 0.3 = 1.1$$

➤ La pression du vent :

$$V = Ph = C_d * qh * \Sigma C_r = 1 * 64.54 * 1.1 = 70.99 \text{ daN Avec : } C_d = 1$$

a- Calcul des efforts horizontaux F_i :

$$F_1 = \left(V * \frac{h_1}{2} * \frac{b}{8} \right) + \frac{F_e}{8} = \left(70.99 * \frac{8}{2} * \frac{23}{8} \right) + \frac{2439.05}{8} = 1121.26 \text{ daN}$$

$$F_2 = \left(V * \frac{h_2}{2} * \frac{b}{4} \right) + \frac{F_e}{4} = \left(70.99 * \frac{8.75}{2} * \frac{23}{4} \right) + \frac{2439.05}{4} = 2395.60 \text{ daN}$$

$$F_3 = \left(V * \frac{h_3}{2} * \frac{b}{4} \right) + \frac{F_e}{4} = \left(70.99 * \frac{9.64}{2} * \frac{23}{4} \right) + \frac{2439.05}{4} = 2577.25 \text{ daN}$$

VII.2.1.2. Calcul des réactions d'appuis :

• Par la méthode des coupures :

Par la méthode de coupures, on établit que l'effort F_d dans les diagonales d'extrémité (les plus

sollicitées) est donné comme suit : $F_d \cdot \cos \theta + F_1 = R$

$$\text{Avec : } R = \frac{2F_1 + 2F_2 + F_3}{2}$$

$$= \frac{2 * 1121.26 + 2 * 2395.6 + 2577.25}{2}$$

$$R = 4805.48 \text{ daN}$$

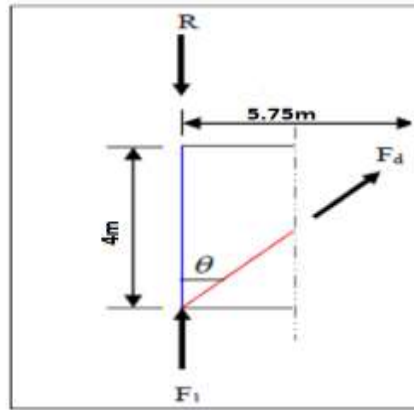


Figure VI-4: L'effort F_d dans la diagonale d'extrémité

- **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 grands élancements, elles tendent flamber sous faibles efforts. Suivant le sens du vent (paroi D ou paroi E), c'est l'une ou l'autre des diagonales qui est tendue. Le contreventement du versant est une poutre à treillis supposée horizontal.

$$F_d \cdot \cos \theta + F_1 = R \text{ avec } R = 4805.48 \text{ daN et } F_1 = 1121.26 \text{ daN}$$

$$\tan \theta = \frac{5.75}{4} \rightarrow \theta = \arctg \frac{5.75}{4} = 55.17^\circ$$

D'où :

$$F_d = \frac{R - F_1}{\cos \theta} = \frac{4805.48 - 1121.26}{\cos 55.17} = 6450.60 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1.5 * F_d = 1.5 * 6450.6 = 9675.9 \text{ daN}$$

- **Section diagonale :**

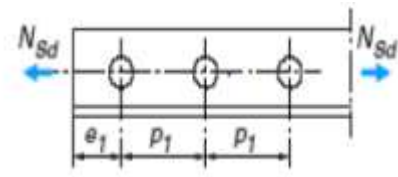
Calcul de la section brute A :

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} * \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{96.75 * 1.1}{23.5} = 4.52 \text{ cm}^2$$

Donc on opte une barre de cornière égale : L60*60*4 ($A = 4.71 \text{ cm}^2$) avec un boulon de 12 mm et trous de 13 mm

- Section nette

$$A_{net} = 4.71 - 0.4 * 1.3 = 4.19 \text{ cm}^2$$



VII.2.1.3. Vérification à la résistance ultime de la section nette :

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

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}$$

Où β est le coefficient minorateur donné dans le tableau-1- en fonction de l'entraxe P_1 des trous.

Tableau VI-1 : Coefficients minorateurs β_1 et β_2

Tableau – coefficients minorateurs β_1 et β_2		
Entraxe p_1	$\leq 2.5 d_0$	$\geq 5.0 d_0$
β_2 (boulons)	0.4	0.7
β_2 (3 boulons ou plus)	0.5	0.7

On prend : une attache de 2 boulon avec $p_1 = 100 \text{ mm}$; $e_1 = 25 \text{ mm}$

$$\left. \begin{array}{l} p_1 = 100 \text{ mm} > 5.0 d_0 = 5 \times 13 = 65 \text{ mm} \\ \text{Avec : } d_0 = 13 \text{ mm} \text{ diamètre des trous} \end{array} \right\} \beta = \beta_2 = 0.7$$

$$\Rightarrow N_{u,Rd} = \frac{\beta A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.7 \cdot 4.19 \cdot 3600}{1.25} = 8447.04 \text{ daN}$$

On a $N_{sd} = 9675.9 \text{ daN} > N_{u,Rd} = 8447.04 \text{ daN}$ non vérifié

Donc dans ce cas on augmente la section de la cornière

Soit : une cornière égale : L60*60*5 ($A = 5.82 \text{ cm}^2$)

$$\text{Avec : } A_{net} = 5.82 - 0.5 * 1.3 = 5.17 \text{ cm}^2$$

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.7 \cdot 5.17 \cdot 3600}{1.25} = 10422.72 \text{ daN} .$$

On a $N_{sd} = 9675.9 \text{ daN} < N_{u,Rd} = 10422.72 \text{ daN}$ vérifié .

VI.3.1. Conclusion :

Une cornière isolée de L60×60×5 avec boulon de 12 mm et trous de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent.

VI.3. Vérification des pannes (montant de la poutre au vent) à la sécurité :

Les montants de la poutre au vent sont des pannes qui travaillent à la flexion déviée sous l'action de charge verticales, et en outre à la compression sous (F), on doit donc vérifier les pannes à la flexion déviée composée. Les formules de vérification sont les suivantes :

VI.4.1. flexion composée déviée (bi axiale) :

Vérification de la section a la résistance :

Section de classes 1 et 2 :

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{Ny,Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{Nz,Rd}} \right)^\beta \leq 1.0$$

Avec : $\alpha=2$ Et $\beta=5n \geq 1$

$$\checkmark M_{Ny,Rd} = M_{ply,Rd} \left[\frac{1-n}{1-0.5a} \right]$$

$$\checkmark M_{Nz,Rd} = M_{plz,Rd} [1 - ((n - a)/(1 - a))^2]$$

$A_w = A - 2bt_f$ (aire de l'âme)

$$\alpha = \min(A_w/A; 0.5)$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{et} \quad M_{plz,Rd} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

- Charges et surcharges revenant à la panne intermédiaire :

Flexion déviée : (voir calcul des pannes)

$$G = 35 \text{ daN/ml}$$

$$N = 38.07 \text{ daN/ml}$$

Compression : (voir les calculs de contreventement)

$$V = F2 = 2395.6 \text{ daN}$$

a- **Combinaison des charges :**

- $1.35G + 1.35N + 1.35V$
- $Q_{sd} = 1.35G + 1.35N$

$$\blacksquare N_{sd} = 1.35V$$

$$Q_{sd} = 1.35G + 1.35N = 1.35 * 35 + 1.35 * 38.07 = 98.64 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z, sd} = Q_{sd} \cos \alpha = 96.72 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y, sd} = Q_{sd} \times \sin \alpha = 19.34 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times l^2}{8} = \frac{96.72 \times (4)^2}{8} = 193.44 \text{ daN.m}$$

$$M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd} \times (l/2)^2}{8} = \frac{19.34 \times (2)^2}{8} = 9.67 \text{ daNm}$$

$$N_{sd} = 1.35V = 1.35 * 2395.6 = 3234.06 \text{ daN}$$

Tableau VI-2 : Dimension et caractéristique de IPE 120

Profilé IPE 120	Dimensions						Caractéristiques de calcul						Moment D'inertie De torsion	moment d'inertie de gauchissement
	H	b	t _w	t _f	r	d	W _{pl,y}	W _{pl,z}	A _{v,z}	A _{v,y}	I _y	I _z	I _t	I _w
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm ³	cm ³	cm ²	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁴
	120	64	4.4	6.3	7.0	93.4	60.7	13.6	6.31	8.6	318	27.7	1.74	0.89

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{13.2 * 2350}{1.1} = 28200 \text{ daN}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{60.7 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 1296,8 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{13.6 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 290,54 \text{ daN.m}$$

b- Incidence de l'effort tranchant :

Si $V_{sd} < 0.5 V_{plrd} \Rightarrow$ il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant

Remarque : à mi-travée la valeur du moment fléchissant est maximale et la valeur de l'effort tranchant est nulle, donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

c- Incidence de l'effort normal :

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

$$0.25N_{pl,Rd} = 0.25 * 28200 = 7050 daN$$

$$A_w = A - 2bt_f = 13.2 - 2 * 6.4 * 0.63 = 5.13 cm^2$$

$$\frac{0.5A_w f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0.5 * 5.136 * 2350}{1.1} = 5486.2 daN$$

$$N_{sd} = 3234.06 daN \leq \min(7050; 5486.2) = 5486.2 daN$$

L'incidence de l'effort normal sur le moment résistance peut être négligée. Pas de réduction de moment de résistance plastique :

$$M_{Ny,Rd} = M_{ply,Rd}$$

$$M_{Nz,Rd} = M_{plz,Rd}$$

- La formule de vérification est la suivante :

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \right]^\beta \leq 1.0$$

Pour les sections en **I** et **H**: $\alpha = 2$ et $\beta = 5n \geq 1$

$$\text{Avec : } n = \frac{N_{sd}}{M_{pl,Rd}} = \frac{3234.06}{28200} = 0.11$$

$$\beta = 5n = 5 * 0.11 = 0.57$$

$$\left[\frac{193.44}{1296.8} \right]^2 + \left[\frac{9.67}{290.54} \right]^1 = 0.055 \leq 1.0 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

VI.4. Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à l'instabilité :

Déversement = Flambement latéral + Rotation de la section transversale.

- **Semelle supérieure :**

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendantes est susceptible de déverser. Vu qu'elle est fixée à la toiture, il n'y a donc pas risque de déversement.

- **Semelle inférieure :**

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée.

Combinaison à l'ELU :

$$\begin{aligned}
 &G-1.5V \\
 &Q_{zsd} = G \cos \alpha - 1.5V \\
 &Q_{ysd} = 1.35G \sin \alpha \\
 &N_{sd} = 1.5V'
 \end{aligned}$$

Avec :

$G = 35 \text{ daN/ml}$ charge permanente

$V = -155.85 \text{ daN/ml}$: vent de soulèvement (voir calcul des pannes)

$V' = 2395.6 \text{ daN}$: effort de compression du vent revenant à la panne intermédiaire (motant de la poutre au vent)

Charge de flexion : voir calcul des pannes

$$Q_{ysd} = 1.35G \sin \alpha = 1.35 * 35 \sin 11.31 = 9.26 \text{ daN/ml} \leftarrow$$

$$Q_{zsd} = G \cos \alpha - 1.5V = 35 \cos 11.31 - 1.5 * 155.85 = -199.45 \frac{\text{daN}}{\text{ml}} \uparrow \text{ (soulèvement)}$$

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l^2}{8} = \frac{199.45 \times (4)^2}{8} = 398.9 \text{ daN.m}$$

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{y.sd} \times (l/2)^2}{8} = \frac{9.26 \times (2)^2}{8} = 4.63 \text{ daNm}$$

Charge de compression :

(voir calcul des contreventements)

$$V' = F_2 = 2395.6 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1.5V' = 1.5 * 2395.6 = 3593.4 \text{ daN}$$

- **Les formules de vérification aux instabilités sont les suivantes :**

- Flexion déviée composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} + \frac{k_z \cdot M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \leq 1.0$$

- Flexion déviée compose avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y.sd}}{\chi_{LT} M_{ply.Rd}} + \frac{k_z \cdot M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \leq 1.0$$

- ✓ **Calcul de coefficient de réduction χ_{min} :**

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

🚦 **Flambement par rapport à l'axe fort yy' (dans le plan) :**

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

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

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{(\beta_w)} ; (\beta_w = 1) \text{ car la section est de classe 01}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{400}{4.90} = 81.63$$

Et :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \cdot 10^4}{2350} \right]^{0.5} = 93.9 : \text{élancement Eulérien}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{81.63}{93.9} = 0.86$$

courbe de flambement :

$$\begin{cases} h/b = 120/64 = 1.875 > 1.2 \\ t_f = 6.4 < 40 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow \text{courbe de flambement (a)} (\alpha = 0.21)$$

axe du flambement y - y

$$\bullet \quad \phi_y = 0.5 [1 + 0.21(0.86 - 0.2) + 0.86^2] = 0.93$$

$$\bullet \quad \chi_y = \frac{1}{0.93 + [0.93^2 - 0.86^2]^{0.5}} = 0.7788$$

🚦 **Flambement par rapport à l'axe faible Z-Z (hors du plan)**

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}}$$

Avec

$$\bullet \quad \phi_z = 0.5 \left[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2 \right]$$

$$\bullet \quad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \sqrt{(\beta_w)} ; (\beta_w = 1) \text{ car la section est de classe 01}$$

Et :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \cdot 10^4}{2350} \right]^{0.5} = 93.9 : \text{élancement Eulérien}$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{200}{1.45} = 137.93$$

$$\overline{\lambda}_z = \frac{137.93}{93.9} = 1.46$$

Le tableau 5.5.3 de l'eurocode 3 ; partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section :

➤ Courbe de flambement :

$$\begin{cases} h/b = 120/64 = 1.875 > 1.2 \\ t_f = 6.4 < 40 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow \text{courbe de flambement (b)} (\alpha = 0.34)$$

axe du flambement z - z

(Tableau (5- 5-1) Eurocode 03)

- $\phi_z = 0.5[1 + 0.34(1.46 - 0.2) + 1.46^2] = 1.78$

- $\chi_z = \frac{1}{1.78 + [1.78^2 - 1.46^2]^{0.5}} = 0.3573$

$$\chi_{min} = \text{Min}(\chi_y; \chi_z) = \min(0.7788; 0.3573) = 0.3573$$

calcul de l'élancement réduit vis-à-vis de déversement :

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

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} * (\sqrt{\beta_w}) \quad \text{avec} \quad \beta_w = 1$$

- ❖ $\lambda_1 = 0.93\varepsilon$ et $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

- ❖ $\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$ avec $i_z = 1.45$, $h = 12 \text{ cm}$, $t_f = 0.63$

$$\lambda_{LT} = \frac{200/1.45}{1.88^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{200/1.45}{12/0.63} \right)^2 \right]^{0.25}} = 72.92$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{72.92}{93.9} = 0.7765 > 0.4 \dots \dots \dots \text{il y'a risque de déversement}$$

C1 = 1.88 (poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{section laminée: } \alpha_{LT} = 0,21 \\ h/b = 120/64 = 1.875 < 2 \end{array} \right. \quad \text{Courbe du flambement a}$$

La valeur de χ_{LT} pour l'élancement réduit $\overline{\lambda}_{LT}$ est déterminée à partir de la formule (5.49) de l'Eurocode3 :

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

$$\text{Et : } \phi_{LT} = 0.5[1 + \alpha_{LT}(\overline{\lambda}_{LT} - 0.2) + \overline{\lambda}_{LT}^2] = 0.5[1 + 0.21(0.77 - 0.2) + 0.77^2] = 1.21$$

$$\Rightarrow \chi_{LT} = \frac{1}{1.21 + [1.21^2 - 0.77^2]^{0.5}} = 0.46$$

Calcul des coefficients K_y :

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

$$k_{zy} = 0.6k_{yy}$$

Avec :

C_{my} : est le facteur de moment équivalent pour tenir compte de la forme du diagramme du moment fléchissant

Charge uniformément répartie : $\rightarrow C_{my} = 0.95$

- $k_{yy} = \min \left[0.95 \left(1 + [0.86 - 0.2] \frac{3593.4}{0.77 * 28200} \right); 0.95 \left(1 + 0.8 \frac{3593.4}{0.77 * 28200} \right) \right]$
- $k_{yy} = \min[1.05; 1.07] = 1.05$
- $k_{zy} = 0.6k_{yy} = 0.6 * 1.05 = 0.63$
- $N_{by,Rd} = \chi_y * N_{pl,Rd} = 0.77 * 28200 = 19740 \text{ daN}$
- $N_{bz,Rd} = \chi_z * N_{pl,Rd} = 0.35 * 28200 = 9870 \text{ daN}$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} * \beta_w * \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma_{M1}} = \chi_{LT} * M_{ply,Rd} \quad (\text{Formule 5,48 de l'eurocode3})$$

$\beta_w = 1$; Section de classe 01.

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} * M_{ply,Rd} = 0.46 * 1296.8 = 596.52 \text{ daN.m}$$

➤ **Vérification au flambement (dans le plan) avec risque de flambement :**

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

$$\frac{3593.4}{19740} + \frac{1.05 * 398.9}{596.52} = 0.88 \leq 1 \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification au déversement (hors le plan) avec risque de déversement :**

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

$$\frac{3593.4}{9870} + \frac{0.63 * 398.9}{596.52} = 0.78 \leq 1 \dots \text{condition vérifiée.}$$

VI.6.1. conclusion :

Les pannes en **IPE120** sont vérifiées à la sécurité.

VI.9. Calcul de la palée de stabilité en long pan :

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts du vent sur pignons 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.

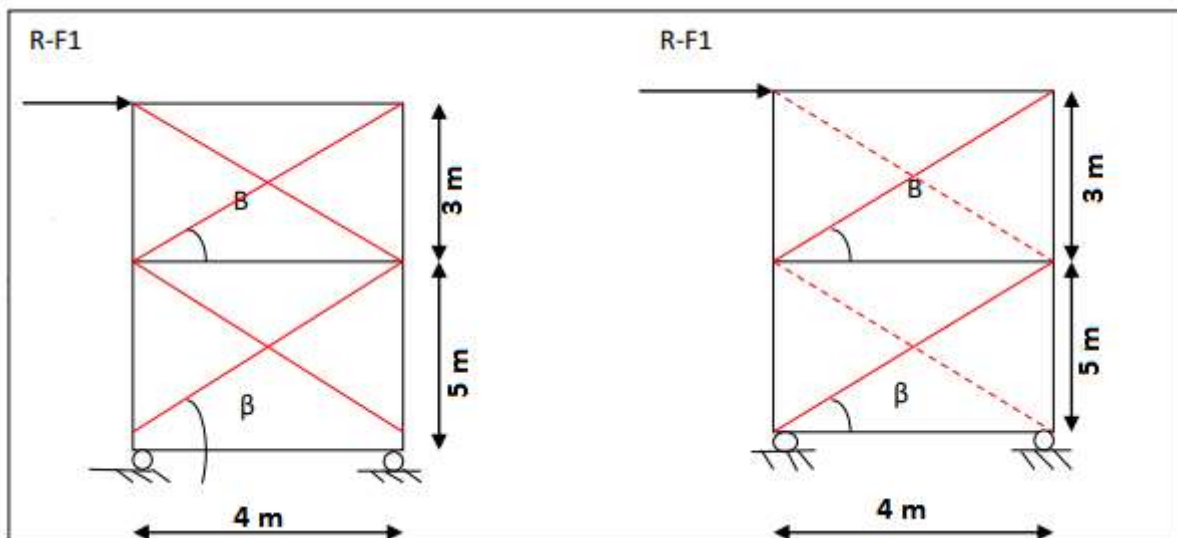


Figure VI- 5: Palier de stabilité suivant le long pan.

➤ **Effort de traction dans les diagonales :**

Par la méthode des coupures

$$N \cdot \cos \theta = R - F_1 \text{ avec } R = 4805.48 \text{ daN et } F_1 = 1121.26 \text{ daN}$$

$$\tan \beta = \frac{5}{4} \rightarrow \beta = \arctg \frac{5}{4} = 51.34^\circ$$

D'où :

$$N = \frac{R - F_1}{\cos \beta} = \frac{4805.48 - 1121.26}{\cos 51.34} = 5897.62 \text{ daN}$$

- **Section diagonale :**

Calcul de la section brute A :

$$N_{sd} = 1.5 * N = 1.5 * 5897.62 = 8846.43 \text{ daN}$$

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} * \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{88.46 * 1.1}{23.5} = 4.14 \text{ cm}^2$$

Donc on opte une barre de cornière égale : L45*45*5 (A = 4.30 cm²) avec un boulon de 12 mm et trous de 13 mm .

- **Section nette**

$$A_{net} = 4.30 - 0.5 * 1.3 = 3.65 \text{ cm}^2$$

VI.12.1. Vérification à la résistance ultime de la section nette :

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

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}$$

Où β est le coefficient min orateur donné dans le tableau-1- en fonction de l'entraxe P1 des trous.

Exemple : une attache de 3 boulon ou plus avec $p_1 = 100 \text{ mm}$; $e_1 = 25 \text{ mm}$

$$\left. \begin{array}{l} p_1 = 100 \text{ mm} > 5.0 d_0 = 5 \times 13 = 65 \text{ mm} \\ \text{Avec : } d_0 = 13 \text{ mm} \text{ diamètre des trous} \end{array} \right\} \beta = \beta_2 = 0.7$$

$$\Rightarrow N_{u,Rd} = \frac{\beta A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.7 * 3.65 * 3600}{1.25} = 7358.4 \text{ daN}$$

On a $N_{sd} = 8846.43 \text{ daN} > N_{u,Rd} = 7358.4 \text{ daN}$ non vérifié

Donc dans ce cas on augmente la section de la cornière

Soit : une cornière égale : L50*50*6 ($A = 5.69 \text{ cm}^2$)

Avec : $A_{net} = 5.69 - 0.6 * 1.3 = 4.91 \text{ cm}^2$

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.7 * 4.91 * 3600}{1.25} = 9898.56 \text{ daN} .$$

On a $N_{sd} = 8846.43 \text{ daN} < N_{u,Rd} = 9898.56 \text{ daN}$ vérifié .

VI.5.2. Conclusion :

Une cornière isolée de L50*50*6 avec des boulons de 12 mm et des trous de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la palée de stabilité.

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 appropriés. Cette étude s'appuie sur les règles parasismiques algériennes RPA /2003.



Figure VII.1 : distribution de palée de stabilité sur l'ouvrage

VII.1. Notions de sismologie :

Un séisme correspond à une vibration du sol provoquée par une libération soudaine d'énergie de déformation.

L'activité sismique est due principalement à la nature géologique de la région maghrébine et à ses caractéristiques tectoniques à la frontière des plaques africaines et eurasiennes qui est en mouvement compressif permanent.

Le séisme se manifeste par une série de secousses brutales et violentes qui ébranlent le sol, leurs effets sont souvent catastrophiques. Ces secousses sismiques imposent aux constructions des accélérations particulières, il en résulte des efforts pouvant s'exercer suivant des directions quelconques.

VII.2. Méthode de calcul :

Pour le calcul et la vérification des bâtiments courants, le Règlement Parasismique Algérien (**RPA99. VERSION 2003.Art 4.1.2**) nous propose trois méthodes de calcul pour évaluer la force sismique.

- ❖ La méthode statique équivalente (MSE).
- ❖ La méthode d'analyse spectrale.
- ❖ La méthode d'analyse dynamique par accélérographes.

a) Choix de la méthode :

Dans le cas de notre hangar étudié vu l'irrégularité en plan, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique. Cette dernière d'après le RPA99/version 2003 peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Rappelons que le principe de la méthode d'analyse modale spectrale est de rechercher pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

L'action sismique est simulée grâce à un spectre de réponse. Le comportement supposé élastique de la structure, permet le calcul des modes propres.

b) Caractéristiques du hangar étudié :

- ✓ Wilaya d'implantation : Tizi-ouzou ,commune de Boghni.
- ✓ Zone IIa : sismicité moyenne.
- ✓ Groupe d'usage 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne.
- ✓ Catégorie du site : Site 3 (sol meuble).

c) Nombre des modes considérer (RPA99/2003) :

D'après le RPA99/2003 (article 4.3.4 [2]) : pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonale, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à

90% au moins de la masse totale de la structure.

- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
21/ 7	2.42	0.41	42.76	0.97	#ind#	0.01	0.00	#ind#	94814.15	94814.15	0.0
21/ 8	2.45	0.41	42.76	0.97	#ind#	0.00	0.01	#ind#	94814.15	94814.15	0.0
21/ 9	2.77	0.36	47.72	0.96	#ind#	4.96	0.00	#ind#	94814.15	94814.15	0.0
21/ 10	3.35	0.30	50.42	1.03	#ind#	2.89	0.05	#ind#	94814.15	94814.15	0.0
21/ 11	3.77	0.27	50.46	79.50	#ind#	0.04	76.50	#ind#	94814.15	94814.15	0.0
21/ 12	4.01	0.25	66.74	79.71	#ind#	16.26	0.19	#ind#	94814.15	94814.15	0.0
21/ 13	4.35	0.23	91.02	79.71	#ind#	34.28	0.00	#ind#	94814.15	94814.15	0.0
21/ 14	4.89	0.20	93.37	79.76	#ind#	2.35	0.05	#ind#	94814.15	94814.15	0.0
21/ 15	4.98	0.20	93.78	82.34	#ind#	0.40	2.58	#ind#	94814.15	94814.15	0.0
21/ 16	5.42	0.18	93.92	82.36	#ind#	0.14	0.02	#ind#	94814.15	94814.15	0.0
21/ 17	5.63	0.18	93.93	82.36	#ind#	0.02	0.00	#ind#	94814.15	94814.15	0.0
21/ 18	5.75	0.17	93.94	83.28	#ind#	0.01	0.03	#ind#	94814.15	94814.15	0.0
21/ 19	6.46	0.15	93.94	83.43	#ind#	0.00	0.15	#ind#	94814.15	94814.15	0.0
21/ 20	7.36	0.14	94.33	85.41	#ind#	0.39	1.98	#ind#	94814.15	94814.15	0.0
21/ 21	7.75	0.13	94.33	85.41	#ind#	0.00	0.00	#ind#	94814.15	94814.15	0.0
21/ 22	7.88	0.13	94.45	85.42	#ind#	0.12	0.01	#ind#	94814.15	94814.15	0.0
21/ 23	7.96	0.13	94.85	85.49	#ind#	0.39	0.06	#ind#	94814.15	94814.15	0.0
21/ 24	8.05	0.12	95.26	85.67	#ind#	0.41	0.19	#ind#	94814.15	94814.15	0.0
21/ 25	8.15	0.12	95.41	85.68	#ind#	0.15	0.01	#ind#	94814.15	94814.15	0.0
21/ 26	8.24	0.12	95.41	85.88	#ind#	0.01	0.00	#ind#	94814.15	94814.15	0.0
21/ 27	8.36	0.12	95.68	85.71	#ind#	0.27	0.03	#ind#	94814.15	94814.15	0.0
21/ 28	8.58	0.12	95.68	85.76	#ind#	0.00	0.05	#ind#	94814.15	94814.15	0.0
21/ 29	8.58	0.12	95.68	85.76	#ind#	0.00	0.02	#ind#	94814.15	94814.15	0.0
21/ 30	8.80	0.11	95.69	86.04	#ind#	0.01	0.26	#ind#	94814.15	94814.15	0.0
21/ 31	9.12	0.11	95.86	86.04	#ind#	0.17	0.00	#ind#	94814.15	94814.15	0.0
21/ 32	9.43	0.11	95.92	86.27	#ind#	0.06	0.23	#ind#	94814.15	94814.15	0.0
21/ 33	9.61	0.10	96.01	87.26	#ind#	0.09	0.09	#ind#	94814.15	94814.15	0.0
21/ 34	9.87	0.10	96.12	87.62	#ind#	0.11	0.56	#ind#	94814.15	94814.15	0.0
21/ 35	10.08	0.10	96.22	88.74	#ind#	0.10	0.92	#ind#	94814.15	94814.15	0.0
21/ 36	10.87	0.09	96.27	89.24	#ind#	0.05	0.50	#ind#	94814.15	94814.15	0.0
21/ 37	10.83	0.09	96.33	89.66	#ind#	0.06	0.42	#ind#	94814.15	94814.15	0.0
21/ 38	11.21	0.09	96.96	97.21	#ind#	0.63	7.56	#ind#	94814.15	94814.15	0.0

Le nombre de mode à prendre en considération est de 38 modes, car c'est à ce mode que le 90% de mobilisation de masse modale effective dans les deux directions sont atteinte (Art 4.3.4 du RPA 2003).

VII.3. Spectre de réponse de calcul :

Le RPA99/version 2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0.3s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 0.3s \end{cases}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

R : coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

Dans notre cas ,on a un portique en acier et un remplissage léger donc: $\xi=4\%$

D'où : $\eta = 1.08$ Vérifié

A =0.15 (tableau 4.1 RPA99/version2003).

R= 4 (ossature contreventé par palées triangulées en X - tableau 4.3 RPA99/version2003).La structure à étudier est implantée dans un site de catégorieS3 (site meuble).

$T_1 = 0.15s$ Et $T_2 = 0.15s$ (tableau 4.7RPA99/version 2003).

VII.4. Calcul de la force sismique totale :

D'après l'article 4.2.3 de RPA99 version 2003, la force sismique totale V qui s'applique a la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

- ✓ V : Effort tranchant à la base du bâtiment.
- ✓ A: coefficient d'accélération des zones.
- ✓ D: facteur d'amplification dynamique moyen.
- ✓ Q: facteur de qualité.
- ✓ R: coefficient de comportement global de la structure.

✓ W : poids de la structure.

1. Coefficient d'accélération de zone A :

Le coefficient "A" dépend du groupe d'usage de l'ouvrage et de la zone sismique, où il sera implanté.

- Groupe d'usage de l'ouvrage: groupe 2.
- Zone sismique: Zone IIa.

D'après le tableau 4.1 de RPA 99 version 2003

On obtient $A = 0.15$

2. Facteur d'amplification dynamique moyen D :

Le facteur d'amplification dynamique moyen est donné en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3\text{sec} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3\text{sec} \end{cases} \quad \text{Tableau .4.2 page 38 RPA99}$$

Avec :

✓ T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site

S_3 : Site meuble d'après le tableau 4-7 $\rightarrow T_2 = 0.5$ (s)

✓ η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad \text{Formule 4.3 page 38 RPA99V2003}$$

Avec :

✓ ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. (tableau 4.2) page 38.

Dans notre cas :

Nous avons un portique en acier avec remplissage léger $\rightarrow \xi = 4\%$

$$D'où : \eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = \sqrt{7/(2 + 4)} = 1.08 \geq 0.7$$

Calcul du période fondamentale à l'aide des formules empirique :

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 :

$$T = C_t \times h^{3/4}$$

Avec :

- h: La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N). $h = 10.30\text{m}$.
- C_t : coefficient en fonction de système de contreventement et du type de remplissage. Donné par le tableau (4.6).

On a Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie : $C_t = 0.085$

$$\text{Donc : } T = 0.085 \times 10.30^{3/4} T = \mathbf{0.49s}$$

Calcul du T_2 :

T_2 est la période caractéristique, associée à la catégorie du site, donnée par le tableau 4.7

On a un sol de catégorie de 3 (S_3)

$$\rightarrow T_2 = 0.5(s)$$

$$\rightarrow T < T_2 D = 2.5\eta$$

Donc : **D = 2.7**

3. Facteur de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum P_q (\text{Formule (4.4)})$$

P_q : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q " satisfait ou non".

VII.4.1. Le tableau suivant donne les valeurs de pénalité P_q :

Tableau VII.1 : valeurs des pénalités

Critère Q	P_q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05
2. Redondance en plan	0.05
3. Régularité en plan	0
4. Régularité en élévation	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0
ΣP_q	0.15

$$Q = 1 + 0.15 = 1.15 \quad \text{Donc : } Q = 1.15$$

4- Coefficient de comportement global de la structure R :

$R=4$ (ossature contreventée par palées triangulées en X-
tableau 4.3 RPA99/version 2003). Et (Art. 8-4-2 RPA99 version 2003).

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (Art 4.13 du RPA99/2003).

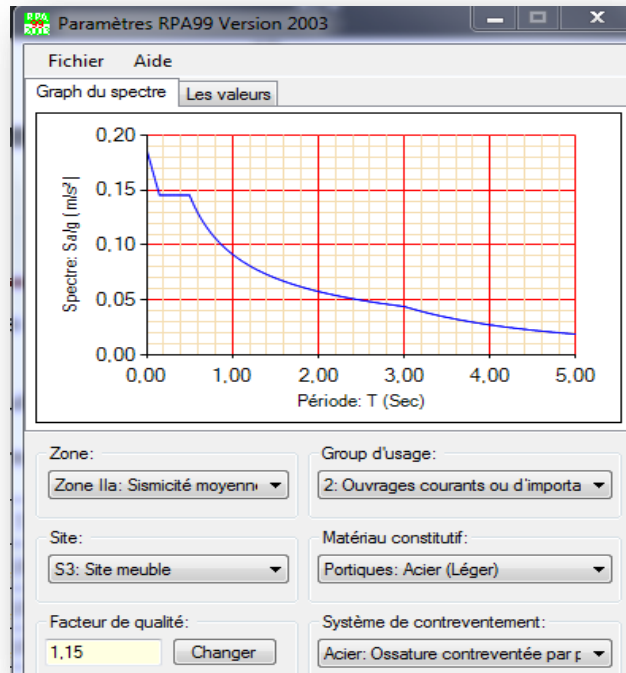
Site meuble S3

$$T_1 = 0,15s$$

$$T_2 = 0,50s$$

• Le spectre de réponse résultant est donné par le tableau et la figure ci-dessous :

T	S_a/g	T	S_a/g
0.00	0.188	2.45	0.05
0.01	0.185	2.50	0.05
0.05	0.174	2.95	0.045
0.10	0.160	3.00	0.044
0.50	0.146	3.45	0.035
0.55	0.137	3.50	0.034
0.95	0.095	3.95	0.028
1.00	0.092	4.00	0.027
1.45	0.072	4.45	0.023
1.50	0.070	4.50	0.022
1.95	0.059	4.95	0.019
2.00	0.058	5.00	0.019



5- Le poids de la structure W :

Il est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque étage (i) :

$$W = \sum W_i = \sum (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

Avec :

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celle des équipements fixés éventuels.

W_{Qi} : Poids du aux charges d'exploitations.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature de l'ouvrage donné par le tableau 4.5 Du RPA 99 V2003.

Avec : $\beta = 0.5$ (hangars; entrepôts).

✚ A l'aide de logiciel robot on peut déterminer directement le poids de la structure:

$$W_{Gi} = 59544 \text{ daN}$$

Tableau VII.2: Charges permanentes W_{Gi} de toute la structure.

Type	Nombre	Longueur [m]	Poids unitaire [kG/m]	Poids pièce [kG]	Poids total [kG]
ACIER					
CAE 60x6	32	4,96	5,43	26,91	861
IPE 120	4	1,15	10,37	11,93	48
IPE 120	22	2,3	10,37	23,86	525
IPE 120	171	4	10,37	41,5	7096
IPE 180	5	2,8	18,81	52,66	263
IPE 180	19	4	18,81	75,22	1429
IPE 180	2	8	18,81	150,44	301
IPE 180	1	11,5	18,81	216,26	216
IPE 270	2	4,15	36,08	149,73	299
IPE 270	2	9,15	36,08	330,13	660
IPE 270	1	10,3	36,08	371,62	372
IPE 360	2	5,5	57,11	314,12	628
IPE 360	6	5,75	57,11	328,4	1970
IPE 360	2	6	57,11	342,68	685
IPE 360	22	11,73	57,11	669,94	14739
IPE 400	9	5	66,33	331,64	2985
IPE 400	4	5,3	66,33	351,54	1406
IPE 400	22	8	66,33	530,62	11674
UPN 120	78	4	13,26	53,04	4137
UPN 120	20	11,5	13,26	152,48	3050
PS 2 CAE 70x7	8	2,5	14,76	36,9	295
PS 2 CAE 70x7	8	3,21	14,76	47,37	379
PS 2 CAE 70x7	4	5	14,76	73,79	295
PS 2 CAE 70x7	4	6,41	14,76	94,6	378
CAE 60x6	32	158,72	5,43	861,1	861
IPE 120	197	739,2	10,37	7668,28	7668
IPE 180	27	117,5	18,81	2209,64	2210
IPE 270	5	36,9	36,08	1331,35	1331
IPE 360	32	315,56	57,11	18022,59	18023
IPE 400	35	242,2	66,33	16064,61	16065
UPN 120	98	542	13,26	7186,61	7187
Totaux nets:					59544

❖ Charge d'exploitation :

- Portique103.6 daN/m²
- Mezzanine250 daN/m²

	W_{Gi} (daN)	W_{Qi} (daN)	βW_{Qi} (daN)	W_i (daN)
En tête de poteau	59544	103.6	51.8	59595.8
Plancher (mezzanine)	59544	250	125	59669
				$\sum w_i$ = 119234.8

Tableau VII.3: poids total de la structure.

❖ La force sismique à la base de la structure est :

- Sens transversal

$$V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 2.7 \times 1.15}{4} \times 119234.8 = 13883.4$$

Donc l'effort sismique global agissant à la base $V_x = 13883.4 \text{ daN}$

- Sens longitudinal

$$V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 2.7 \times 1.15}{4} \times 119234.8 = 13883.4$$

Donc l'effort sismique global agissant à la base $V_y = 13883.4 \text{ daN}$

VII.5. Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur :

On a la formule(4-11) de l'article 4.2.5del'RPA99version 2003.

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

F_i : Force horizontale appliquée au niveau i

F_t : La force concentrée au sommet de la structure ($F_t = 0$ car : $0 < T = 0,49s < 0,7$)

W : poids total de la structure.

V : la force sismique totale.

h : la hauteur de chaque niveau.

Et au niveau du plancher (mezzanine) $W_1 = 59669 \text{ daN}$.

Au niveau de tête de poteau $W_2 = 59595.8 \text{ daN}$.

1. Suivant le sens X :

Au niveau du plancher (mezzanine):

$$F_{1X} = \frac{13883.4 \times 59669 \times 5}{59669 \times 5 + 59595.8 \times 3} = 8681.11 \text{ daN}$$

Au niveau de tête de poteau :

$$F_{2X} = \frac{13883.4 \times 59595.8 \times 3}{59669 \times 5 + 59595.8 \times 3} = 5202.28 \text{ daN}$$

2. Suivant le sens Y :

Au niveau du plancher (mezzanine):

$$F_{1Y} = \frac{13883.4 \times 59669 \times 5}{59669 \times 5 + 59595.8 \times 3} = 8681.11 \text{ daN}$$

Au niveau de tête de poteau :

$$F_{2Y} = \frac{13883.4 \times 59595.8 \times 3}{59669 \times 5 + 59595.8 \times 3} = 5202.28 \text{ daN}$$

VII.5.1. Les sollicitations dues au vent plus défavorable (sens pignon) :

1. Suivant le sens X (face pignon) :

Au niveau du plancher (mezzanine) :

La surface d'influence $S_1 = 23 \times 5 = 115 \text{ m}^2$

$V = 103.90 \text{ daN/m}^2$ (chapitre 02)

$V_{1x} = 103.90 \times 115 = 11948.5 \text{ daN}$

Au niveau de tête de poteau :

La surface d'influence $S_2 = 26.45 + 23 \times 1.5 = 60.95 \text{ m}^2$

$V = 103.90 \text{ daN/m}^2$ (chapitre 02)

$V_{2x} = 103.90 \times 60.95 = 10073.10 \text{ daN}$

2. Suivant le sens Y (face long pan) :

Au niveau du plancher (mezzanine) :

$$\text{La surface d'influence } S_1 = 44 \times 5 = 220 \text{ m}^2$$

$$V = 103.90 \text{ daN/m}^2 \text{ (chapitre 02)}$$

$$V_{1y} = 103.90 \times 220 = 22858 \text{ daN}$$

Au niveau de tête de poteau :

$$\text{La surface d'influence } S_2 = 44 \times 1.5 + 581.9 = 647.9 \text{ m}^2$$

$$V = 103.90 \text{ daN/m}^2 \text{ (chapitre 02)}$$

$$V_{2y} = 103.90 \times 647.9 = 67316.81 \text{ daN}$$

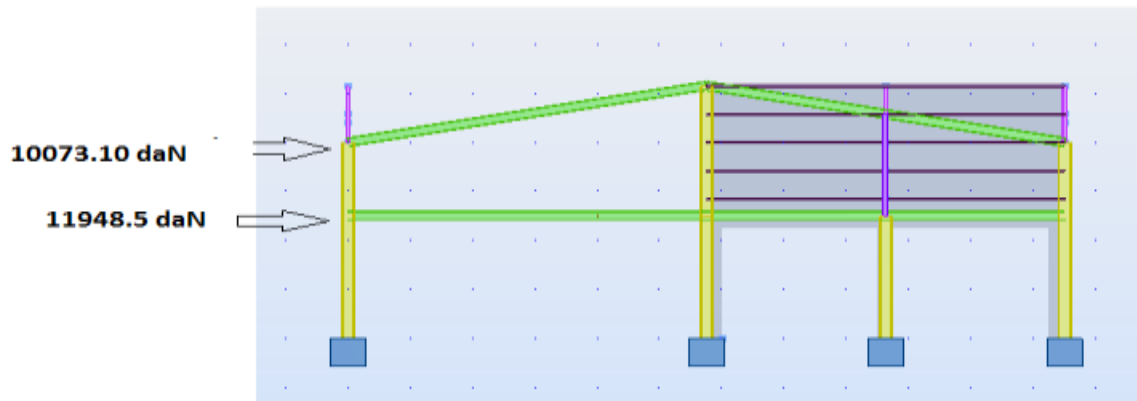


Figure VII.2: Distribution des forces sismique par portique mixte (sens transversal).

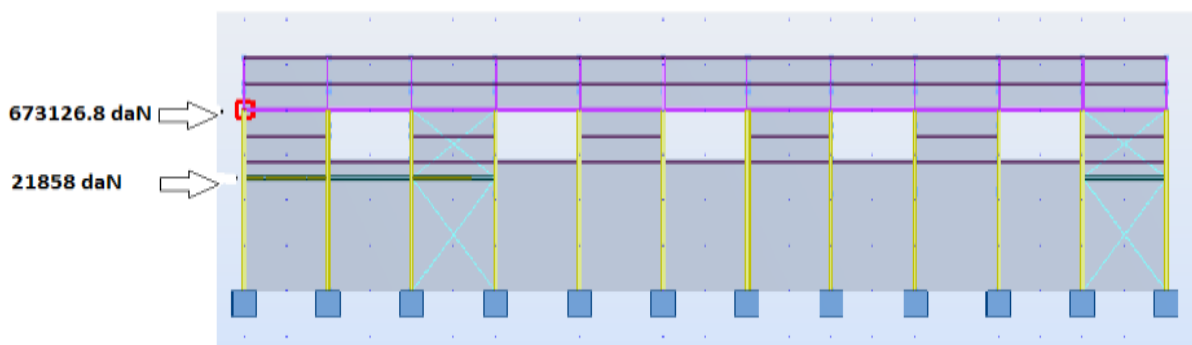


Figure VII.3 : Distribution des forces sismique par files (sens longitudinale).

Analyse des résultats

Il y a lieu de constater que la structure présente des translations suivant les deux directions horizontales et une rotation autour de l'axe verticale.

Les combinaisons de calcul :

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Nature de la combinaison	Définition
28 (C) (CQC)	0.8G+Ex	Combinaison linéaire	ACC	$1*0.80+22*1.00$
29 (C) (CQC)	0.8G+EY	Combinaison linéaire	ACC	$23*1.00+1*0.80$
30 (C) (CQC)	0.8G-Ex	Combinaison linéaire	ACC	$1*0.80+22*-1.00$
31 (C) (CQC)	0.8G-EY	Combinaison linéaire	ACC	$1*0.80+23*-1.00$
7 (C)	1.35G+1.5N	Combinaison linéaire	ELU	$1*1.35+3*1.50$
6 (C)	1.35G+1.5Q	Combinaison linéaire	ELU	$1*1.35+2*1.50$
9 (C)	1.35G+1.5VLong-Pan	Combinaison linéaire	ELU	$1*1.35+5*1.50$
8 (C)	1.35G+1.5Vpignon	Combinaison linéaire	ELU	$1*1.35+4*1.50$
14 (C)	1.35G+1.5x0.9(Q+NVlong-p	Combinaison linéaire	ELU	$(1+2+5)*1.35$
13 (C)	1.35G+1.5x0.9(Q+Vpig)	Combinaison linéaire	ELU	$(1+2+4)*1.35$
12 (C)	1.35G+1.5x0.9(Q+N)	Combinaison linéaire	ELU	$(1+2+4)*1.35$
11 (C)	1.35G+1.5x0.9(N+Vlong)	Combinaison linéaire	ELU	$(1+3+5)*1.35$
10 (C)	1.35G+1.5x0.9(N+Vpig)	Combinaison linéaire	ELU	$(1+3+4)*1.35$
16 (C)	G+1.5Vlong-pan	Combinaison linéaire	ELU	$1*1.00+5*1.50$
15 (C)	G+1.5Vpignon	Combinaison linéaire	ELU	$1*1.00+4*1.50$
20 (C)	G+N	Combinaison linéaire	ELS	$(1+3)*1.00$
17 (C)	G+Q	Combinaison linéaire	ELS	$(1+2)*1.00$
26 (C) (CQC)	G+Q+1.2EX	Combinaison linéaire	ACC	$(1+2)*1.00+22*1.20$
27 (C) (CQC)	G+Q+1.2EY	Combinaison linéaire	ACC	$(1+2)*1.00+23*1.20$
19 (C)	G+Vlong-pan	Combinaison quadratique	ELS_QUAD	$SQRT((1;5)*1.00)$
18 (C)	G+Vpigno	Combinaison linéaire	ELS	$(1+4)*1.00$

Réaction à la base selon la combinaison la plus défavorable :

	FX [daN]	FY [daN]	FZ [daN]	MX [daNm]	MY [daNm]	MZ [daNm]
MAX	6463,39	4258,7	14303,61	1390,86	16333,26	136,15
Noeud	3	6	1	8	3	6
Cas	16 (C)	19 (C)	9 (C)	9 (C)	16 (C)	16 (C)
MIN	-6836,13	-6418,17	-15753,45	-1895,95	-18096,64	-125,64
Noeud	1	6	393	3	1	8
Cas	16 (C)	9 (C)	16 (C)	9 (C)	16 (C)	16 (C)

➤ Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants calculés par **ROBOT** :

❖ **Les déplacements selon la combinaison G+Q+1.2EX et G+Q+1.2EY**

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	1,9	0,1	0	0,004	0,005	0,002
Noeud	383	370	369	162	189	333
Cas	G+Q+1.2EX	G+Q+1.2EX	G+Q+1.2EX	G+Q+1.2EX	G+Q+1.2EX	G+Q+1.2EX
MAX	2,4	0,1	0,1	0,004	0,005	0,003
Noeud	383	370	85	162	189	333
Cas	G+Q+1.2EY	G+Q+1.2EY	G+Q+1.2EY	G+Q+1.2EY	G+Q+1.2EY	G+Q+1.2EY

➤ **Les déformations :**

- **Pour la structure entière**

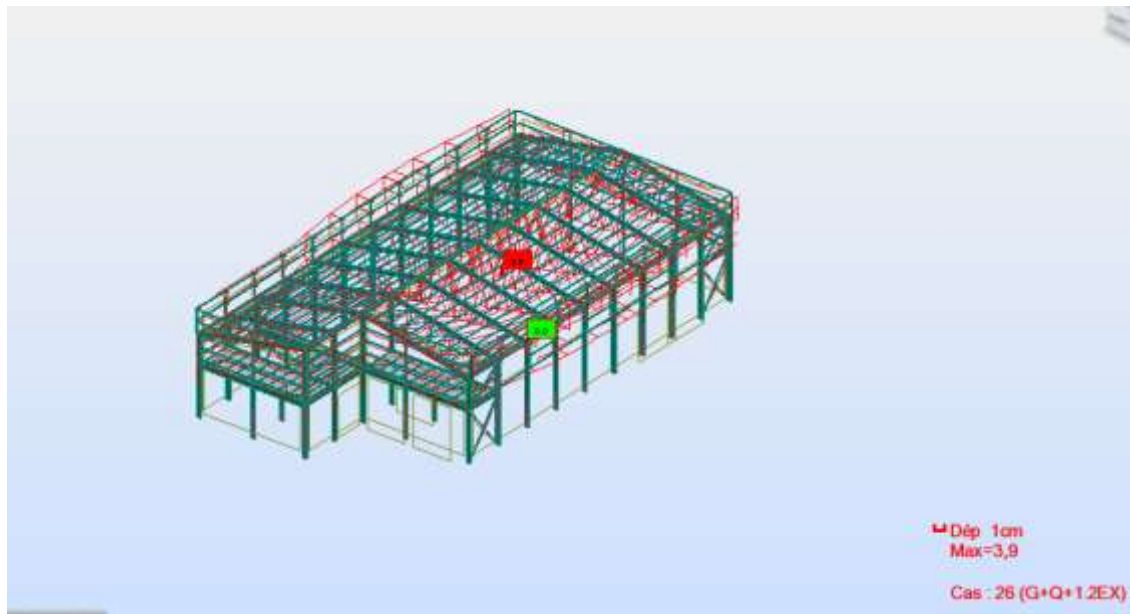


Figure VII.4 : les déformations due à la combinaison $G+Q+1.2EX$

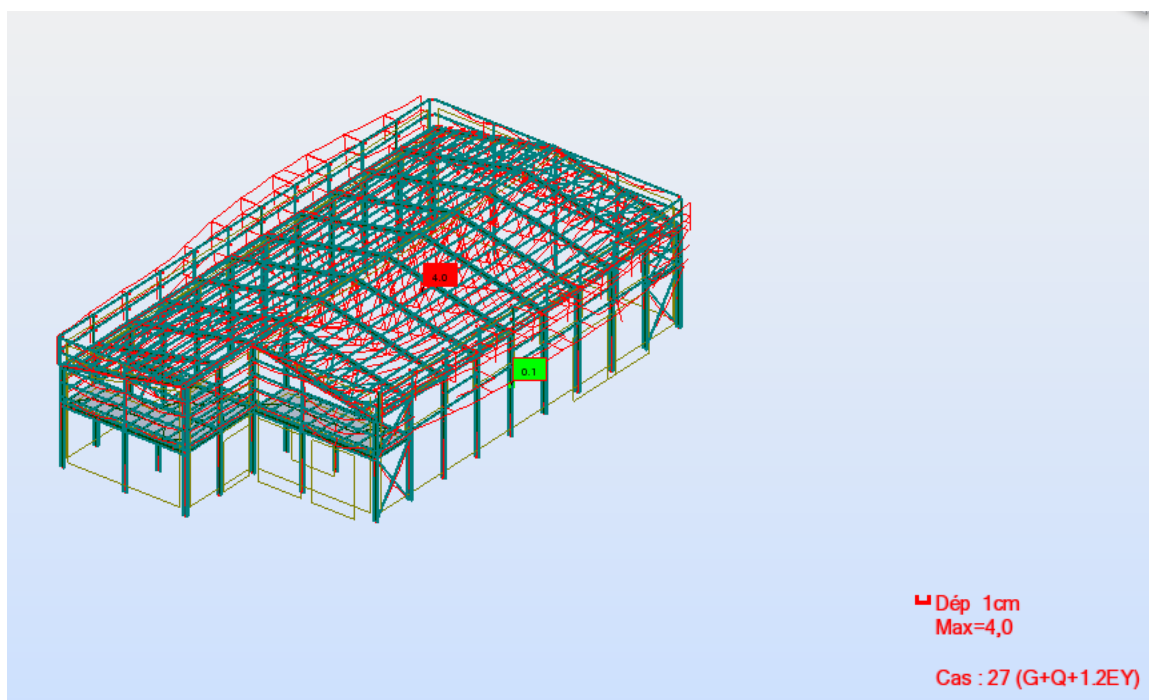


Figure VII.5 : les déformations due à la combinaison $G+Q+1.2EY$

- Pour la mezzanine :

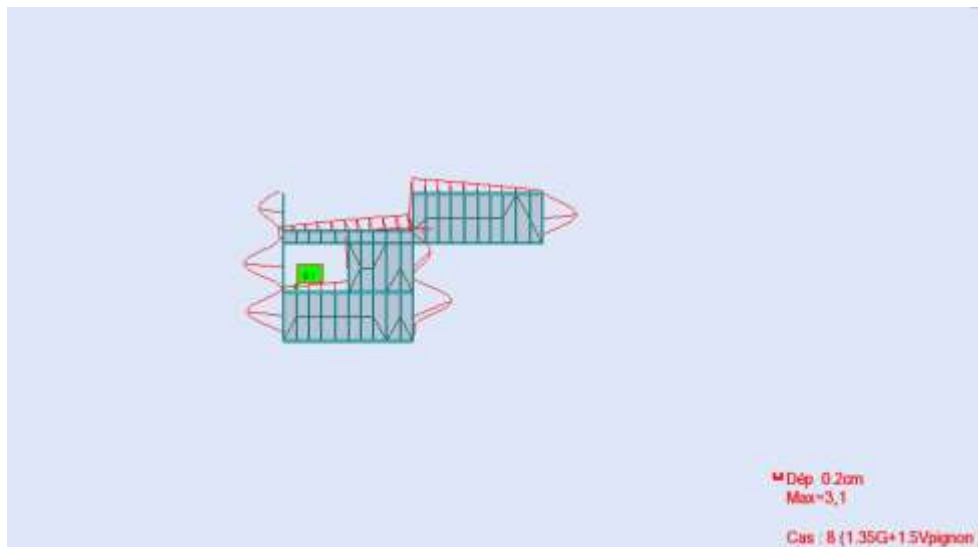


Figure VII.6 : les déformations due à la combinaison 1,35G+1,5Vpignon

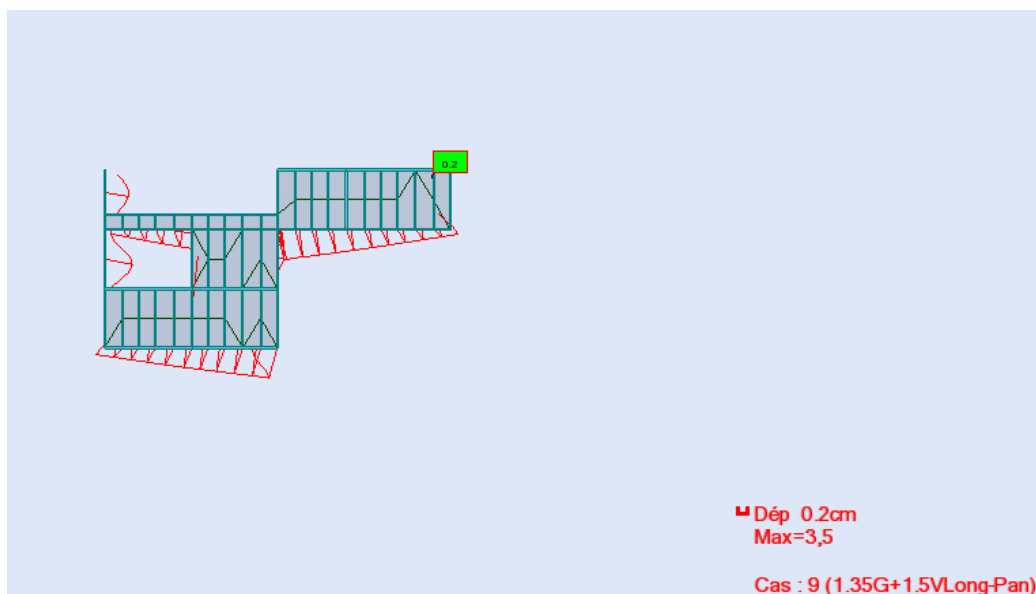


Figure VII.7 : les déformations due à la combinaison 1,35G+1,5Vlong-pan

VII.6. Conclusion :

Les sollicitations dues au vent sont plus importantes que celles dues au Séisme dans les deux sens X ; Y ainsi nous retiendrons uniquement l'action du vent pour le dimensionnement des portiques et du contreventement de l'ouvrage.

VIII. Introduction :

Les portiques qui constituent l'ossature principale des bâtiments, sont supposés composés 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 agissant 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.

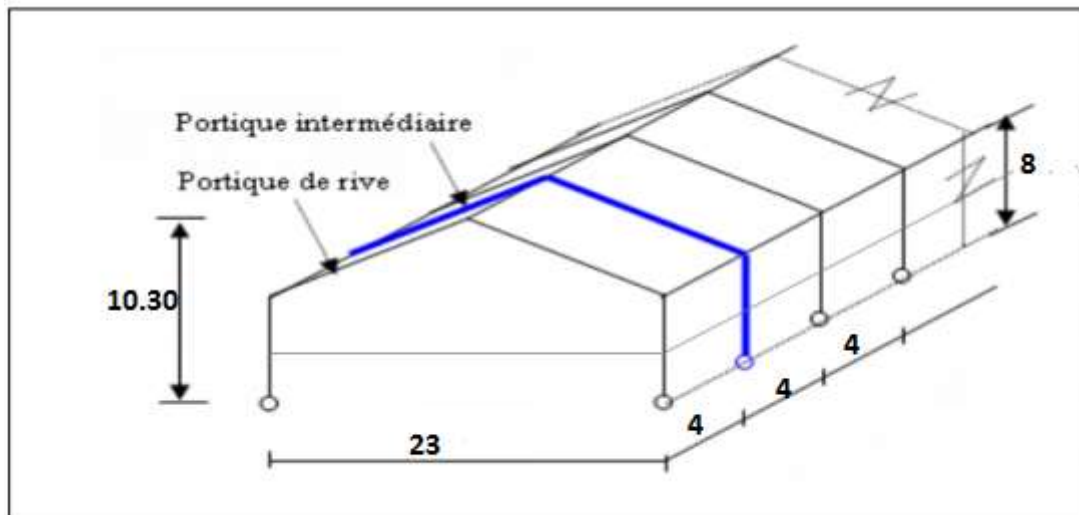


Figure VIII-1 : Vue du portique en 3D

VIII.1. Evaluation des charges :

1- Les charges permanentes revenant à la traverse de la toiture :

- Couverture + Accessoires de poses..... 17 daN/m^2
- Poids propre de la panne (IPE 120)..... 7 daN/m^2
- Poids propre de la traverse estimée (IPE360)..... 57.1 daN/m

$$G = 12.0 + 5.0 + 7.0 + 14.275 = 38.275 \text{ daN/m}^2$$

$$G = 38.275 \times 4 = 153.1 \text{ daN/ml}$$

2- Effet de la neige :

Les résultats sont obtenus d'après le **chapitre (II-3)**

$$N = 25.9 \text{ daN/m}^2 \text{ (Par projection horizontale)}$$

$$N = 25.9 \times 4 = 103.6 \text{ daN/ml}$$

$N = 103.6 \text{ daN/ml}$

3- Effet du vent :

Résultats du vent : (voir tableau 3 ; CH 2)

Tableau VIII-1 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales et

La toiture en daN/m^2 , cas de vent le plus défavorable.

zone	$q_p(z)$	C_{pe}	C_{pi}	$W_z(\text{daN/m}^2)$	zone	$q_p(z)$	C_{pe}	C_{pi}	$W_z(\text{daN/m}^2)$
D	64,54	+0,8	+0,2	38,72	F	64,54	-1,410	+0,2	-103,90
A	64,54	-1,0	+0,2	-77,45	G	64,54	-1,3	+0,2	-96,81
B	64,54	-0,8	+0,2	-64,54	H	64,54	-0,637	+0,2	-54,02
C	64,54	-0,5	+0,2	-45,18	I	64,54	-0,537	+0,2	-47,56
E	64,54	-0,3	+0,2	-32,27					

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

$$q_j(\text{daN/ml}) = q_j(\text{daN/m}^2) \times \text{entraxe} \quad \text{Avec : } L' \text{ entraxe} = 4\text{m}$$

Remarque:

Etant donné que les actions du vent sur les deux versants sont identiques, on retiendra directement la charge agissant sur la zone I comme charge équivalente sur les deux versants de toiture.

Charge équivalente du vent : **$W = -190.24 \text{ daN/ml}$**

VIII.2. Calcul des efforts internes :

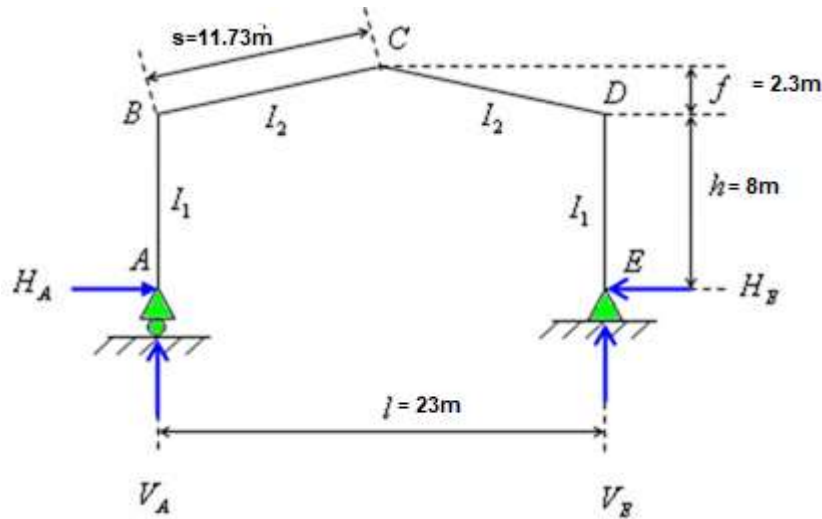


Figure VIII-2 : efforts internes.

On assume que : $I_1 \cong I_2$

$$K = \frac{\text{raideur - rampant}}{\text{raideur - bequille}} = K = \frac{I_2 \times h}{I_1 \times s} = \frac{h}{s} = \frac{8}{11.5 / \cos(11.31^\circ)} = 0.682$$

$$K = 0.682$$

$$\Phi = \frac{f}{h} = \frac{2.3}{8} = 0.288$$

$$\Phi = 0.288$$

$$\Delta = K + 3 + 3\Phi + \Phi^2 = 0.682 + 3 + 3 \times 0.288 + 0.288^2 = 4.628$$

$$\Delta = 4.628$$

Charge verticale vers le bas : (Charges permanente et surcharge de neige).

$$H_A = H_E = \beta \frac{ql^2}{8h}$$

$$\beta = \frac{8 + 5\Phi}{4\Delta} = \frac{8 + 5 \times 0.288}{4 \times 4.628} = 0.509$$

$$\beta = 0.509$$

$$H_A = H_E = 0.509 \frac{1.0 \times 23^2}{8 \times 8} = 4.21 \text{ daN}$$

$$V_A = V_E = \frac{ql}{2} = \frac{1.0 \times 23}{2} = 11.5 \text{ daN}$$

$$M_B = M_D = -\beta \frac{ql^2}{8} = -0.509 \frac{1.0 \times 23^2}{8} = -33.66 \text{ daN.m}$$

$$M_C = \gamma \frac{ql^2}{8}$$

$$\gamma = 1 - \beta(1 + \Phi) = 1 - 0.509(1 + 0.288) = 0.344$$

$$M_C = 0.344 \frac{1.0 \times 23^2}{8} = 22.75 \text{ daN.m}$$

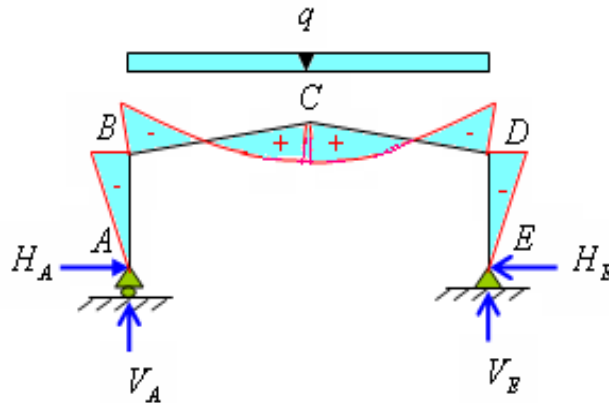


Figure VIII.3 : charges verticales vers le bas (efforts internes).

Charges verticales vers le haut : (Vent de soulèvement).

$$H_A = H_E = \beta \frac{ql^2}{8h} = 0.509 \frac{1.0 \times 23^2}{8 \times 8} = 4.21 \text{ daN}$$

$$V_A = V_E = \frac{ql}{2} = \frac{1.0 \times 23}{2} = 11.5 \text{ daN}$$

$$M_B = M_D = \beta \frac{ql^2}{8} = 0.509 \frac{1.0 \times 23^2}{8} = 33.66 \text{ daN.m}$$

$$M_C = -\gamma \frac{ql^2}{8} = -0.344 \frac{1.0 \times 23^2}{8} = -22.77 \text{ daN.m}$$

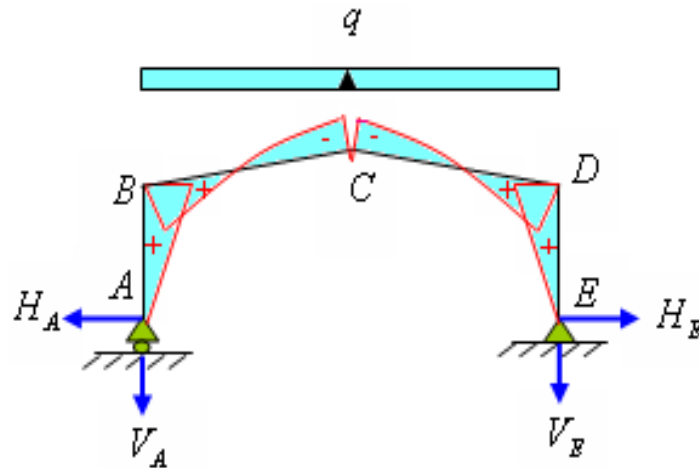


Figure VIII.4 : charges verticales vers le haut (efforts internes).

Vent horizontal (pression) :

$$H_E = \delta \frac{qh}{2}$$

$$\delta = \frac{5K + 12 + 6\Phi}{8\Delta} = \frac{5 \times 0.682 + 12 + 6 \times 0.288}{8 \times 4.628} = \mathbf{0.463}$$

$$H_E = 0.463 \frac{1.0 \times 8}{2} = \mathbf{1.852 \text{ daN}}$$

$$H_A = qh - H_E = 1.0 \times 8 - 1.852 = \mathbf{6.148 \text{ daN}}$$

$$V_A = -V_E = -\frac{qh^2}{2l} = -\frac{1.0 \times 8^2}{2 \times 23} = \mathbf{-1.391 \text{ daN}}$$

$$M_B = \beta \frac{qh^2}{2} = 0.537 \frac{1.0 \times 8^2}{2} = \mathbf{17.18 \text{ daN.m}}$$

$$\text{Avec : } \beta = 1 - \delta = 1 - 0.463 = \mathbf{0.537}$$

$$M_D = -\delta \frac{qh^2}{2} = -0.463 \frac{1.0 \times 8^2}{2} = \mathbf{-14.82 \text{ daN.m}}$$

$$M_C = -\gamma \frac{qh^2}{2} = -0.096 \frac{1.0 \times 8^2}{2} = \mathbf{-3.07 \text{ daN.m}}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{(1+\Phi)(5K+12+6\Phi)}{8\Delta} - \frac{1}{2} = \frac{(1+0.288)(5 \times 0.682 + 12 + 6 \times 0.288)}{8 \times 4.628} - \frac{1}{2} = \mathbf{0.096}$$

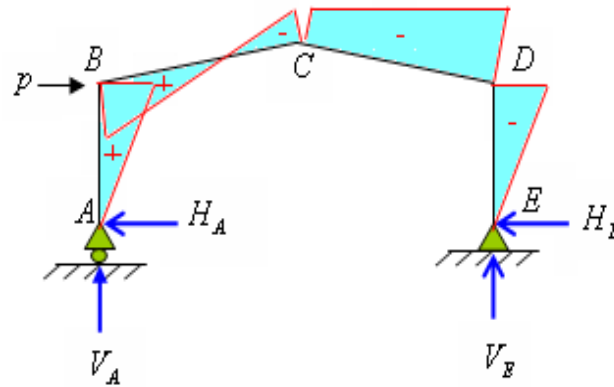


Figure VIII.5 : charges horizontales.

Vent horizontal (dépression) :

$$H_A = \delta \frac{qh}{2} = 1.852 \text{ daN}; H_E = qh - H_A = 6.148 \text{ daN}$$

$$V_E = -V_A = -\frac{qh^2}{2l} = 1.391 \text{ daN}$$

$$M_B = \delta \frac{qh^2}{2} = 14.82 \text{ daN.m}$$

$$M_D = -\beta \frac{qh^2}{2} = -17.18 \text{ daN.m}$$

$$M_C = \gamma \frac{qh^2}{2} = 3.07 \text{ daN.m}$$

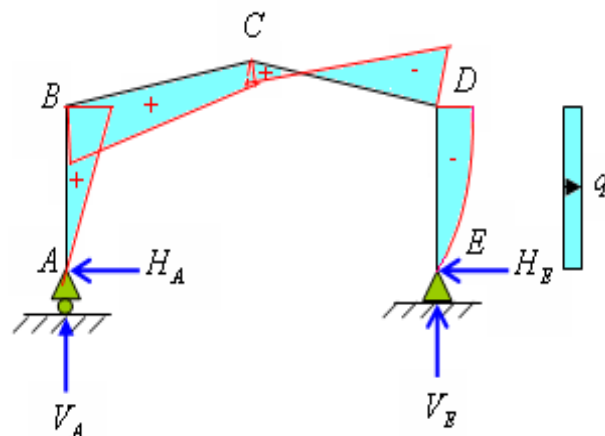


Figure VIII.6 : charges horizontales(dépression).

• **Effort horizontale en tête du poteau :**

$$\beta = \frac{1}{2} \left[1 + \frac{\Phi(3 + 2\Phi)}{2\Delta} \right] = \frac{1}{2} \left[1 + \frac{0.288(3 + 2 \times 0.288)}{2 \times 4.628} \right] = \mathbf{0.555}$$

$$\delta = \frac{1}{2} \left[1 - \frac{\Phi(3 + 2\Phi)}{2\Delta} \right] = \frac{1}{2} \left[1 - \frac{0.288(3 + 2 \times 0.288)}{2 \times 4.628} \right] = \mathbf{0.444}$$

$$\gamma = \frac{\Phi}{2} \left[1 - \frac{(1 + \Phi)(3 + 2\Phi)}{2\Delta} \right] = \frac{0.288}{2} \left[1 - \frac{(1 + 0.288)(3 + 2 \times 0.288)}{2 \times 4.628} \right] = \mathbf{0.072}$$

$$H_E = P - H_A$$

$$H_A = \frac{P}{2} \left[1 + \frac{\Phi(3 + 2\Phi)}{2\Delta} \right] = \frac{38.21}{2} \left[1 + \frac{0.288(3 + 2 \times 0.288)}{2 \times 4.628} \right] = \mathbf{21.23 \text{ daN}}$$

$$H_E = P - H_A = 38.21 - 21.23 = \mathbf{16.98 \text{ daN}}$$

$$V_A = -V_E = -\frac{Ph}{l} = -\frac{38.21 \times 8}{23} = \mathbf{-13.29 \text{ daN}}$$

$$M_B = \beta Ph = 0.555 \times 38.21 \times 8 = \mathbf{169.65 \text{ daNm}}$$

$$M_D = -\delta Ph = -0.444 \times 38.21 \times 8 = \mathbf{-135.72 \text{ daNm}}$$

$$M_C = -\gamma Ph = -0.072 \times 38.21 \times 8 = \mathbf{-22.01 \text{ daNm}}$$

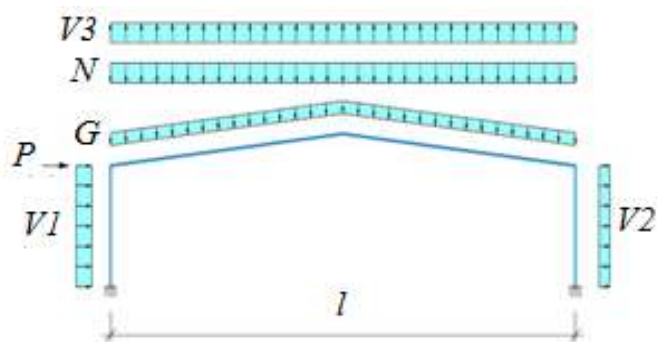
Combinaison de charge :

COMB 1 : **1.35 G + 1.5 N**

COMB 2 : **1.35 G + 1.5 N + P**

COMB 3 : **1.35 G + 1.35 N + 1.35 V**

Avec : **V = V1 + V2 + V3**



- Efforts internes sous les charges actuelles :

- ❖ Charge unitaire :

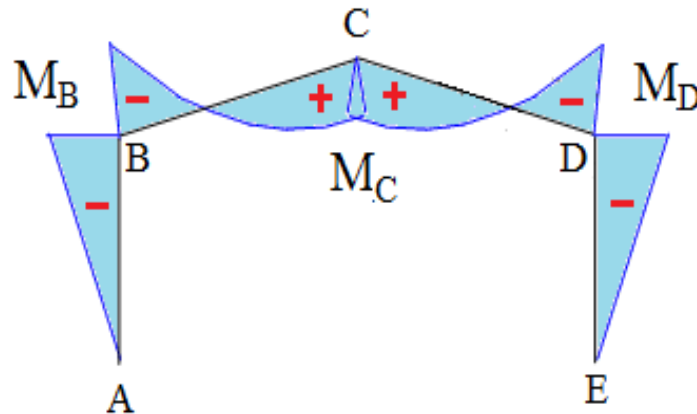
	Réactions d'appuis (daN)				Moments (daN.m)		
	H_A	H_E	V_A	V_E	M_B	M_C	M_D
G	4.21	-4.21	11.5	11.5	-33.66	22.75	-33.66
N	4.21	-4.21	11.5	11.5	-33.66	22.75	-33.66
V_1 (pression)	-6.148	-1.852	1.391	1.391	17.18	-3.07	-14.82
V_2 (depression)	-1.852	-6.148	1.391	1.391	14.82	3.07	-17.18
V_3 (soulevement)	-4.21	4.21	-11.5	-11.5	33.66	-22.75	33.66

- ❖ Charge actuelles :

	Réactions d'appuis (daN)					Moments (daN.m)		
	$q = 1 \text{ kg/ml}$	H_A	H_E	V_A	V_E	M_B	M_C	M_D
G	153.1	644.55	-644.55	1760.65	1760.65	-5153.34	3483.02	-5153.34
N	103.6	436.15	-436.15	1191.4	1191.4	-3487.17	2356.9	-3487.17
V_1 (pression)	154.88	-952.20	-286.83	215.44	215.44	2660.83	-475.48	-2295.32
V_2 (depression)	129.08	-239.05	-793.58	179.55	179.55	1912.96	396.27	-2217.59
V_3 (soulevement)	190.24	-800.91	800.91	-2187.76	-2187.76	6403.47	-4327.96	6403.47
$V = V_1 + V_2 + V_3$		-1992.16	-279.5	-1792.77	-1792.77	10977.26	-4407.17	1890.56

- ❖ Combinaison à l'ELU :

	Réactions d'appuis (daN)				Moments (daN.m)		
	H_A	H_E	V_A	V_E	M_B	M_C	M_D
1,35G + 1,5N	1524.36	-1524.36	4163.97	4163.97	-12187.76	8237.42	-12187.76
P	21.23	16.98	-13.29	13.29	169.65	-135.72	-22.01
1,35G + 1,5N+P	1545.59	-1507.38	4150.68	4177.26	-12018.11	8101.17	-12209.77
1,35 (G+N+V)	-1230.47	-137.91	1565.02	1565.02	3154.62	1934.21	-9112.42
G+1.5V	-2343.69	-1063.81	-928.50	-928.50	11312.55	-3127.73	-2317.5



VIII.3. Calcul de l'imperfection géométrique globale (défauts d'aplomb) :

Elles sont prises en compte lorsque la somme des efforts horizontaux est inférieure à 15% de la somme des efforts verticaux. Elles peuvent être remplacées par un système de forces équivalentes calculées pour chaque poteau.

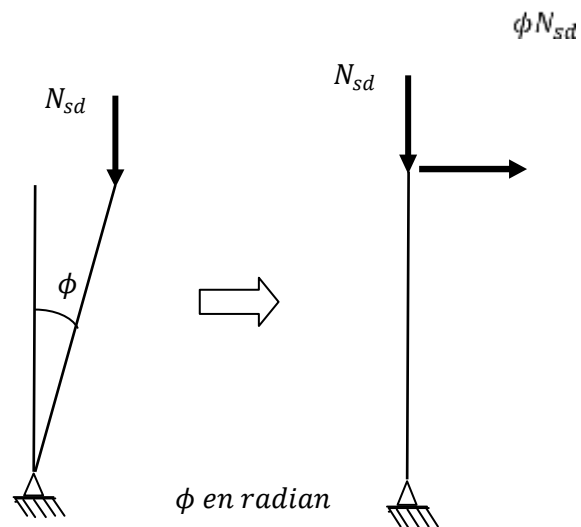
$$H_{eq} = \phi N_{sd}$$

$$\phi = \phi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$$

$$\phi_0 = 1/200$$

$$\alpha_h = 2/\sqrt{h}$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5[1 + (1/m)]}$$



Avec :

- H_{eq} : Effort horizontale équivalent appliqué en tête de chaque poteau.
- N_{sd} : Effort normal de compression dans le poteau.
- ϕ : Défaut initial d'aplomb. ➤ ϕ_0 : Valeur de base.
- α_h : Coefficient de réduction qui tient compte de la hauteur applicable au poteau.
- α_m : Coefficient de réduction qui tient du nombre de poteaux dans une rangée.

$H=10.30$ m : Hauteur de la structure.

$m = 2$: Nombre de poteaux dans une file.

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{10.30}} = \mathbf{0.62}$$

$$\alpha_m = \sqrt{0.5(1 + 1/m)} = \sqrt{0.5(1 + 1/2)} = 0.866$$

$$\phi = 0.005 \times 0.66 \times 0.866 = \mathbf{0.0028}$$

VIII.3.1. Modélisation avec les imperfections :

Efforts au pied de poteaux aux l'ELU :

Tableau VIII-2 : Efforts au pied de poteaux aux l'ELU.

Combinaisons (ELU)	Poteau 01(daN)		Poteau 02(daN)		Somme(daN)	
	H_A	V_A	H_E	V_E	H	V
Combe 01	1524.36	4163.97	-1524.36	4163.97	0	8327.94
Combe 02	-1230	1565.02	137.91	1565.02	-1092.09	3130.04
Combe 03	-2343.69	-928.50	-1063.81	-928.50	-3407.5	-1857

Les défauts d'aplomb ne sont pas à considérer si : $|H| \geq 0,15 |V|$

Tableau VIII-3 : Prise en compte des défauts d'aplomb.

Combinaisons (ELU)	0,15 V	$ H \geq 0,15 V $
Combe 01	1249.19	Non
Combe02	469.50	Oui
Combe 03	-278.55	Oui

Remarque :

Les défauts d'aplomb ne sont pas à considérer pour les combinaisons 02 & 03 car la condition $|H| \geq 0,15 |V|$ est vérifiée.

Efforts équivalent en tête poteaux :

Tableau VIII-4 : Efforts équivalent en tête poteaux.

Combinaisons	Poteau 01(daN)		Poteau 02(daN)	
	N _{sd}	H _{eq}	N _{sd}	H _{eq}
Combe 01 1.35G+1.5N	4163.97	19.1	4163.97	19.1

VIII.3.2. Calcul des efforts internes additionnels :

Efforts horizontale en tête poteaux :

$$P = 2 \times 19.1 = 38.2 \text{ daN}$$

VIII.4. Pré-dimensionnement de la traverse :

Nous pouvons admettre les éléments porteurs suivants basés sur des règles empiriques de pré dimensionnement de l'annexe A6.1 :

$$\text{Pour la traverse : } h = \frac{l}{30} = \frac{11730}{30} = 391 \text{ mm} \rightarrow \text{on prend l'IPE400}$$

L= la longueur de la traverse

VIII.4.1. Choix de la méthode d'analyse :

Le choix de la méthode d'analyse est conditionné par la valeur du coefficient d'éloignement critique α_{cr}

$$\triangleright \alpha_{cr} < 10 \dots \dots \dots \Rightarrow$$

Structure souple: prise en compte des effets du second ordre

$$\alpha_{cr} \geq 15 \dots \dots \dots \Rightarrow \text{Structure rigide: analyse plastique}$$

Détermination du facteur d'éloignement critique minimum :

α_{cr} : L'importance des effets du second ordre sur une ossature est mesurée par sa déformabilité latérale a travers le coefficient d'amplification critique α_{cr} ; Dans le cas de portique a faible pente, ce dernier peut être calculé avec la formule approchée suivante pour la combinaison d'action considérée.

$$\alpha_{cr} = \frac{H}{\delta h} \times \frac{h}{V}$$

Avec :

H : action horizontal total.

V : action vertical total (prise égale a 10kN : charge horizontale arbitraire).

δh :déplacement horizontal.

h :hauteur du poteau.

Ou bien par la relation suivante :

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{V_{sd}}{V_{cr}} = \frac{N_{sd,t}}{N_{cr,t}} + (4 + 3.3.R) \frac{N_{sd,p}}{N_{sd,p}}$$

$N_{sd,p}$: effort axial de compression dans le poteau

$N_{cr,p}$: effort critique d'Euler dans le poteau

$N_{sd,t}$: effort axial de compression dans la traverse

$N_{cr,t}$: effort critique d'Euler dans la traverse

I : le moment d'inertie de l'IPE 360 suivant l'axe yy (estimé)

$$R = \frac{I_1 * S}{I_2 * h} = \frac{S}{h} = \frac{11.730}{8} = 1.47 \dots \dots \dots I_1 = I_2$$

$$N_{cr,t} = \frac{\pi^2 * I * E}{S^2} = \frac{\pi^2 * 2.1 * 10^4 * 16720}{1173^2} = 244833.09 \text{ daN}$$

$$N_{cr,p} = \frac{\pi^2 * I * E}{h^2} = \frac{\pi^2 * 2.1 * 10^4 * 16720}{800^2} = 526363.98 \text{ daN}$$

Sous la combinaison 1.35G+1.5N :

$$N_{sd,t} = 4163.97 \sin 11.31 + 1524.36 \cos 11.31 = 2311.38 \text{ daN}$$

$$N_{sd,p} = 4163.97 \text{ daN}$$

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{V_{sd}}{V_{cr}} = \frac{2311.38}{244833.09} + (4 + 3.3 * 1.47) \frac{4163.97}{526363.98} = 0.07$$

$$\alpha_{cr} = 12.58 > 10$$

Donc la structure est rigide.

On opte pour la méthode élastique au 1^{er} ordre.

a) Moments sollicitant la traverse :

Actions vers le bas : charges gravitationnelles :

Sous la combinaison : 1,35G+1,5N+P

- Aux appuis :
- $M_D = -12187.76 \text{ daN.m}$
- Au faitage : $M_C = 8237.42 \text{ daN.m}$

Actions vers le haut : Vent de soulèvement :

Sous la combinaison : G+1,5V

- Aux appuis
- $M_D = -2317.5 \text{ daN.m}$
- $M_B = 11312.55 \text{ daN.m}$
- Au faitage : $M_C = -2317.5 \text{ daN.m}$

Calcul préliminaire :

$$M_{y.sd} \leq M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} \Leftrightarrow W_{ply} \geq \frac{M_{y.sd} \cdot \gamma_{M_0}}{f_y}$$

$$W_{ply} \geq \frac{12187.76 \cdot 1.1}{23.5} = 570.49 \text{ cm}^3$$

Soit un IPE 300 $W_{ply} = 628 \text{ cm}^3$

Remarque :

Les profilés choisis sont surestimés pour tenir compte des effets de flambement, de déversement et de la flèche.

VIII.4.2. Dimensionnement de la traverse :**VIII.4.2.1. Vérification a la flèche :****➤ Vérification a la flèche (IPE300) :**

Le calcul de la flèche est réalisé au faitage de la traverse (au point C) ; la flèche maximale est donnée par la formule suivante :

Soit un IPE 300. ; $W_{ply} = 628 \text{ cm}^3$

$$\delta = \frac{1}{384 E I_y} (5ql^4 - 48M_B \cdot l^2)$$

- $q = G + N = 153.1 + 103.6 = 256.7 \text{ daN/ml}$
- $E = 2,1 \cdot 10 \text{ daN/cm}^2$
- $I_y = 8356 \text{ cm}^4$
- $l = 23 \text{ m}$
- $M_B = -8640.51 \text{ daN.m}$ (Sous la combinaison de service G+N)

Sachant que :

$$\delta_{max} = \frac{l}{200} = 11.5 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{1}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^4 \cdot 8356} (5 \cdot 2.56 \cdot 10^{-2} \cdot 2300^4 - 48(8640.51)(2300)^2)$$

$$\delta = 20.59 \text{ cm} > \delta_{max} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

On augmente la section, on passe à un IPE360

Soit un IPE360 $I_y = 1019 \text{ cm}^4$

- **Vérification a la flèche (IPE360) :**

$$\delta = \frac{1}{384 E I_y} (5ql^4 - 48M_B \cdot l^2)$$

$$\delta = \frac{1}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^4 \cdot 16270} (5 \cdot 2.56 \cdot 10^{-2} \cdot 2300^4 - 48(8640.51)(2300)^2)$$

$$\delta = 10.57 \text{ cm} > \delta_{max} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

VIII.5. Vérification de l'IPE 360 pour la traverse a (l'ELU) :

VIII.5.1. Vérification de la section a la résistance :

❖ Bilan des efforts :

$$\Rightarrow M_{y, sd} = 12187.76 \text{ daN.m}$$

$$\Rightarrow N_{sd} = 4177.26 \sin 11.31 + 1545.59 \cos 11.31 = 2334.80 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow V_{z, sd} = 4177.26 \cos 11.31 - 1545.59 \sin 11.31 = 3793.02 \text{ daN}$$

- **Classe de la section :**

Section sollicitée en flexion composé $\Rightarrow$ Section de classe 1..

VIII.5.2. Vérifications des efforts tranchants :

Tableau VIII-5 : Dimension et caractéristique de l'IPE 360

Profilé IPE360	Dimensions							Caractéristiques de calcul					
	G	h	b	tw	tf	d	A	W _{pl,y}	W _{pl,z}	i _z	i _y	I _z	I _y
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	cm ²		cm ³	cm	cm	cm ⁴	cm ⁴
	57.1	360	170	8	12.7	298.6	72.7	1019	191	3.79	15	1043	12187.76

- $A_v = A - 2b * t_f + (t_w + 2r)t_f = 35.10$
- $V_{z,sd} = 3793.02 \text{ daN}$
- $V_{plz,Rd} = \frac{A(f_y)}{\gamma_{M0}\sqrt{3}} = \frac{3510(23.5)}{1.1\sqrt{3}} = 43293.39 \text{ daN}$
- Donc : $V_{z,sd} = 3793.02 \text{ daN} < V_{plz,Rd} = 43293.39 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$
... pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort tranchant

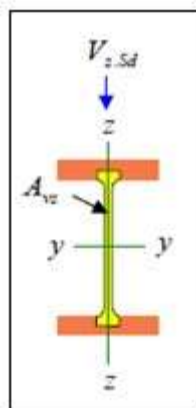


Figure VIII.7 : Effort tranchant dans le plan de l'âme et la section cisailée.

VIII.5.3. Vérifications de l'effort normal :

- $N_{sd} = 4177.26 \text{ daN}$
- $N_{pl,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} = \frac{72.70 \cdot 2350}{1.1} = 155313.6 \text{ daN}$

$N_{sd} = 4177.26 \text{ daN} < N_{pl,Rd} = 155313.6 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

... pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal

VIII.5.4. Vérifications du moment fléchissant :

On doit vérifier que : $M_{y,sd} \leq M_{c,Rd}$

$$\triangleright M_{y,sd} = 12187.76 \text{ daN.m}$$

$$\triangleright M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1019 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 21769.54 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,sd} = 12187.76 \text{ daN.m} < M_{c,Rd} = 21769.54 \text{ daN.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$\Rightarrow$ La section en IPE360 est vérifiée.

VIII.5.5. Vérification de l'élément aux instabilités :**a) Vis-à-vis du flambement :**

Action vers le bas :

Bilan des efforts :

$$\triangleright M_{y,sd} = 12187.76 \text{ daN.m}$$

$$\triangleright N_{sd} = 4177.26 \text{ daN}$$

$$\triangleright V_{z,sd} = 3793.02 \text{ daN}$$

La vérification de l'élément sous une flexion composée avec risque de flambement se fait suivant la formule suivante :

a) Flexion composée avec risque de flambement :

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

b) Flexion composée avec risque de déversement :

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

➤ Calcul du coefficient de réduction minimale pour le flambement χ_{min} :

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

✓ Flambement par rapport à l'axe fort Y-Y (dans le plan du portique) :

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \lambda_y^2]^{0.5}}$$

Avec

- $\phi_y = 0.5 \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2 \right]$
- $\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{(\beta_w)}$; ($\beta_w = 1$) car la section est de classe 01

α :facteur d' imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le tableau 5.5.1 del 'eurocode 03

Et :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \cdot 10^4}{2350} \right]^{0.5} = 93.9 : \text{élancement Eulerien}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1173}{15} = 78.2$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{78.2}{93.9} = 0.83$$

➤ Courbe de flambement :

$$\begin{cases} h/b = 360/170 = 2.1 > 1.2 \\ t_f = 12.7 < 40 \text{ mm} \rightarrow \text{axe du flambement } y - y \end{cases}$$

→ courbe de flambement (**a**) ($\alpha = 0.21$)

(Tableau (5- 5-1) Eurocode 03

- $\phi_y = 0.5 [1 + 0.21(0.83 - 0.2) + 0.83^2] = 0.91$
- $\chi_y = \frac{1}{0.91 + [0.91^2 - 0.83^2]^{0.5}} = 0.779$

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

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}}$$

Avec

- $\phi_y = 0.5 \left[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2 \right]$

- $\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w}$; ($\beta_w = 1$) car la section est de classe 01

Et :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \cdot 10^4}{2350} \right]^{0.5} = 93.9 \text{ :élancement Eulerien}$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{586.5}{3.79} = 154.7$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{154.7}{93.9} = 1.64$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{➤ Courbe de flambement :} \\ h/b = 360/170 = 2.1 > 1.2 \\ t_f = 12.7 < 40 \text{ mm} \rightarrow \text{axe du flambement } z - z \end{array} \right.$$

courbe de flambement (**b**) ($\alpha = 0.34$)

(Tableau (5- 5-1) Eurocode 03

- $\phi_z = 0.5[1 + 0.34(1.64 - 0.2) + 1.64^2] = 2.08$

- $\chi_z = \frac{1}{2.08 + [2.08^2 - 1.64^2]^{0.5}} = 0.297$

✓ Coefficient de réduction minimale pour le flambement χ_{min} :

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0.779; 0.297) = 0.297$$

➤ Calcul les coefficients d'interaction k_{ij} :

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

$$k_{zy} = 0.6k_{yy}$$

Avec :

C_{my} : est le facteur de moment équivalent pour tenir compte de la forme du diagramme du moment fléchissant

Charge uniformément répartie : $\rightarrow C_{my} = 0.95$

- $k_{yy} = \min \left[0.95 \left(1 + [0.83 - 0.2] \frac{4177.26}{0.77 * 155313.6} \right); 0.95 \left(1 + 0.8 \frac{4177.26}{0.77 * 155313.6} \right) \right]$

- $k_{yy} = \min[0.97; 0.97] = 0.97$
- $k_{zy} = 0.6k_{yy} = 0.6 * 0.97 = 0.58$
- $N_{by,Rd} = \chi_y * N_{pl,Rd} = 0.77 * 155313.6 = 119591.47 \text{ daN}$
- $N_{bz,Rd} = \chi_z * N_{pl,Rd} = 0.29 * 155313.6 = 45040.94 \text{ daN}$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} * \beta_w * \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma_{M1}} = \chi_{LT} * M_{ply,Rd} \text{ (Formule 5,48 de l'eurocode3)}$$

$\beta_w = 1$; Section de classe 01.

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

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} * (\sqrt{\beta_w}) \text{ avec } \beta_w = 1$$

$$\diamond \lambda_1 = 0.93\varepsilon \quad \text{et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

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

$$\Rightarrow \lambda_{LT} = \frac{586.5/3.79}{1.132^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{586.5/3.79}{36/12.7} \right)^2 \right]^{0.25}} = 41.55$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{41.55}{93.9} = 0.44$$

- **Le choix des courbes de déversement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h/b = 360/170 = 2.1 > 1.2 \\ t_f = 12.7 < 40 \text{ mm} \rightarrow \text{axe du flambement } y-y \end{array} \right. \rightarrow \text{courbe de flambement (b)} (\alpha = 0.34)$$

(Tableau (5- 5-1) Eurocode 03)

La valeur de χ_{LT} pour l'élancement réduit $\overline{\lambda}_{LT}$ est déterminée à partir de la formule (5.4.9) de l'Eurocode3 :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} \quad \text{Avec} \quad \chi_{LT} < 1$$

$$\text{Et : } \phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0.5[1 + 0.34(0.44 - 0.2) + 0.44^2] = 0.78$$

$$\Rightarrow \chi_{LT} = \frac{1}{0.78 + [0.78^2 - 0.44^2]^{0.5}} = 0.70$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} * M_{ply,Rd} = 0.70 * 21769.54 = 15238.67 \text{ daN.m}$$

➤ **Vérification au flambement (dans le plan) avec risque de flambement :**

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

$$\frac{4177.26}{119591.47} + \frac{0.97 * 12187.76}{15238.67} = 0.81 \leq 1 \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification au déversement (hors le plan) avec risque de déversement :**

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

$$\frac{4177.26}{45040.94} + \frac{0.58 * 12187.76}{15238.67} = 0.55 \leq 1 \dots \text{condition vérifiée.}$$

VIII.5.6. Conclusion :

Le profilé laminé choisi (IPE360) est vérifié aux états limites ultimes et de services donc vérifié a la sécurité et convient comme Traverse du portique.

VIII.6. Vérification des poteaux (IPE400) :

Dans notre cas , on choisit un IPE 400 comme poteau de portique.

❖ Bilan des efforts :

➤ $M_{y,sd} = 12187.76 \text{ daN.m}$

➤ $N_{sd} = 4177.26 \text{ daN}$

➤ $V_{z,sd} = 3793.02 \text{ daN}$

✓ **Résistance au flambement par rapport à l'axe fort yy (dans le plan du portique)**

Remarque :

L'ossature n'est pas sensible aux effets du second ordre ($\alpha_{cr} = 12.58 > 10$) la longueur de flambement du poteau pour le flambement dans le plan du portique peut donc être prise comme étant égale à la longueur d'épure : $l_y = 8.0 \text{ m}$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{800}{16.6} = 48.19$$

$$\overline{\lambda}_y = \frac{48.19}{93.9} = 0.51$$

➤ Courbe de flambement :

$$\left\{ \begin{array}{l} h/b = 400/180 = 2.2 > 1.2 \\ t_f = 13.5 < 40 \text{ mm} \rightarrow \text{axe du flambement } y-y \end{array} \right.$$

→ courbe de flambement (**a**) ($\alpha = 0.21$)

- $\phi_y = 0.5[1 + 0.21(0.48 - 0.2) + 0.48^2] = 0.64$

- $\chi_y = \frac{1}{0.64 + [0.64^2 - 0.51^2]^{0.5}} = 0.97$

- $N_{pl,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} = \frac{84.5 \cdot 2350}{1.1} = 180522.72 \text{ daN.m}$

- $N_{by,Rd} = \chi_y * N_{pl,Rd} = 175107.03 \text{ daN}$

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

$l_z = 1.5 \text{ m}$ (entraxe des lisses)

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{150}{3.95} = 37.97$$

$$\overline{\lambda}_z = \frac{37.97}{93.9} = 0.40$$

➤ Courbe de flambement :

$$\left\{ \begin{array}{l} h/b = 400/180 = 2.2 > 1.2 \\ t_f = 13.4 < 40 \text{ mm} \rightarrow \text{axe du flambement } z-z \end{array} \right.$$

courbe de flambement (**b**) ($\alpha = 0.34$)

- $\phi_z = 0.5[1 + 0.34(0.40 - 0.2) + 0.40^2] = 0.74$

- $\chi_z = \frac{1}{0.74 + [0.74^2 - 0.40^2]^{0.5}} = 0.73$
- $N_{bz,Rd} = \chi_z * N_{pl,Rd} = 0.73 * 180522.72 = 132486.41 \text{ daN}$

Calcul de la résistance au déversement :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} \quad \text{Avec} \quad \chi_{LT} < 1$$

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

Avec :

α_{LT} : facteur d'imperfection pour déversement

$$h/b = 400/180 = 2.2 > 1.2 ; \text{ courbe de flambement b ; } \alpha_{LT} = 0.49$$

Pour les sections laminées :

$$\beta_w = 1 ; \text{ Section de classe 01.}$$

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} * (\sqrt{\beta_w}) \text{ avec } \beta_w = 1$$

$$\diamond \lambda_1 = 0.93\varepsilon \quad \text{et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

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

$$\text{IPE 400 : } i_z = 3.95 \text{ cm ; } h = 40 \text{ cm ; } t_f = 1.38 \text{ cm}$$

$L = 150 \text{ cm}$: maintien latéraux (entraxe des lisses de bardage)

$$C_1 = 1.88 - 1.40\Psi + 0.52\Psi^2 \leq 2.7$$

$$\Psi = \frac{M_a}{M_b} \text{ avec } -1.0 \leq \Psi \leq 1.0$$

$M_a < M_b$ moments aux extrémités du tronçon le plus chargé .

$$M_b = 12209.77 \text{ daN.m} ; \frac{12209.77}{8} = \frac{M_{y,sd}(h=6 \text{ m})}{6}$$

$$M_a = M_{y,sd}(h = 6 \text{ m}) = \frac{12209.77 * 6}{8} = 9157.32 \text{ daN.m}$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{9157.32}{12209.77} = 0.75$$

$$C_1 = 1.88 - 1.40 * 0.75 + 0.52 * 0.75^2 = 1.122 \leq 2.7$$

On prend $C_1 = 1.122$

$$\diamond \lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{150/3.95}{1.122^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{150/3.95}{40/1.35} \right)^2 \right]^{0.25}} = 35.15$$

$$\diamond \bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{35.15}{93.9} = 0.374$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0.5 [1 + 0.49(0.374 - 0.2) + 0.374^2] = 0.612$$

$$\Rightarrow \chi_{LT} = \frac{1}{0.61 + [0.61^2 - 0.37^2]^{0.5}} = 0.913$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1307 * 2350 * 10^{-2}}{1.1} = 27922.27 \text{ daN.m}$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} * M_{pl,Rd} = 0.913 * 27922.27 = 25493.03 \text{ daN.m}$$

VIII.6.1. Calcul des coefficients d'interaction k_{ij} : (EC3 , Annexe B)

Interaction effort normal et moment fléchissant – flambement hors plan zz :

le flambement hors-plan du à l'interaction d'un effort normal et d'un moment fléchissant est vérifié si l'expression suivante est satisfaite :

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

$\bar{\lambda}_z = 0.404 \geq 0.4$, le facteur d'interaction k_{zy} est calculé d'après :

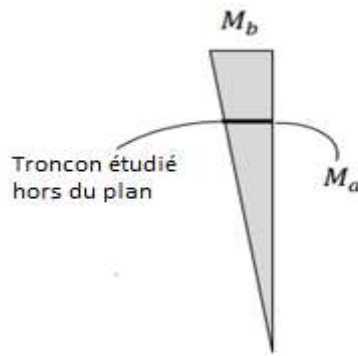
$$k_{zy} = \max \left[\left(1 - \frac{0.1 \bar{\lambda}_z}{C_{mLT} - 0.25} * \frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} \right) ; \left(1 - \frac{0.1}{C_{mLT} - 0.25} * \frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} \right) \right]$$

Ou :

C_{mLT} : est facteur de moment équivalent pour tenir compte de forme du diagramme du moment fléchissant entre les points de maintien latéraux (voir : ANNEXE 4)

$$C_{mLT} = 0.6 + 0.4\Psi ; \Psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{9157.32}{12209.77} = 0.75$$

$$C_{mLT} = 0.6 + 0.4 * 0.75 = 0.9$$



$$k_{zy} = \max \left[\left(1 - \frac{0.1 * 0.4}{0.9 - 0.25} * \frac{4177.26}{132486.41} \right); \left(1 - \frac{0.1}{0.9 - 0.25} * \frac{4177.26}{132486.41} \right) \right]$$

$$k_{zy} = \max(0.998 ; 0.995) = 0.998$$

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} + \frac{k_{zy} * M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} = \frac{4177.26}{132486.41} + \frac{0.998 * 12187.76}{25493.03} = 0.50 \leq 1 \dots \dots \dots OK$$

🔗 Interaction effort normal et moment fléchissant – flambement dans plan yy :

le flambement dans plan du à l'interaction d'un effort normal et d'un moment fléchissant est vérifié si l'expression suivante est satisfaite :

$$\frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} + \frac{k_{yy} * M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} \leq 1.0$$

$$k_{yy} = \min \left[C_{my} \left(1 + (\overline{\lambda}_y - 0.2) \frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} \right) ; C_{my} \left(1 + 0.8 \frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} \right) \right]$$

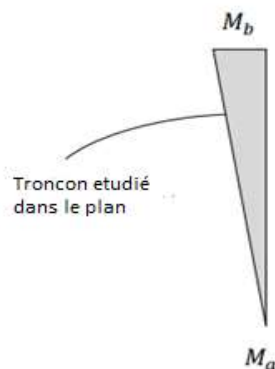
C_{my} : est facteur de moment équivalent pour tenir compte de forme du diagramme du moment fléchissant entre les points de maintien latéraux (voir : ANNEXE)

Remarque :

les facteurs C_{my} et C_{mLT} doivent être calculés en considérant le diagramme de moment fléchissant sur la longueur du tronçon entre points de maintien au flambement dans le plan considéré. Dans cette vérification le tronçon de barre pour le calcul de C_{mLT} peut ne pas être le même que celui pour le calcul de C_{my}

$$C_{my} = 0.6 + 0.4\Psi ; \Psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{0}{12209.77} = 0.0$$

$$C_{my} = 0.6 + 0.4 * 0.0 = 0.6$$



$$k_{yy} = \min \left[0.6 \left(1 + [0.51 - 0.2] \frac{4177.26}{175107.03} \right) ; 0.6 \left(1 + 0.8 \frac{4177.26}{175107.03} \right) \right]$$

$$k_{yy} = \min(0.604 ; 0.611) = 0.604$$

$$\frac{4177.26}{175107.03} + \frac{0.604 * 12187.76}{25493.03} = 0.31 \leq 1.0 \dots \dots \dots \text{OK}$$

VIII.7. Etude numérique de portique avec logiciel ROBOT :

VIII.7.1. Introduction :

Pour faire l'étude d'un système il y a plusieurs méthodes manuelles classiques, mais vu la disponibilité d'un logiciel ROBOT millenium notre tâche consiste à introduire les données suivantes :

- les données pour définir la géométrie de la structure.
- Les informations concernant les propriétés des matériaux.
- Les sollicitations auxquelles la structure est soumise.

Nous avons choisi le calcul par ordinateur ; pour la rapidité, et l'exactitude des résultats.

VIII.7.2. Logiciel de calcul et l'optimisation des structures :

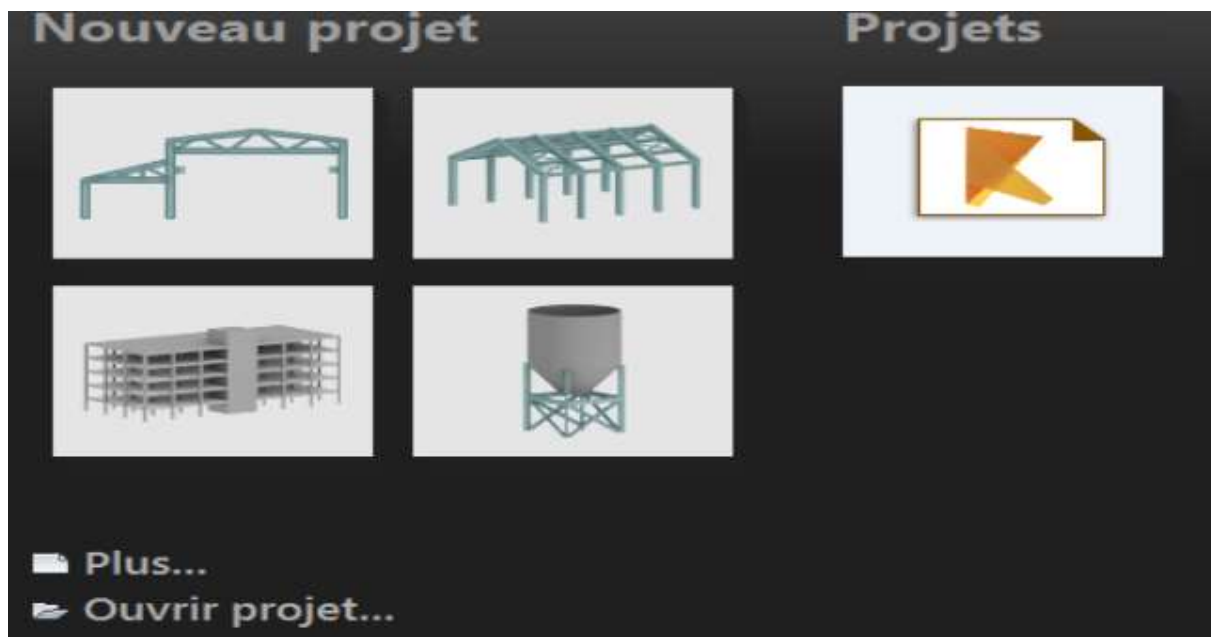
ROBOT millenium est un logiciel de calcul et l'optimisation des structures.

Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type : Treillis, portique, structures mixtes

VIII.7.3. Description du logiciel ROBOT :

Après le lancement d'un système ROBOT, la fenêtre représentée ci-après s'affiche, elle

Permet de définir le type de structure à étudier, d'ouvrir un dimensionnement de la structure.

**VIII.8. Etape à suivre dans le logiciel :****➤ La première étape :**

La modélisation :

La définition d'une structure commence par la définition des nœuds et des barres. Dans ROBOT Millenium, seule la définition des barres est nécessaire puisque les nœuds sont alors automatiquement créés aux extrémités de ces dernières. ROBOT Millenium propose de nombreuses fonctionnalités qui permettent une modélisation avancée.

➤ La deuxième étape :

Application des efforts (neige, vent, séisme, charge d'exploitation, les combinaisons des efforts ...etc.) à la structure.

➤ Type de chargements :

Toutes les charges 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. Pour le cas de charges définir dans ROBOT Millenium, vous pouvez par exemple, définir les natures suivantes : neige, vent, permanentes et d'exploitations.

➤ **Combinaisons de charges :**

La génération automatique des pondérations ROBOT Millenium permet de créer une combinaison de cas de charge créée. Les combinaisons seront du type ELU, ELS au accidentelle. Cette fonctionnalité de base permet à l'utilisateur de déclarer ces propres combinaisons et enveloppes de cas de charges.

La troisième étape :

➤ **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.

➤ **Affichage des résultats :**

Tableau des résultats :

Les tableaux présentent les différents résultats des calculs de la structure (déplacements, contraintes, réactions aux appuis, efforts,.....etc.).

➤ **Analyse graphique pour les barres :**

Par l'option d'analyse graphique, il est possible d'afficher les déformées de la structure ainsi que les différents diagrammes d'efforts et de contraintes.

Résultats de logicielle :

Vérification des éléments :

Perspective de la Structure :

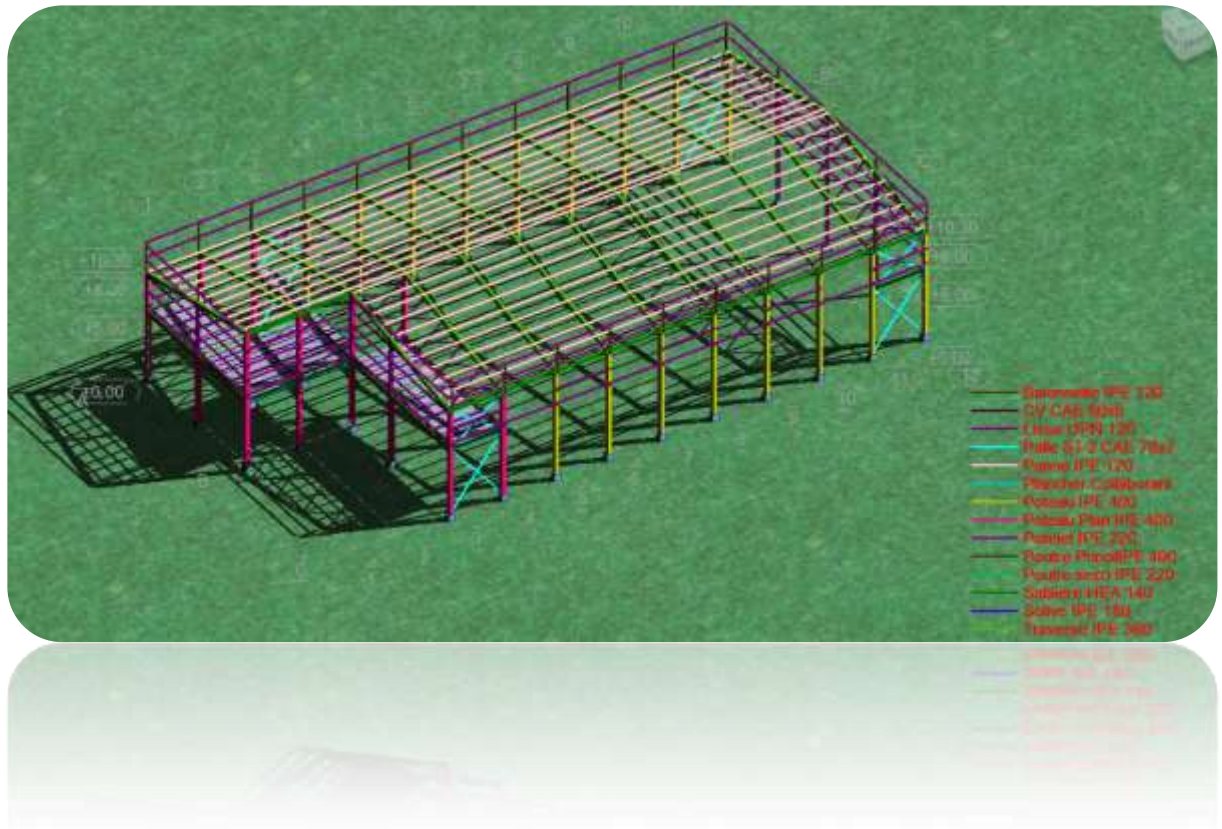


Tableau des éléments :

Barre	Section	matériaux	Longueur	Type de barre
1	IPE400	S275	8.00	Poteau
2	IPE360	S275	11.73	Traverse
3	UPN120	S275	4.00	Lisse
4	IPE180	S275	4.00	Solive
5	IPE120	S275	4.00	Panne
6	IPE180	S275	4.00	PT secondaire
7	IPE360	S275	5.83	PT principale
8	CAE60x6	S275	4.61	CV
9	CAE70x7	S275	6.4	Palle de stabilité
10	CAE70x7	S275	5.00	Palle de stabilité
11	IPE120	S275	2.3	Baïonnette
12	IPE270	S275	4.17	potelet

Tableau de chargement :

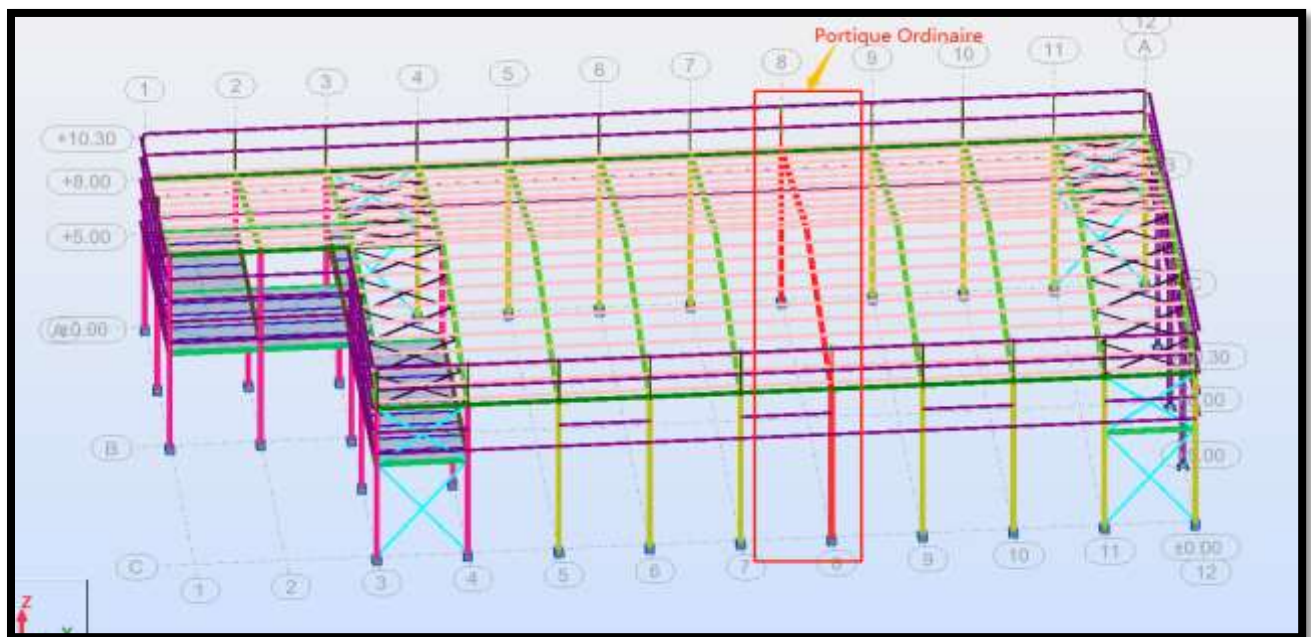
1:G	poids propre	1A47 49A119	Structure en	#NOM?	Coef=1.00	MEMO :
1:G	(EF) surfacique uniforme	550 551	PX=0.0	PY=0.0	PZ=-17.00	global
2:Q	force sur barre	3A35P4 4A40	FX=0.0	FY=0.0	FZ=-100.00	CX=0.0
2:Q	force sur barre	3A35P4 4A40	FX=0.0	FY=0.0	FZ=-100.00	CX=0.0
2:Q	(EF) surfacique uniforme		PX=0.0	PY=0.0	PZ=-250.00	global
3:N	(EF) surfacique uniforme	550 551	PX=0.0	PY=0.0	PZ=-25.00	global
4:Vent sur Pignon	(EF) surfacique uniforme	552 555	PX=0.0	PY=38.72	PZ=0.0	global
4:Vent sur Pignon	(EF) surfacique uniforme	556	PX=0.0	PY=-32.27	PZ=0.0	global
4:Vent sur Pignon	(EF) surfacique uniforme	549 554	PX=77.45	PY=0.0	PZ=0.0	global
4:Vent sur Pignon	(EF) surfacique uniforme	557	PX=-77.45	PY=0.0	PZ=0.0	global
4:Vent sur Pignon	(EF) surfacique uniforme	550 551	PX=0.0	PY=0.0	PZ=103.90	global
5:Vent sur Long-pan	(EF) surfacique uniforme	550 551	PX=0.0	PY=0.0	PZ=90.03	global
5:Vent sur Long-pan	(EF) surfacique uniforme	557	PX=38.02	PY=0.0	PZ=0.0	global
5:Vent sur Long-pan	(EF) surfacique uniforme	549 554	PX=-32.28	PY=0.0	PZ=0.0	global
5:Vent sur Long-pan	(EF) surfacique uniforme	552 555	PX=0.0	PY=-77.45	PZ=0.0	global
5:Vent sur Long-pan	(EF) surfacique uniforme	556	PX=0.0	PY=77.45	PZ=0.0	global

Tableau des Combinaisons :

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Nature	Définition
6 (C)	1.35G+1.5Q	Combinaison linéaire	ELU	1*1.35+2*1.50
7 (C)	1.35G+1.5N	Combinaison linéaire	ELU	1*1.35+3*1.50
8 (C)	1.35G+1.5Vpignon	Combinaison linéaire	ELU	1*1.35+4*1.50
9 (C)	1.35G+1.5VLong-Pan	Combinaison linéaire	ELU	1*1.35+5*1.50
10 (C)	1.35G+1.5x0.9(N+Vpig)	Combinaison linéaire	ELU	(1+3+4)*1.35
11 (C)	1.35G+1.5x0.9(N+Vlong)	Combinaison linéaire	ELU	(1+3+5)*1.35
12 (C)	1.35G+1.5x0.9(Q+N)	Combinaison linéaire	ELU	(1+2+4)*1.35
13 (C)	1.35G+1.5x0.9(Q+Vpig)	Combinaison linéaire	ELU	(1+2+4)*1.35
14 (C)	1.35G+1.5x0.9(Q+Vlong-p)	Combinaison linéaire	ELU	(1+2+5)*1.35
15 (C)	G+1.5Vpignon	Combinaison linéaire	ELU	1*1.00+4*1.50
16 (C)	G+1.5Vlong-pan	Combinaison linéaire	ELU	1*1.00+5*1.50
17 (C)	G+Q	Combinaison linéaire	ELS	(1+2)*1.00
18 (C)	G+Vpigno	Combinaison linéaire	ELS	(1+4)*1.00
19 (C)	G+VLong-pan	Combinaison quadratique	ELS	((1;5)*1.00)
20 (C)	G+N	Combinaison linéaire	ELS	(1+3)*1.00
24 (C) (CQC)	G+Q+EX	Combinaison linéaire	ACC	(1+2+22)*1.00
25 (C) (CQC)	G+Q+EY	Combinaison linéaire	ACC	(1+2+23)*1.00
26 (C) (CQC)	G+Q+1.2EX	Combinaison linéaire	ACC	(1+2)*1.00+22*1.20
27 (C) (CQC)	G+Q+1.2EY	Combinaison linéaire	ACC	(1+2)*1.00+23*1.20
28 (C) (CQC)	0.8G+Ex	Combinaison linéaire	ACC	1*0.80+22*1.00
29 (C) (CQC)	0.8G+EY	Combinaison linéaire	ACC	23*1.00+1*0.80
30 (C) (CQC)	0.8G-Ex	Combinaison linéaire	ACC	1*0.80+22*-1.00
31 (C) (CQC)	0.8G-EY	Combinaison linéaire	ACC	1*0.80+23*-1.00

Vérification des éléments de la structures :

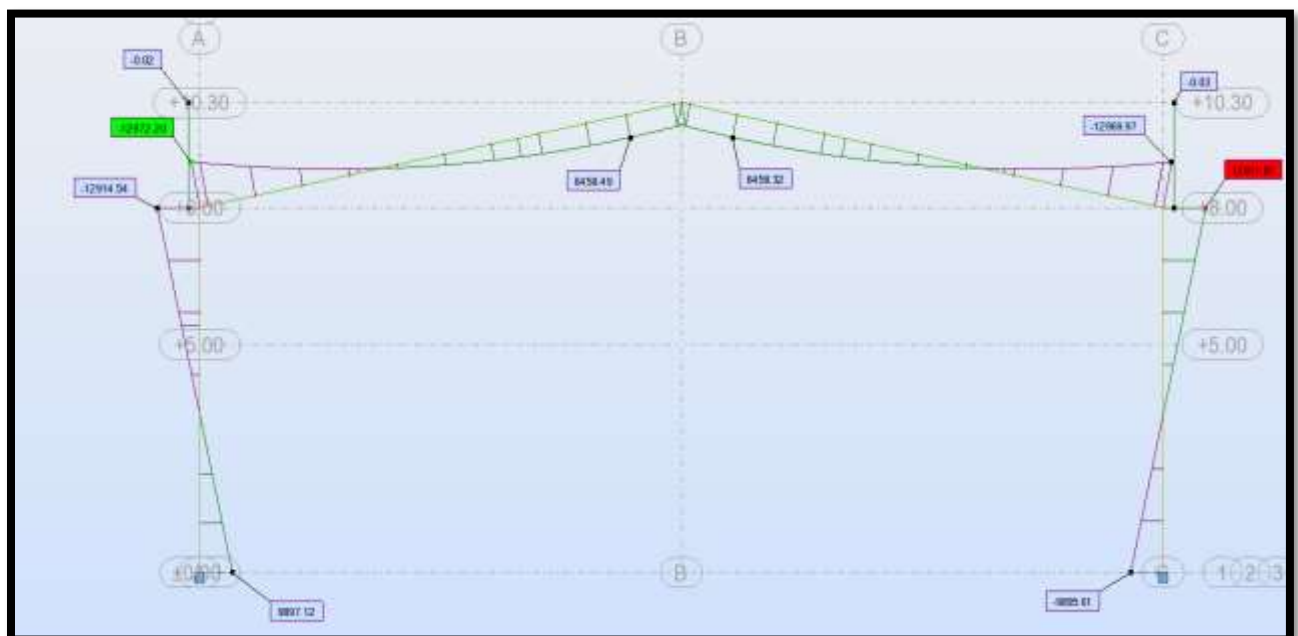
1.Poteau ordinaire(hangar) :

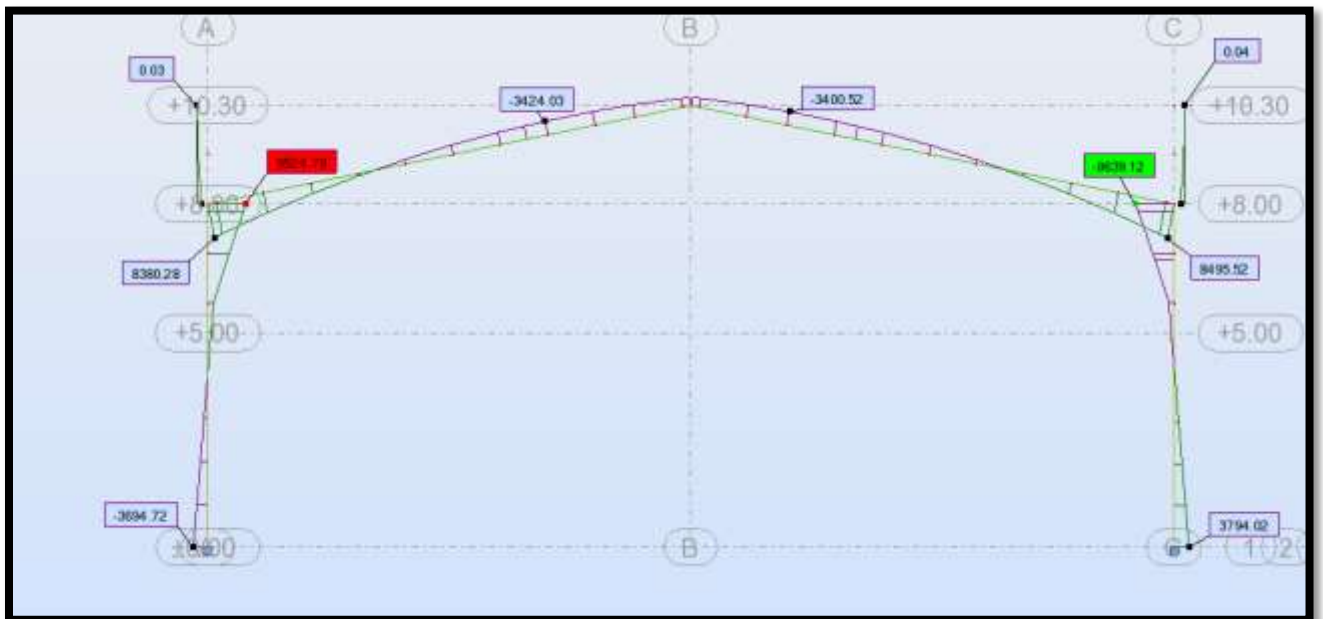
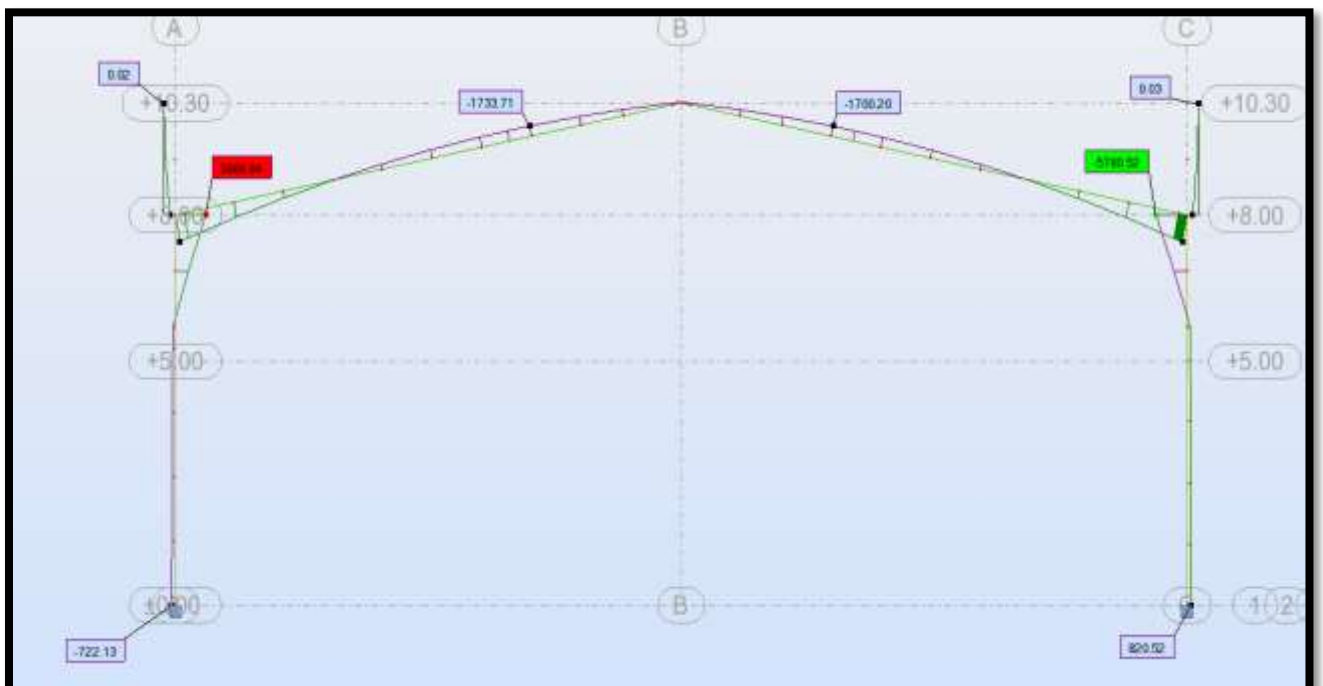


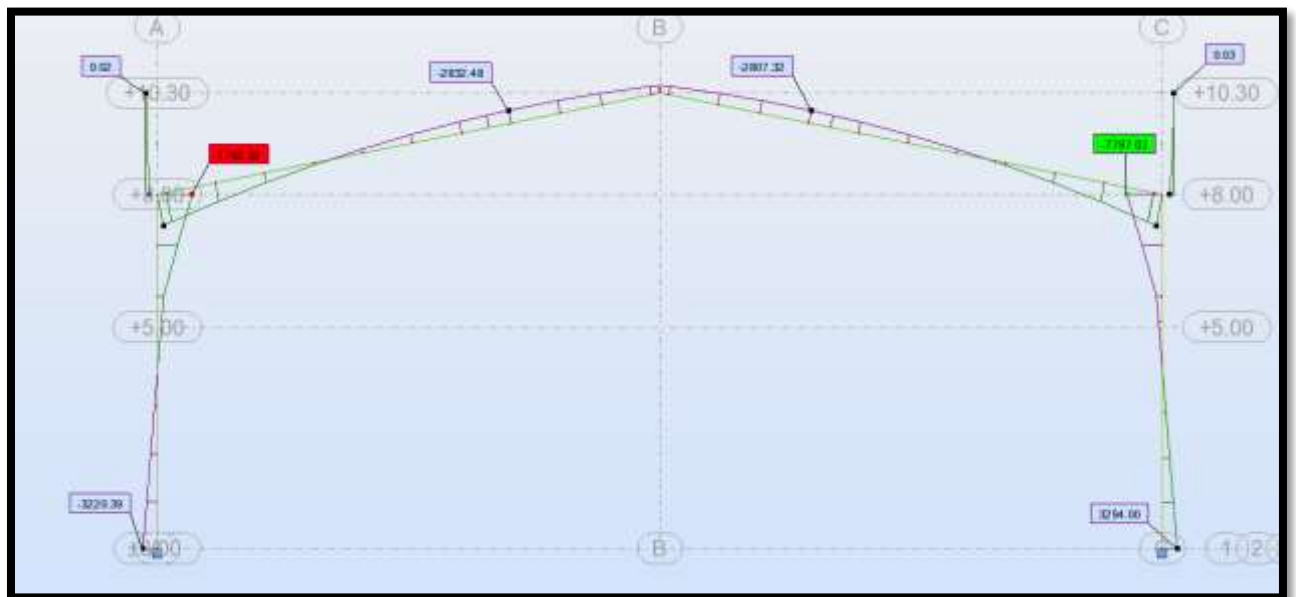
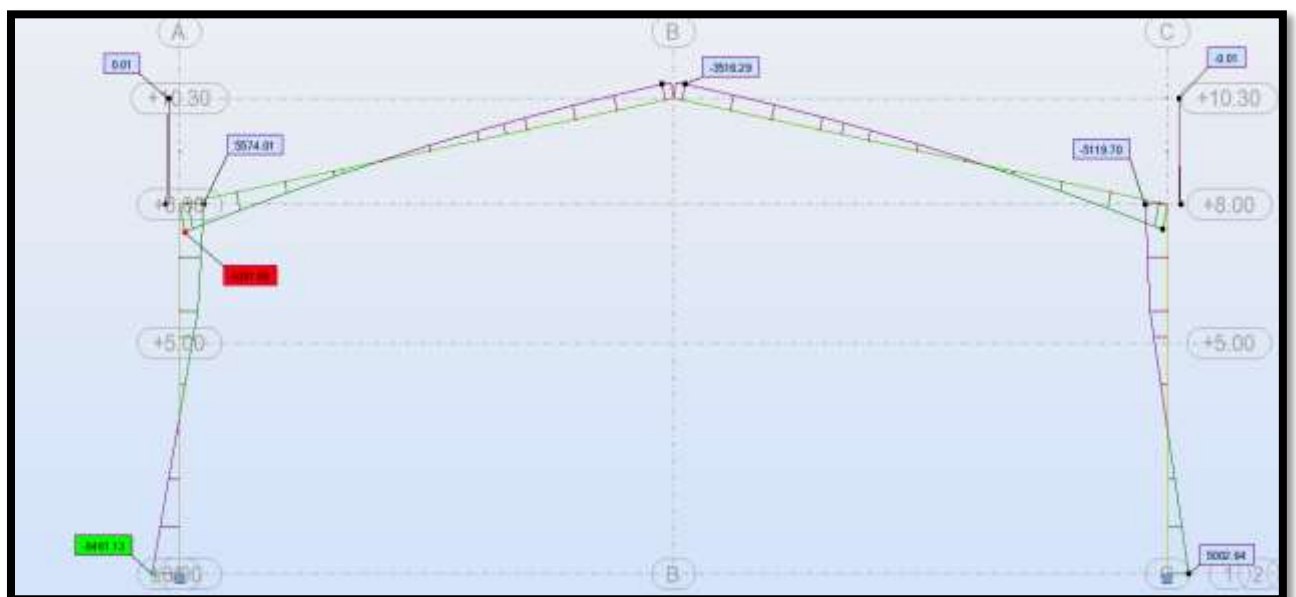
Diagrammes des moments fléchissant M_y :

Selon les combinaisons :(ELU)

➤ **1.35G+1.5N :**



➤ **1.35G+1.5N+P :**➤ **1.35 (G+N+V pignon) :**

➤ **G+1.5V Pignon :**➤ **1.35 (G+N+V Long-Pan) :**

Verification des pieces

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	Ratio(uy)	Cas (uy)	Ratio(uz)	Cas (uz)	Ratio(vx)	Cas (vx)	Ratio(vy)	Cas (vy)
17 Poteau Ordin	Poteau IPE 400	S 275	24.17	101.27	0.52	16 G+1.5Vlong-pan	-	-	-	-	0.36	19 G+Vlong-pan	0.01	19 G+Vlong-pan
18 Poteau Ordin	Poteau IPE 400	S 275	24.17	101.27	0.50	16 G+1.5Vlong-pan	-	-	-	-	0.30	19 G+Vlong-pan	0.01	19 G+Vlong-pan
19 Traverse_19	Traverse IPE 360	S 275	78.42	309.62	0.66	7 1.35G+1.5N	0.01	19 G+Vlong-pan	0.21	19 G+Vlong-pan	-	-	-	-
20 Traverse_20	Traverse IPE 360	S 275	78.42	309.62	0.66	7 1.35G+1.5N	0.01	19 G+Vlong-pan	0.20	19 G+Vlong-pan	-	-	-	-

➤ **Note de calcul Poteau le plus sollicité :**

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : EN 1993-1:FR-NA:2007, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 17 PoteauOrdinaire_17 **POINT :** 3COORDONNEE : x = 1.00 L = 8.00 m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 16 G+1.5Vlong-pan 1*1.00+5*1.50

MATERIAU :

S 275 (S 275) $f_y = 275.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : Poteau IPE 400

h=40.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=56.00 cm ²	Az=42.69 cm ²	Ax=84.46 cm ²
tw=0.9 cm	Iy=23128.40 cm ⁴	Iz=1317.82 cm ⁴	Ix=46.80 cm ⁴
tf=1.4 cm	Wply=1307.26 cm ³	Wplz=229.01 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N _{Ed} = -4392.17 daN	My _{Ed} = 14286.61 daN*m	Mz _{Ed} = 744.95 daN*m	Vy _{Ed} = -604.77 daN
N _{t,Rd} = 232274.90 daN	My _{pl,Rd} = 35949.65 daN*m		Mz _{pl,Rd} = 6297.72
	Vy _{T,Rd} = 88869.44 daN		
	My _{c,Rd} = 35949.65 daN*m		Mz _{c,Rd} = 6297.72 daN*m
	Vz _{Ed} = 2357.43 daN		
	My _{N,Rd} = 35949.65 daN*m		Mz _{N,Rd} = 6297.72 daN*m
	Vz _{T,Rd} = 67767.99 daN		
	Mb _{Rd} = 29838.28 daN*m		Tt _{Ed} = 0.60 daN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

z = 0.00	Mcr = 95376.42 daN*m	Courbe,LT - b	XLT = 0.83
Lcr,upp=4.00 m	Lam_LT = 0.61	fi,LT = 0.76	

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} + Mz _{Ed} /Mz _{c,Rd} = 0.52 < 1.00 (6.2.5.(1))
Vy _{Ed} /Vy _{T,Rd} = 0.01 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz _{Ed} /Vz _{T,Rd} = 0.03 < 1.00 (6.2.6-7)

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.48 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches Non analysé



Déplacements

$$v_x = 1.9 \text{ cm} < v_{x \max} = L/150.00 = 5.3 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif : $19 \text{ G} + V_{\text{long-pan}} \sqrt{1.5} \cdot 1.00$

$$v_y = 0.1 \text{ cm} < v_{y \max} = L/150.00 = 5.3 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif : $19 \text{ G} + V_{\text{long-pan}} \sqrt{1.5} \cdot 1.00$

Profil correct !!!

➤ **Note de calcul de la traverse le plus sollicité :**

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : EN 1993-1:FR-NA:2007, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 20 Traverse _20

POINT : 1 **COORDONNEE :** x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 7 1.35G+1.5N 1*1.35+3*1.50

MATERIAU :

S 275 (S 275) $f_y = 275.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION : Traverse IPE 360

h=36.0 cm	g _{M0} =1.00	g _{M1} =1.00	
b=17.0 cm	A _y =48.84 cm ²	A _z =35.14 cm ²	A _x =72.73 cm ²
t _w =0.8 cm	I _y =16265.60 cm ⁴	I _z =1043.45 cm ⁴	I _x =36.20 cm ⁴
t _f =1.3 cm	W _{ply} =1019.22 cm ³	W _{plz} =191.10 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N _{Ed} = 3642.02 daN	M _{y,Ed} = -12972.20 daN*m	M _{z,Ed} = 68.03 daN*m	V _{y,Ed} = 47.18 daN
N _{c,Rd} = 200005.30 daN	M _{y,pl,Rd} = 28028.55 daN*m		M _{z,pl,Rd} = 5255.36
daN*m	V _{y,T,Rd} = 77523.41 daN		
N _{b,Rd} = 200005.30 daN	M _{y,c,Rd} = 28028.55 daN*m		M _{z,c,Rd} = 5255.36 daN*m
	V _{z,Ed} = 3762.72 daN		
	M _{y,N,Rd} = 28028.55 daN*m		M _{z,N,Rd} = 5255.36 daN*m
	V _{z,T,Rd} = 55777.64 daN		
	M _{b,Rd} = 20523.83 daN*m		T _{t,Ed} = -0.33 daN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

z = 1.00	M _{cr} = 45217.01 daN*m	Courbe,LT - b	XLT = 0.73
L _{cr,low} =5.86 m	Lam_LT = 0.79	f _{i,LT} = 0.91	

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :

$$k_{yy} = 1.00$$



en z :

$$k_{zz} = 1.00$$

FORMULES DE VERIFICATION :**Contrôle de la résistance de la section :**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.48 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{u,ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{u,tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.63 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.66 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.66 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches**

$$u_y = 0.1 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 5.9 \text{ cm}$$

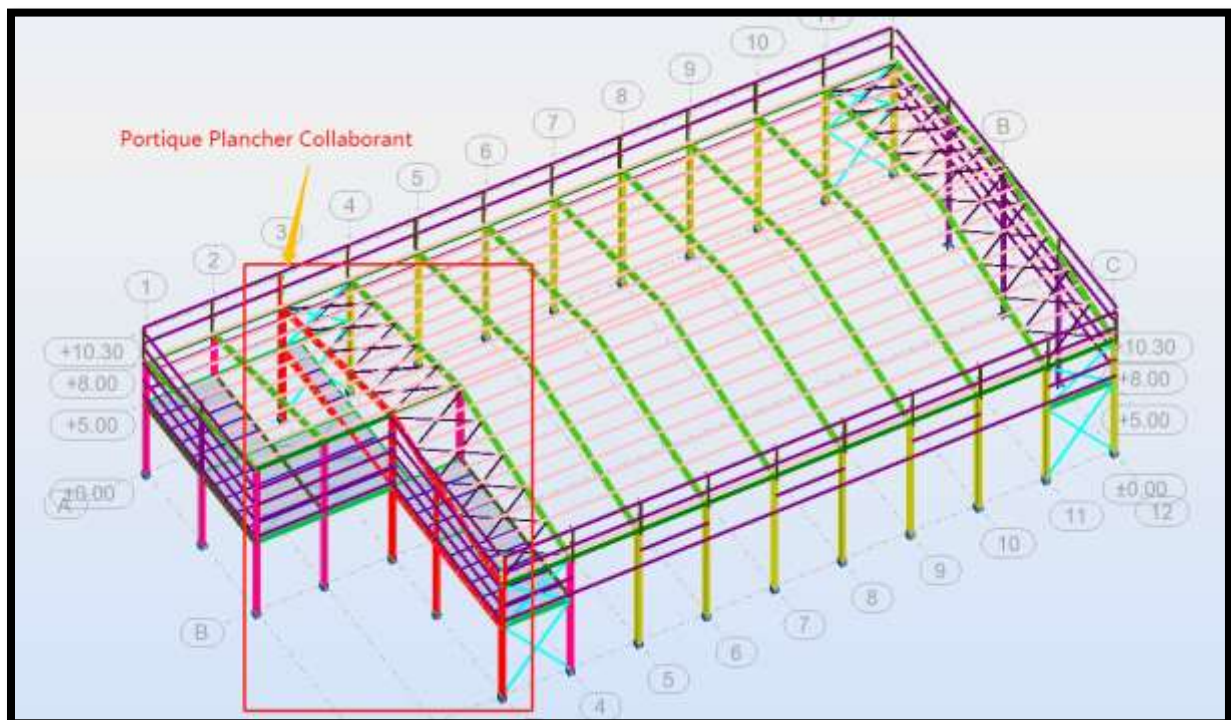
Vérifié

$$\text{Cas de charge décisif : } 19 \text{ G} + V_{\text{long-pan}} \text{SQRT}(1;5) \cdot 1.00$$

$$u_z = 1.1 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 5.9 \text{ cm}$$

Vérifié

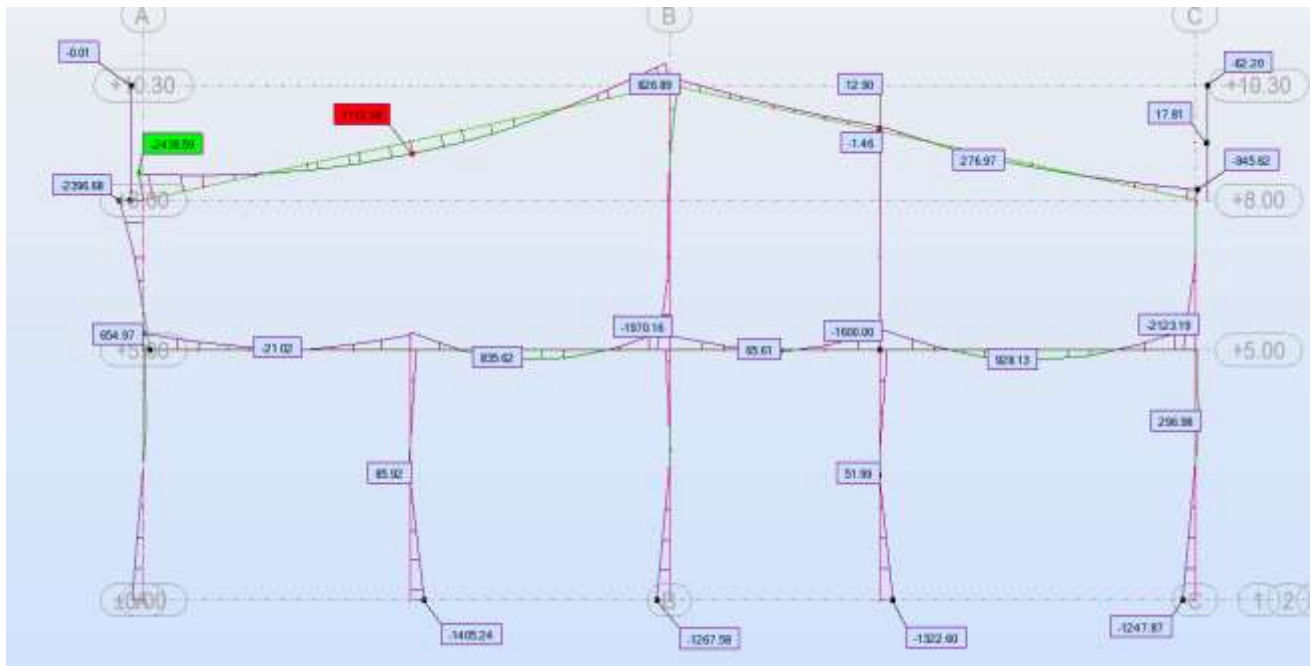
$$\text{Cas de charge décisif : } 19 \text{ G} + V_{\text{long-pan}} \text{SQRT}(1;5) \cdot 1.00$$

**Déplacements Non analysé****Profil correct !!!****1.Poteaux du Plancher Collaborant(Mezzanine) :**

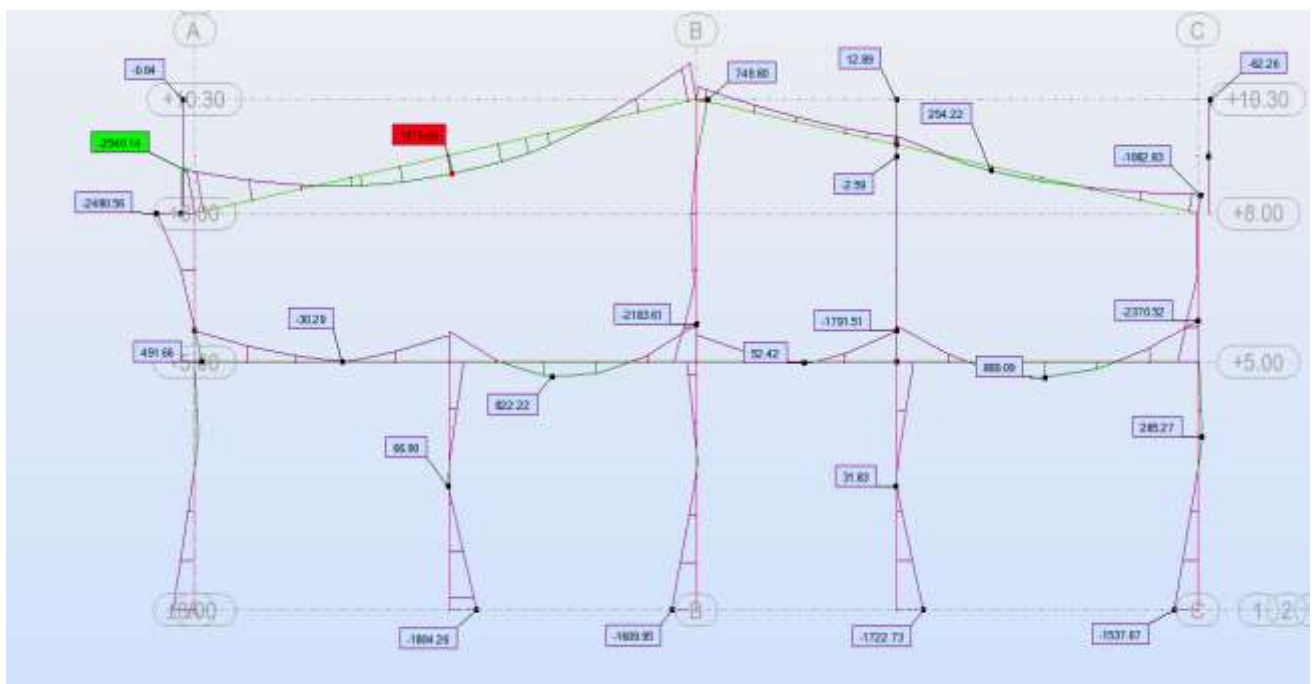
Diagrammes des moments fléchissant M_y :

Selon les combinaisons :(ELA-Les combinaisons sismiques)

➤ **G+Q+Ex**



➤ **G+Q+Ey**



Vérification des pièces vis-à-vis les combinaisons sismiques (ELA) :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
37 Poteau Planc	OK Poteau Plan IPE 40	S 275	24.17	101.27	0.12	27 G+Q+1.2EY
38 Poteau Planc	OK Poteau Plan IPE 40	S 275	24.17	101.27	0.10	27 G+Q+1.2EY
40 Traverse _40	OK Traverse IPE 360	S 275	78.42	309.62	0.27	27 G+Q+1.2EY
84 Poteau Planc	OK Poteau Plan IPE 40	S 275	31.12	130.38	0.15	27 G+Q+1.2EY
427 Poteau Plan	OK Poteau Plan IPE 40	S 275	15.11	63.29	0.10	27 G+Q+1.2EY
428 Traverse _4	OK Traverse IPE 360	S 275	78.42	309.62	0.11	27 G+Q+1.2EY
589 Poteau Plan	OK Poteau Plan IPE 40	S 275	15.11	63.29	0.10	27 G+Q+1.2EY

Vérification des pièces vis-à-vis les Combinaisons ELU et ELS :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	Ratio(uy)	Cas (uy)	Ratio(uz)	Cas (uz)	Ratio(vx)	Cas (vx)	Ratio(vy)	Cas (vy)
37 Poteau Planc	OK Poteau Plan IPE 400	S 275	24.17	101.27	0.18	15 G+1.5Vpignon	-	-	-	-	0.03	19 G+Vlong-pan	0.01	18 G+Vpigno
38 Poteau Planc	OK Poteau Plan IPE 400	S 275	24.17	101.27	0.24	16 G+1.5Vlong-pan	-	-	-	-	0.02	18 G+Vpigno	0.01	18 G+Vpigno
40 Traverse _40	OK Traverse IPE 360	S 275	78.42	309.62	0.41	7 1.35G+1.5N	0.02	19 G+Vlong-pan	0.12	19 G+Vlong-pan	-	-	-	-
84 Poteau Planc	OK Poteau Plan IPE 400	S 275	31.12	130.38	0.21	7 1.35G+1.5N	-	-	-	-	0.02	18 G+Vpigno	0.10	19 G+Vlong-pan
427 Poteau Plan	OK Poteau Plan IPE 400	S 275	15.11	63.29	0.10	9 1.35G+1.5VLong-Pan	-	-	-	-	0.03	19 G+Vlong-pan	0.08	19 G+Vlong-pan
428 Traverse _4	OK Traverse IPE 360	S 275	78.42	309.62	0.66	9 1.35G+1.5VLong-Pan	0.02	19 G+Vlong-pan	0.01	19 G+Vlong-pan	-	-	-	-
589 Poteau Plan	OK Poteau Plan IPE 400	S 275	15.11	63.29	0.13	9 1.35G+1.5VLong-Pan	-	-	-	-	0.02	19 G+Vlong-pan	0.08	19 G+Vlong-pan

➤ **Note de calcul Poteau le plus sollicité :**

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : EN 1993-1:FR-NA:2007, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 38 Poteau Plancher _38 **POINT :** 1COORDONNEE : $x = 0.63 L = 5.00 m$

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 16 G+1.5Vlong-pan 1*1.00+5*1.50

MATERIAU :

S 275 (S 275) $f_y = 275.00 MPa$



PARAMETRES DE LA SECTION : Poteau Plan IPE 400

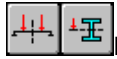
$h=40.0 cm$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=18.0 cm$	$A_y=56.00 cm^2$	$A_z=42.69 cm^2$	$A_x=84.46 cm^2$
$t_w=0.9 cm$	$I_y=23128.40 cm^4$	$I_z=1317.82 cm^4$	$I_x=46.80 cm^4$
$t_f=1.4 cm$	$W_{ply}=1307.26 cm^3$	$W_{plz}=229.01 cm^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

$N_{Ed} = -2742.79 daN$	$M_{y,Ed} = 1531.40 daN*m$	$M_{z,Ed} = 1273.51 daN*m$	$V_{y,Ed} = 2822.76 daN$
$N_{t,Rd} = 232274.90 daN$	$M_{y,pl,Rd} = 35949.65 daN*m$	$M_{z,pl,Rd} = 6297.72 daN*m$	
	$V_{y,T,Rd} = 88761.24 daN$		
	$M_{y,c,Rd} = 35949.65 daN*m$	$M_{z,c,Rd} = 6297.72 daN*m$	

$V_{z,Ed} = -1593.61 \text{ daN}$
 $M_{y,N,Rd} = 35949.65 \text{ daN}\cdot\text{m}$
 $V_{z,T,Rd} = 67715.46 \text{ daN}$
 $M_{b,Rd} = 26952.36 \text{ daN}\cdot\text{m}$

$M_{z,N,Rd} = 6297.72 \text{ daN}\cdot\text{m}$
 $T_{t,Ed} = 2.27 \text{ daN}\cdot\text{m}$
 Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :**

$z = 0.00$
 $L_{cr,upp} = 4.00 \text{ m}$

$M_{cr} = 45855.80 \text{ daN}\cdot\text{m}$
 $\lambda_{m,LT} = 0.89$

Courbe,LT -
 $f_{i,LT} = 1.00$

$XL_T = 0.69$
 $XL_{T,mod} = 0.75$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :

en y :



en z :

FORMULES DE VERIFICATION :**Contrôle de la résistance de la section :**

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$
 $M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.24 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$
 $\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM_0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$
 $\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM_0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.06 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$

DEPLACEMENTS LIMITES

Flèches Non analysé



Déplacements

$v_x = 0.1 \text{ cm} < v_{x \max} = L/150.00 = 5.3 \text{ cm}$ Vérifié
Cas de charge décisif : 18 G+Vpigno (1+4)*1.00
 $v_y = 0.0 \text{ cm} < v_{y \max} = L/150.00 = 5.3 \text{ cm}$ Vérifié
Cas de charge décisif : 18 G+Vpigno (1+4)*1.00

Profil correct !!!➤ **Note de calcul de la Traverse la plus sollicitée :****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME :** EN 1993-1:FR-NA:2007, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE :** Vérification des pièces**FAMILLE :****PIECE :** 428 Traverse_428**POINT :** 3COORDONNEE : $x = 0.61 L = 7.10 \text{ m}$ **CHARGEMENTS :****Cas de charge décisif :** 9 1.35G+1.5VLong-Pan 1*1.35+5*1.50**MATERIAU :**S 275 (S 275) $f_y = 275.00 \text{ MPa}$ **PARAMETRES DE LA SECTION :** Traverse IPE 360

$h = 36.0 \text{ cm}$
 $gM_0 = 1.00$
 $gM_1 = 1.00$

b=17.0 cm	Ay=48.84 cm ²	Az=35.14 cm ²	Ax=72.73 cm ²
tw=0.8 cm	Iy=16265.60 cm ⁴	Iz=1043.45 cm ⁴	Ix=36.20 cm ⁴
tf=1.3 cm	Wely=903.64 cm ³	Welz=122.76 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N,Ed = 7704.54 daN	My,Ed = 103.65 daN*m	Mz,Ed = -63.19 daN*m	Vy,Ed = 1311.55 daN
Nc,Rd = 200005.30 daN	My,el,Rd = 24850.22 daN*m		Mz,el,Rd = 3375.87 daN*m
	Vy,T,Rd = 54083.96 daN		
Nb,Rd = 200005.30 daN	My,c,Rd = 24850.22 daN*m		Mz,c,Rd = 3375.87 daN*m
	Vz,Ed = 15.62 daN		
			Vz,T,Rd = 45884.96 daN
	Mb,Rd = 10562.95 daN*m		Tt,Ed = -290.53 daN*m
			Classe de la section = 3

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :**

z = 1.00	Mcr = 14619.14 daN*m	Courbe,LT - b	XLT = 0.43
Lcr,low=5.86 m	Lam_LT = 1.30	fi,LT = 1.54	

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :

en y :

kyy = 1.00



en z :

kzz = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION :**Contrôle de la résistance de la section :**

$$My,Ed/My,c,Rd + Mz,Ed/Mz,c,Rd = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$N,Ed/Nc,Rd + My,Ed/My,c,Rd + Mz,Ed/Mz,c,Rd = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.9.3.(1))$$

$$\sqrt{Sig,x,Ed^2 + 3*(Tau,y,Ed+Tau,ty,Ed)^2}/(fy/gM0) = 0.66 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.64 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.40 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$My,Ed/Mb,Rd = 0.01 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N,Ed/(Xmin*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.07 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N,Ed/(Xmin*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.07 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches**

$$u_y = 0.1 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 5.9 \text{ cm} \quad \text{Vérifié}$$

$$\text{Cas de charge décisif : } 19 \text{ G+Vlong-panSQRT}(1;5)*1.00$$

$$u_z = 0.0 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 5.9 \text{ cm} \quad \text{Vérifié}$$

$$\text{Cas de charge décisif : } 19 \text{ G+Vlong-panSQRT}(1;5)*1.00$$

**Déplacements** Non analysé**Profil correct !!!**

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, séismiques et climatiques) qui lui seraient appliquées.

Le calcul se fait sous les combinaisons d'actions les plus défavorables auxquelles ils pourraient être soumis durant toute leur période d'exploitation de l'ouvrage.

Les sollicitations obtenues servent à la vérification des éléments (poteaux, poutres,...), elles servent également au calcul des assemblages, ainsi qu'à celui de l'infrastructure.

IX.1. Méthode de travail :

Après avoir pré dimensionné les éléments structuraux et secondaires de notre ouvrage, on passe à la vérification de ces éléments à l'aide de logiciel ROBOT.

On modélise notre structure sur ROBOT en utilisant les profilé déjà pré dimensionné puis on introduit les charge permanente, les surcharge d'exploitation et les combinaisons d'action puis on lance le calcul et on vérifie les éléments.

L'organigramme ci-dessous résume les étapes de travail:

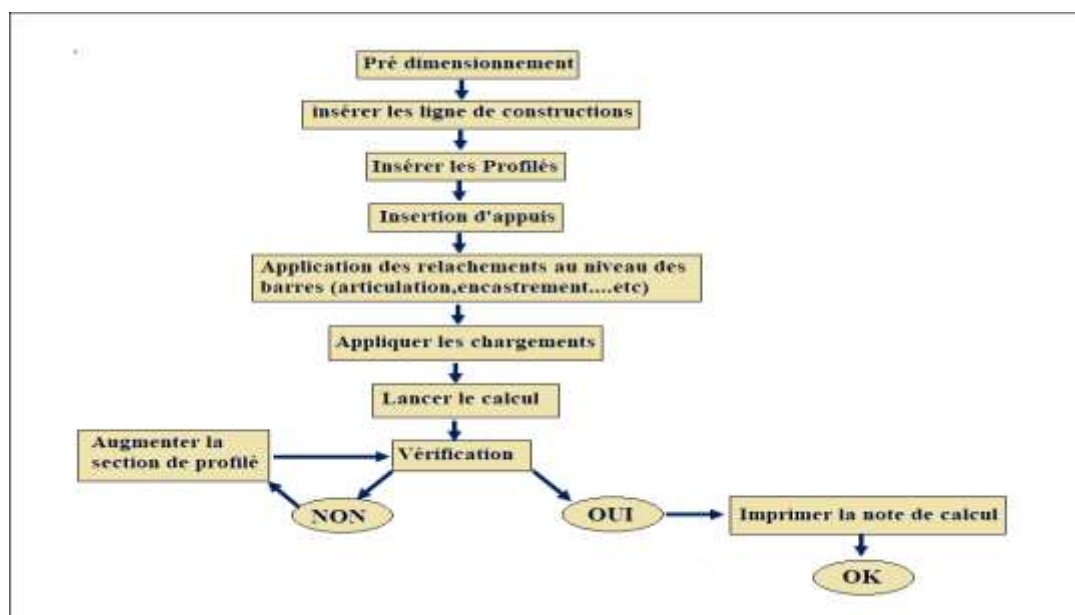


Figure IX-1 : Etape de modélisation à l'aide de logiciel ROBOT

IX.2. Les étapes de modélisation :**IX.2.1. Matériaux utilisés****a) Acier :**

- La limite d'élasticité de l'acier $f_y = 235 \text{ MPa}$
- module d'élasticité longitudinal (module de YOUNG) $E = 2,1 \times 10^6 \text{ MPa}$
- Module d'élasticité transversal $G = 81000 \text{ MPa}$
- La masse volumique de l'acier $\rho = 7850 \text{ daN/m}^3$
- Coefficient de poisson $\nu = 0,3$

b) Béton :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours $f_{t28} = 25 \text{ MPa}$
- La résistance caractéristique à la traction f_{t28} : donné par la formule suivante :

$$f_{t28} = 0,6 \times 0,06 \times f_{C28}(\text{BAEL/A2.1}, 12)$$

$$f_{t28} = 0,6 \times 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

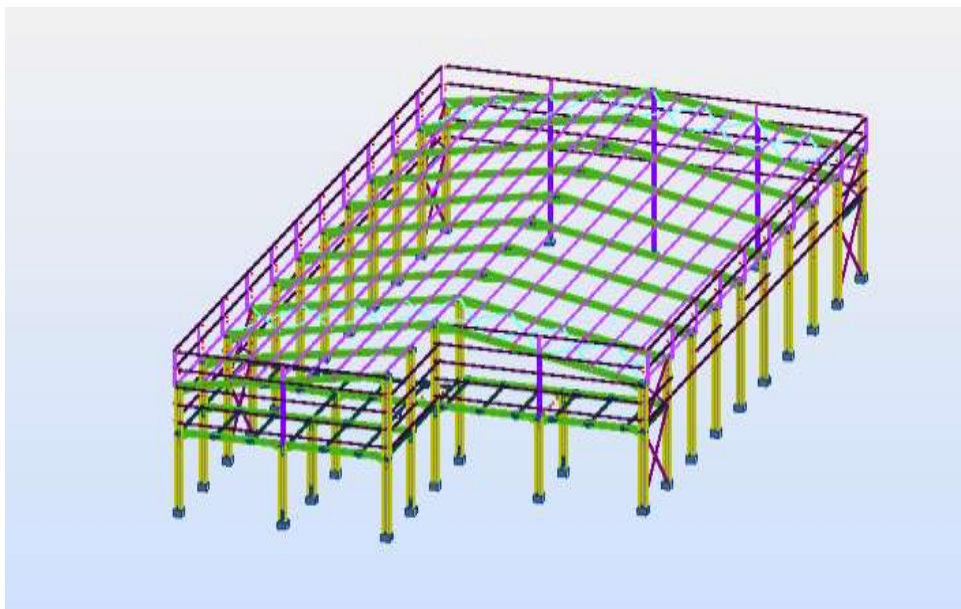
- La masse volumique : $\rho = 2500 \text{ daN/m}^3$
- Le module d'élasticité longitudinale $E = 32164,2 \text{ MPa}$
- Coefficient de poisson :

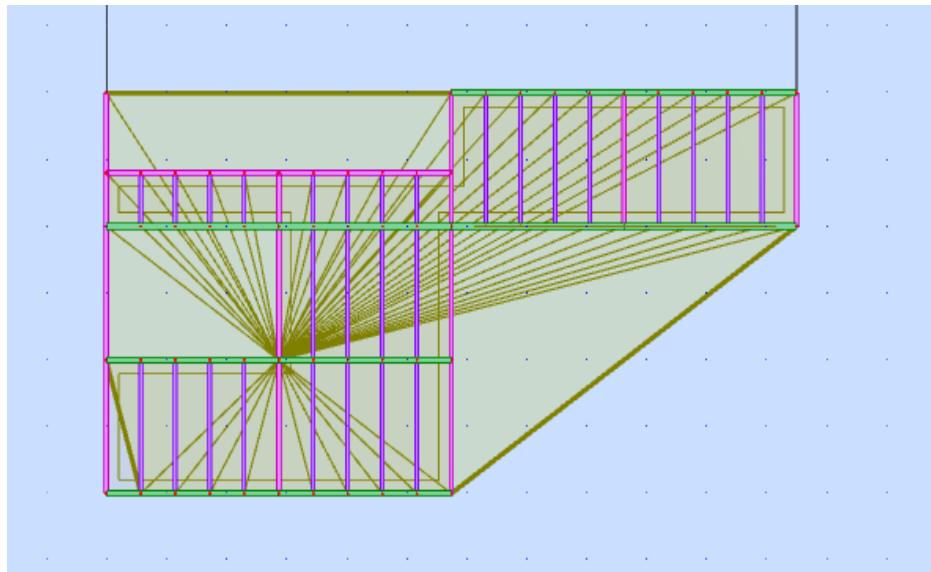
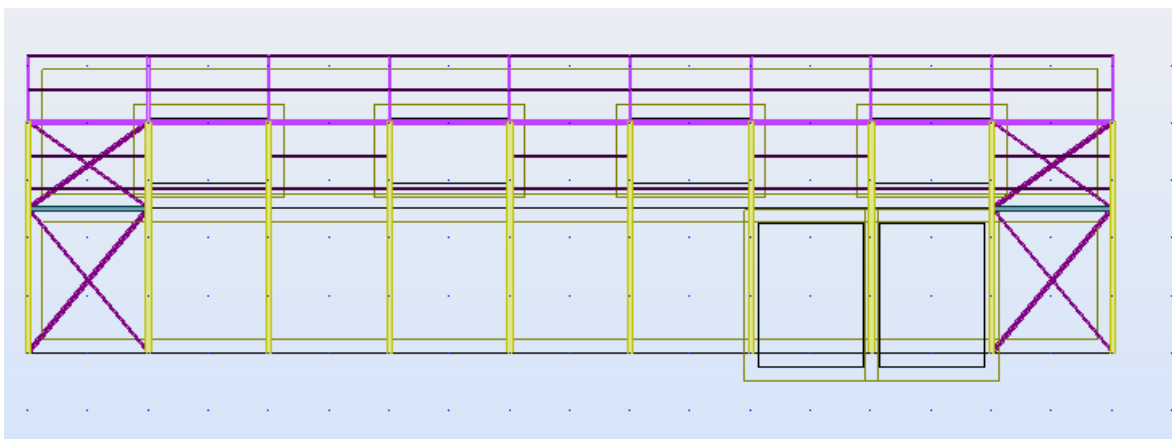
→ $\nu = 0$ à l'ELU

→ $\nu = 0,2$ à l'ELS

IX.2.2. Profilé utilisé :**Tableau IX-1:**Liste des profilés utilisé.

Elément	Type de profilé
Pannes	IPE120
Lisse de bardage long pan	UPN120
Lisse de bardage pignon	UPN120
Potelets	IPE270
Traverse	IPE360
Solives	IPE180
Poutres maitresses	IPE360
Poteaux	HEA400
Poteaux intermédiaire	HEA400
Poutres au vent	L60×60×5
Palées de stabilité	L70×70×7

IX.2.3. Modélisation géométrique :❖ **Vue en 3D****Figure IX-2:**Vue en 3D de la structure

❖ **Vue en plan du plancher****Figure IX-3:**Vue en plan du plancher❖ **Vue en élévation de la face longue pan****Figure IX-4:**Vue en élévation de la face longue pan

❖ Vue en élévation de la face pignon

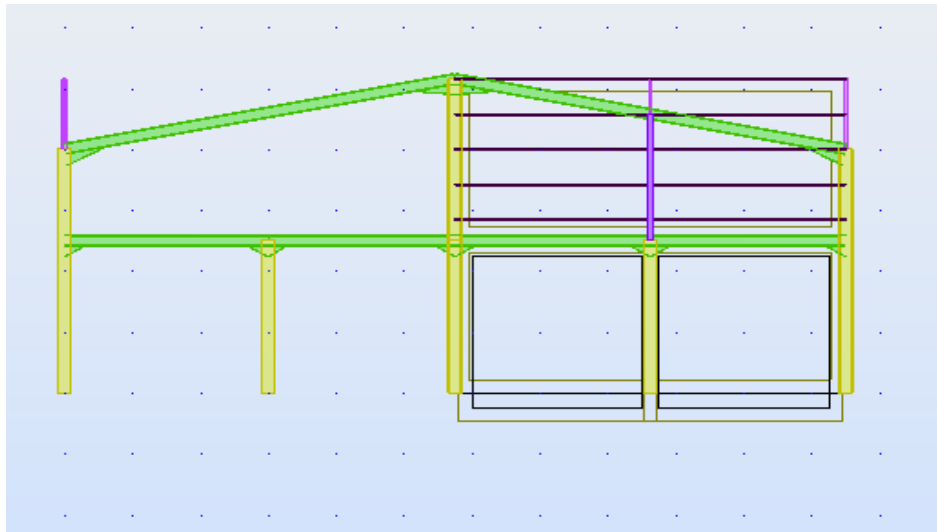


Figure IX-5: Vue en élévation de la face pignon

IX.3. Les combinaisons de charge

Nom	Type d'analyse	Nature de la combinaison
1.35G+1.5Q	Combinaison linéaire	ELU
1.35G+1.5N	Combinaison linéaire	ELU
1.35G+1.5Vpignon	Combinaison linéaire	ELU
1.35G+1.5Vlong-pan	Combinaison linéaire	ELU
1.35G+1.35 (N+Vpignon)	Combinaison linéaire	ELU
1.35G+1.35 (N+Vlong-pan)	Combinaison linéaire	ELU
1.35G+1.35 (N+Q)	Combinaison linéaire	ELU
1.35G+1.35 (Q+Vpignon)	Combinaison linéaire	ELU
1.35G+1.35 (Q+Vlong-pan)	Combinaison linéaire	ELU
G+1.5Vpignon	Combinaison linéaire	ELU
G+1.5Vlong-pan	Combinaison linéaire	ELU
G+Q	Combinaison linéaire	ELS
G+Vpignon	Combinaison linéaire	ELS
G+Vlong-pan	Combinaison linéaire	ELS
G+N	Combinaison linéaire	ELS

IX.4. Les résultats de vérifications de l'ossature à l'aide du logiciel ROBOT

IX.4.1. Vérification des pannes

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 137 Panne_137
1.98 m

POINT: 4

COORDONNEE: x = 0.50 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 10 G+1.5V1 1*1.00+4*1.50

MATERIAU:

ACIER fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: Panne IPE 120

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=6.4 cm	Ay=9.10 cm ²	Az=6.31 cm ²	Ax=13.21 cm ²
tw=0.4 cm	Iy=317.75 cm ⁴	Iz=27.67 cm ⁴	Ix=1.74 cm ⁴
tf=0.6 cm	Wply=60.73 cm ³	Wplz=13.58 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 128.62 daN	My _{Ed} = -294.41 daN*m	Mz _{Ed} = 58.88 daN*m	Vy _{Ed} = -0.59 daN
N _{c,Rd} = 31043.50 daN	My _{Ed,max} = -294.44 daN*m		Mz _{Ed,max} = 58.89 daN*m
	Vy _{c,Rd} = 12347.18 daN		
Nb _{Rd} = 31043.50 daN	My _{c,Rd} = 1427.16 daN*m	Mz _{c,Rd} = 319.13 daN*m	Vz _{Ed} = -2.94 daN
	MN _{y,Rd} = 1427.16 daN*m		MN _{z,Rd} = 319.13 daN*m
	Vz _{c,Rd} = 8554.73 daN		
	Mb _{Rd} = 615.29 daN*m		

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 729.40 daN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.43
Lcr,low=4.00 m	Lam_LT = 1.40	fi,LT = 1.59	XLT,mod = 0.43

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

kyy = 1.00



en z:

kzz = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.4.(1))

$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.23 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))

$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6.(1))

$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.48 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.67 < 1.00$$

(6.3.3.(4))

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.67 < 1.00$$

(6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches (REPÈRE LOCAL):**

$$u_y = 1.2 \text{ cm} < u_{y,max} = L/200.00 = 2.0 \text{ cm}$$

Vérifié

$$\text{Cas de charge décisif: } 23 \text{ G+Q+N } (1+2+3) \cdot 1.00$$

$$u_z = 0.5 \text{ cm} < u_{z,max} = L/200.00 = 2.0 \text{ cm}$$

Vérifié

$$\text{Cas de charge décisif: } 23 \text{ G+Q+N } (1+2+3) \cdot 1.00$$

**Déplacements (REPÈRE GLOBAL):** Non analysé**Profil correct !!!****IX.4.2. Vérification des lisses de bardages :****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces**FAMILLE:****PIECE:** lisse128
2.88 m**POINT:** 4**COORDONNEE:** x = 0.50 L =**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 7 1.35G+1.5V1 1*1.35+4*1.50

MATERIAU:ACIER $f_y = 235.00 \text{ MPa}$ **PARAMETRES DE LA SECTION:** Lisse UPN 120

h=12.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=5.5 cm

Ay=11.12 cm²

Az=8.54 cm²

Ax=17.00 cm²

tw=0.7 cm

Iy=368.00 cm⁴

Iz=43.20 cm⁴

Ix=4.15 cm⁴

tf=0.9 cm

Wely=61.33 cm³

Welz=11.11 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N_{Ed} = 210.97 daN

M_{y,Ed} = 203.18 daN*m

M_{z,Ed} = -73.04 daN*m

N_{c,Rd} = 39950.00 daN

M_{y,el,Rd} = 1441.33 daN*m

M_{z,el,Rd} = 260.98 daN*m

N_{b,Rd} = 39950.00 daN

M_{y,c,Rd} = 1441.33 daN*m

M_{z,c,Rd} = 260.98 daN*m

Classe de la section = 3

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.43 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches (REPÈRE LOCAL):**

$$u_y = 2.1 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 2.9 \text{ cm}$$

Vérifié

$$\text{Cas de charge décisif: } 17 \text{ G+Q } (1+2)*1.00$$

$$u_z = 0.6 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 2.9 \text{ cm}$$

Vérifié

$$\text{Cas de charge décisif: } 19 \text{ G+V1 } (1+4)*1.00$$

**Déplacements (REPÈRE GLOBAL): Non analysé****Profil correct !!!****IX.4.3. Vérification des potelets :****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME :** EN 1993-1:FR-NA:2007, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE :** Vérification des pièces**FAMILLE :****PIECE :** 1213 potelet_1213
0.00 m**POINT :** 1**COORDONNEE :** x = 0.00 L =**CHARGEMENTS :**

Cas de charge décisif: 9 1.35G+1.5Vlong-pan 1*1.35+4*1.50

MATERIAU :ACIER $f_y = 235.00 \text{ MPa}$ **PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 270**

$h=27.0 \text{ cm}$

$gM0=1.10$

$gM1=1.15$

$b=13.5 \text{ cm}$

$A_y=31.45 \text{ cm}^2$

$A_z=22.14 \text{ cm}^2$

$A_x=45.94 \text{ cm}^2$

$tw=0.7 \text{ cm}$

$I_y=5789.78 \text{ cm}^4$

$I_z=419.87 \text{ cm}^4$

$I_x=14.93 \text{ cm}^4$

$tf=1.0 \text{ cm}$

$W_{ply}=484.03 \text{ cm}^3$

$W_{plz}=96.95 \text{ cm}^3$

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

$N_{Ed} = -29.79 \text{ daN}$

$M_{y,Ed} = 1529.46 \text{ daN*m}$

$M_{z,Ed} = -173.14 \text{ daN*m}$

$V_{y,Ed} = -255.59 \text{ daN}$

$N_{t,Rd} = 98155.23 \text{ daN}$

$M_{y,pl,Rd} = 10340.75 \text{ daN*m}$

$M_{z,pl,Rd} = 2071.27$

$V_{y,T,Rd} = 38765.62 \text{ daN}$

$M_{y,c,Rd} = 10340.75 \text{ daN*m}$

$M_{z,c,Rd} = 2071.27 \text{ daN*m}$

$V_{z,Ed} = -1593.99 \text{ daN}$

$M_{y,N,Rd} = 10340.75 \text{ daN*m}$

$M_{z,N,Rd} = 2071.27 \text{ daN*m}$

$V_{z,T,Rd} = 27293.41 \text{ daN}$

$T_{t,Ed} = 0.32 \text{ daN*m}$

Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :****PARAMETRES DE FLAMBEMENT :**



en y :



en z :

FORMULES DE VERIFICATION :**Contrôle de la résistance de la section :**

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.23 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{u,ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{u,tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches** Non analysé**Déplacements**

$$v_x = 0.0 \text{ cm} < v_{x \text{ max}} = L/150.00 = 2.8 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif : 19 G+Vlong-pan (1+4)*1.00

$$v_y = 0.3 \text{ cm} < v_{y \text{ max}} = L/150.00 = 2.8 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif : 19 G+Vlong-pan (1+4)*1.00**Profil correct !!!****IX.4.4. Vérification des solives :****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME :** EN 1993-1:FR-NA:2007, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE :** Vérification des pièces**FAMILLE :****PIECE :** 286 solives_286**POINT :** 1**COORDONNEE :** x = 0.70 L =

2.80 m

CHARGEMENTS :**Cas de charge décisif :** 8 1.35G+1.5Vpignon 1*1.35+5*1.50**MATERIAU :**ACIER $f_y = 235.00 \text{ MPa}$ **PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 180**

h=18.0 cm

gM0=1.10

gM1=1.15

b=9.1 cm

Ay=16.21 cm²Az=11.25 cm²Ax=23.95 cm²

tw=0.5 cm

Iy=1316.96 cm⁴Iz=100.85 cm⁴Ix=4.90 cm⁴

tf=0.8 cm

Wply=166.42 cm³Wplz=34.60 cm³**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :**N_{Ed} = 1059.76 daNM_{y,Ed} = 1851.94 daN*mM_{z,Ed} = -38.92 daN*mV_{y,Ed} = -268.55 daNN_{c,Rd} = 51160.14 daNM_{y,pl,Rd} = 3555.42 daN*mM_{z,pl,Rd} = 739.19 daN*mV_{y,T,Rd} = 19866.68 daNN_{b,Rd} = 9593.54 daNM_{y,c,Rd} = 3555.42 daN*mM_{z,c,Rd} = 739.19 daN*mV_{z,Ed} = -2602.30 daNM_{y,N,Rd} = 3555.42 daN*mM_{z,N,Rd} = 739.19 daN*mV_{z,T,Rd} = 13819.65 daN

Mb,Rd = 2180.97 daN*m

Tt,Ed = 1.19 daN*m

Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :**

z = 1.00

Mcr = 3737.09 daN*m

Courbe,LT -

XLT = 0.61

Lcr,upp=4.00 m

Lam_LT = 1.02

fi,LT = 1.14

XLT,mod = 0.64

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :

en y :

Ly = 4.00 m

Lam_y = 0.57

Lcr,y = 4.00 m

Xy = 0.90

Lamy = 53.94

kzy = 0.93



en z :

Lz = 4.00 m

Lam_z = 2.08

Lcr,z = 4.00 m

Xz = 0.20

Lamz = 194.92

kzz = 0.46

FORMULES DE VERIFICATION :**Contrôle de la résistance de la section :** $N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.4.(1)) $M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.57 < 1.00$ (6.2.5.(1)) $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.6-7) $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.19 < 1.00$ (6.2.6-7) $\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.02 < 1.00$ (6.2.6) $\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.01 < 1.00$ (6.2.6)**Contrôle de la stabilité globale de la barre :** $\lambda_{y,Ed} = 53.94 < \lambda_{y,max} = 210.00$ $\lambda_{z,Ed} = 194.92 < \lambda_{z,max} = 210.00$ STABLE $M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.85 < 1.00$ (6.3.2.1.(1)) $N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.47 < 1.00$ (6.3.3.(4)) $N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.92 < 1.00$ (6.3.3.(4))**DEPLACEMENTS LIMITES****Flèches** Non analysé**Déplacements** $v_x = 0.1 \text{ cm} < v_{x,max} = L/150.00 = 2.7 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif : 18 G+Vpignon (1+5)*1.00 $v_y = 0.0 \text{ cm} < v_{y,max} = L/150.00 = 2.7 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif : 19 G+Vlong-pan (1+4)*1.00**Profil correct !!!****IX.4.5. Vérification des poutres maitresse :****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME :** EN 1993-1:FR-NA:2007, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE :** Vérification des pièces**FAMILLE :****PIECE :** 1507 PT principale_1507 **POINT :** 3**COORDONNEE :** x = 1.00 L = 5.50 m**CHARGEMENTS :****Cas de charge décisif :** 9 1.35G+1.5Vlong-pan 1*1.35+4*1.50

MATERIAU :ACIER $f_y = 235.00 \text{ MPa}$ **PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 360**

$h=72.0 \text{ cm}$	$gM0=1.10$	$gM1=1.15$	
$b=17.0 \text{ cm}$	$A_y=43.18 \text{ cm}^2$	$A_z=55.57 \text{ cm}^2$	$A_x=122.10 \text{ cm}^2$
$tw=0.8 \text{ cm}$	$I_y=77973.15 \text{ cm}^4$	$I_z=1564.89 \text{ cm}^4$	$I_x=53.10 \text{ cm}^4$
$tf=1.3 \text{ cm}$	$W_{ely}=2135.26 \text{ cm}^3$	$W_{elz}=184.10 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

$N_{,Ed} = 0.00 \text{ daN}$	$M_{y,Ed} = -3897.12 \text{ daN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = -0.00 \text{ daN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = 0.00 \text{ daN}$
$N_{c,Rd} = 260856.84 \text{ daN}$	$M_{y,el,Rd} = 45616.85 \text{ daN}\cdot\text{m}$		$M_{z,el,Rd} = 3933.15 \text{ daN}\cdot\text{m}$
	$V_{y,T,Rd} = 53095.45 \text{ daN}$		
$N_{b,Rd} = 249515.23 \text{ daN}$	$M_{y,c,Rd} = 45616.85 \text{ daN}\cdot\text{m}$		$M_{z,c,Rd} = 3933.15 \text{ daN}\cdot\text{m}$
	$V_{z,Ed} = -3269.76 \text{ daN}$		
			$V_{z,T,Rd} = 68406.32 \text{ daN}$
	$M_{b,Rd} = 18504.09 \text{ daN}\cdot\text{m}$		$T_{t,Ed} = -2.62 \text{ daN}\cdot\text{m}$
			Classe de la section = 3

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :**

$z = 1.00$	$M_{cr} = 40727.29 \text{ daN}\cdot\text{m}$	Courbe,LT - d	$XLT = 0.41$
$L_{cr,low} = 2.75 \text{ m}$	$\lambda_{m_LT} = 1.11$	$f_{i,LT} = 1.46$	$XLT_{mod} = 0.42$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :

en y :

$k_{zy} = 1.00$



en z :

$k_{zz} = 0.47$

FORMULES DE VERIFICATION :**Contrôle de la résistance de la section :**

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.9.3.(1))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{z,Ed} + \tau_{t,Ed})^2} / (f_y/gM0) = 0.10 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.21 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{,Ed} / (X_{min} \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed} / (XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed} / (M_{z,Rk}/gM1) = 0.20 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{,Ed} / (X_{min} \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed} / (XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed} / (M_{z,Rk}/gM1) = 0.21 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches**

$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \max} = L/200.00 = 2.8 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif : $19 \text{ G} + V_{\text{long-pan}} (1+4) \cdot 1.00$

$u_z = 0.1 \text{ cm} < u_{z \max} = L/200.00 = 2.8 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif : $18 \text{ G} + V_{\text{pignon}} (1+5) \cdot 1.00$

**Déplacements Non analysé****Profil correct !!!**

IX.4.6. Vérification des traverses :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : EN 1993-1:FR-NA:2007, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 50 traverse_50
11.73 m

POINT : 3

COORDONNEE : x = 1.00 L =

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 16 G+1.5Vlong-pan 1*1.00+4*1.50

MATERIAU :

ACIER $f_y = 235.00$ MPa

PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 360

$h=72.0$ cm	$gM0=1.10$	$gM1=1.15$	
$b=17.0$ cm	$A_y=43.18$ cm ²	$A_z=55.57$ cm ²	$A_x=122.10$ cm ²
$t_w=0.8$ cm	$I_y=77973.15$ cm ⁴	$I_z=1564.89$ cm ⁴	$I_x=53.10$ cm ⁴
$t_f=1.3$ cm	$W_{ely}=2135.26$ cm ³	$W_{elz}=184.10$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

$N_{Ed} = 9797.31$ daN	$M_{y,Ed} = 185.69$ daN*m	$M_{z,Ed} = 2210.14$ daN*m	$V_{y,Ed} = -1076.72$ daN
$N_{c,Rd} = 260856.84$ daN	$M_{y,el,Rd} = 45616.85$ daN*m		$M_{z,el,Rd} = 3933.15$ daN*m
	$V_{y,T,Rd} = 51693.96$ daN		
$N_{b,Rd} = 249515.23$ daN	$M_{y,c,Rd} = 45616.85$ daN*m		$M_{z,c,Rd} = 3933.15$ daN*m
	$V_{z,Ed} = 401.75$ daN		
			$V_{z,T,Rd} = 67277.18$ daN
	$M_{b,Rd} = 6651.01$ daN*m		$T_{t,Ed} = 24.66$ daN*m
			Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

$z = 1.00$	$M_{cr} = 10498.81$ daN*m	Courbe,LT - d	$XLT = 0.15$
$L_{cr,upp} = 5.86$ m	$\lambda_{m_LT} = 2.19$	$f_{i,LT} = 3.64$	$XLT_{mod} = 0.15$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :

$$k_{zy} = 1.00$$



en z :

$$k_{zz} = 0.44$$

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.57 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.60 < 1.00 \quad (6.2.9.3.(1))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{y,Ed} + \tau_{ty,Ed})^2} / (f_y/gM0) = 0.10 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed} / (X_{min} \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed} / (XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed} / (M_{z,Rk}/gM1) = 0.32 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed} / (X_{min} \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed} / (XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed} / (M_{z,Rk}/gM1) = 0.32 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches

 $u_y = 0.2 \text{ cm} < u_y \text{ max} = L/200.00 = 5.9 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif : 19 G+Vlong-pan (1+4)*1.00

 $u_z = 0.0 \text{ cm} < u_z \text{ max} = L/200.00 = 5.9 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif : 19 G+Vlong-pan (1+4)*1.00


Déplacements Non analysé

Profil correct !!!

IX.4.7. Vérification des poteaux :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : EN 1993-1:FR-NA:2007, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 4 Poteau 01_4
5.00 m

POINT : 1

COORDONNEE : $x = 0.63 L =$

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 8 1.35G+1.5Vpignon 1*1.35+5*1.50

MATERIAU :

ACIER $f_y = 235.00 \text{ MPa}$ 

PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 400

$h=40.0 \text{ cm}$	$gM0=1.10$	$gM1=1.15$	
$b=18.0 \text{ cm}$	$A_y=56.00 \text{ cm}^2$	$A_z=42.69 \text{ cm}^2$	$A_x=84.46 \text{ cm}^2$
$tw=0.9 \text{ cm}$	$I_y=23128.40 \text{ cm}^4$	$I_z=1317.82 \text{ cm}^4$	$I_x=46.80 \text{ cm}^4$
$tf=1.4 \text{ cm}$	$W_{ply}=1307.26 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=229.01 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

$N_{Ed} = 70.89 \text{ daN}$	$M_{y,Ed} = 1948.04 \text{ daN*m}$	$M_{z,Ed} = -127.60 \text{ daN*m}$	$V_{y,Ed} = -184.94 \text{ daN}$
$N_{c,Rd} = 180444.96 \text{ daN}$	$M_{y,pl,Rd} = 27927.83 \text{ daN*m}$		$M_{z,pl,Rd} = 4892.44$
$daN*m$	$V_{y,T,Rd} = 68758.24 \text{ daN}$		
$N_{b,Rd} = 94635.25 \text{ daN}$	$M_{y,c,Rd} = 27927.83 \text{ daN*m}$		$M_{z,c,Rd} = 4892.44 \text{ daN*m}$
	$V_{z,Ed} = -1505.15 \text{ daN}$		
	$M_{y,N,Rd} = 27927.83 \text{ daN*m}$		$M_{z,N,Rd} = 4892.44 \text{ daN*m}$
	$V_{z,T,Rd} = 52509.93 \text{ daN}$		
	$M_{b,Rd} = 16562.13 \text{ daN*m}$		$T_{t,Ed} = -4.80 \text{ daN*m}$
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

$z = 0.00$	$M_{cr} = 30287.85 \text{ daN*m}$	Courbe,LT -	$XL_T = 0.62$
$L_{cr,upp}=4.00 \text{ m}$	$\lambda_{m_LT} = 1.01$	$f_{i,LT} = 1.12$	$XL_{T,mod} = 0.62$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :

$L_y = 8.00 \text{ m}$	$\lambda_{m_y} = 0.26$
$L_{cr,y} = 4.00 \text{ m}$	$X_y = 0.99$
$\lambda_{my} = 24.17$	$k_{zy} = 1.00$



en z :

$L_z = 8.00 \text{ m}$	$\lambda_{m_z} = 1.08$
$L_{cr,z} = 4.00 \text{ m}$	$X_z = 0.55$
$\lambda_{mz} = 101.27$	$k_{zz} = 0.46$

FORMULES DE VERIFICATION :**Contrôle de la résistance de la section :**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.10 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$\lambda_{b,y} = 24.17 < \lambda_{b,max} = 210.00 \quad \lambda_{b,z} = 101.27 < \lambda_{b,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.12 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.12 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.13 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches** Non analysé**Déplacements**

$$v_x = 0.0 \text{ cm} < v_{x \max} = L/150.00 = 5.3 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif : 18 G+Vpignon (1+5)*1.00

$$v_y = 0.1 \text{ cm} < v_{y \max} = L/150.00 = 5.3 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif : 18 G+Vpignon (1+5)*1.00**Profil correct !!!****IX.4.8. Vérification des palé de stabilité :****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME :** EN 1993-1:FR-NA:2007, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE :** Vérification des pièces**FAMILLE :****PIECE :** 1**POINT :** 3**COORDONNEE :** x = 1.00 L =

3.20 m

CHARGEMENTS :**Cas de charge décisif :** 6 1.35G+1.5Q 1*1.35+2*1.50**MATERIAU :**ACIER E24 $f_y = 235.00 \text{ MPa}$ **PARAMETRES DE LA SECTION :** PS 2 CAE 70x7

$$h = 7.0 \text{ cm}$$

$$g_{M0} = 1.10$$

$$g_{M1} = 1.15$$

$$b = 15.0 \text{ cm}$$

$$A_y = 9.80 \text{ cm}^2$$

$$A_z = 8.82 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 18.79 \text{ cm}^2$$

$$t_w = 0.7 \text{ cm}$$

$$I_y = 84.60 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 199.26 \text{ cm}^4$$

$$I_x = 3.04 \text{ cm}^4$$

$$t_f = 0.7 \text{ cm}$$

$$W_{ply} = 31.20 \text{ cm}^3$$

$$W_{plz} = 46.42 \text{ cm}^3$$

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :



en z :

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

Profil correct !!!**IX.4.9. Vérification des contreventements :****CALCUL DES STRUCTURES ACIER**NORME : [EN 1993-1:FR-NA:2007, Eurocode 3: Design of steel structures.](#)TYPE D'ANALYSE : [Vérification des pièces](#)

FAMILLE :

PIECE : 300 CV_300
4.96 m

POINT : 3

COORDONNEE : x = 1.00 L =

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 6 1.35G+1.5Q 1*1.35+2*1.50

MATERIAU :

ACIER $f_y = 235.00$ MPa

PARAMETRES DE LA SECTION : CAE 60x6

h=6.0 cm

gM0=1.10

gM1=1.15

b=6.0 cm

Ay=3.60 cm²Az=3.60 cm²Ax=6.91 cm²

tw=0.6 cm

Iy=22.79 cm⁴Iz=22.79 cm⁴Ix=0.82 cm⁴

tf=0.6 cm

Wply=9.82 cm³Wplz=9.82 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :



en z :

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches

 $u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 2.5 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif : 17 G+Q (1+2)*1.00

**Déplacements**

$v_x = 0.0 \text{ cm} < v_{x \text{ max}} = L/150.00 = 3.3 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif: 17 G+Q (1+2)*1.00

Profil correct !!!

IX.Introduction :

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

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction, les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc le point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels, en cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause.

Il existe plusieurs modes d'assemblages fondamentales utilisés dans la construction métallique, dont les principaux modes sont :

- Le rivetage
- Le boulonnage
- Le soudage
- Le collage

Nous dans notre cas on utilise des assemblages par boulonnage

Le logiciel ROBOT nous permet de calculer automatiquement les différents assemblages et les résultats des calculs sont comme suite :

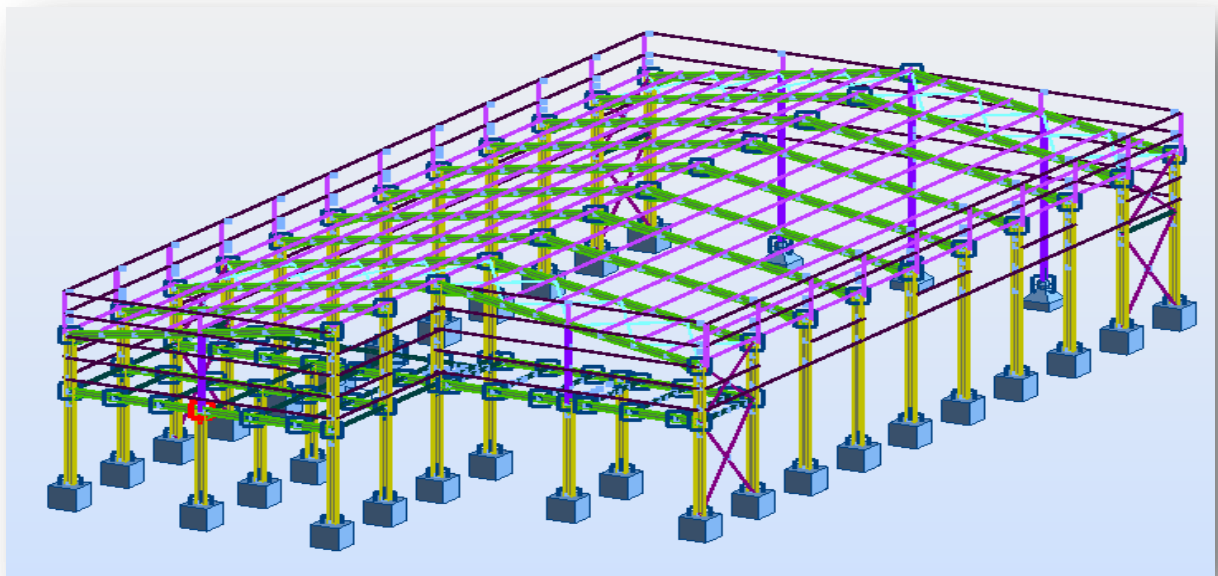


Figure IX-1 : Structure vue en 3D

IX.1. Assemblage des poutres maitresse –poteau au niveau des pignons de rive

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

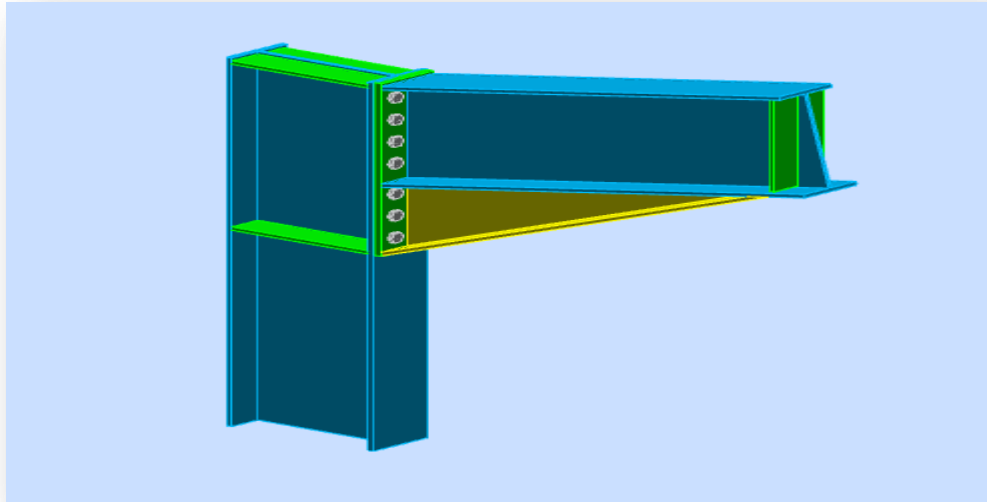
Ratio
0,70

Figure IX-2 : Vue 3D de l'assemblage traverse poteau

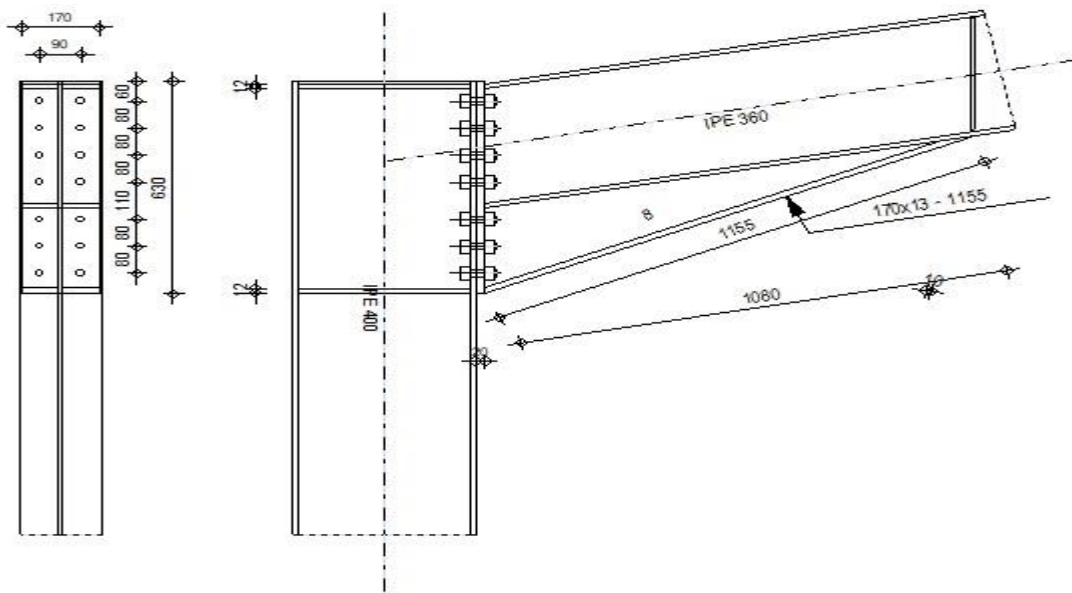


FIGURE IX-3 : DETAIL SUR L'ASSEMBLAGE TRAVERSE POTEAU

GENERAL

Assemblage N°: 60
 Nom de l'assemblage : Angle de portique
 Noeud de la structure: 39
 Barres de la structure: 1504, 31

GEOMETRIE**POTEAU**

Profilé: IPE 400
 Barre N°: 1504
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 400$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 180$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 14$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 21$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 84,46$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 23128,40$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: ACIER
 $f_{yc} = 235,00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 360
 Barre N°: 31
 $\alpha = 11,3$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 360$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 170$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 13$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 18$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $r_b = 18$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 72,73$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xb} = 16265,60$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: ACIER
 $f_{yb} = 235,00$ [MPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon
 $d = 20$ [mm] Diamètre du boulon
 Classe = HR 10.9 Classe du boulon
 $F_{IRd} = 21168,00$ [daN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 7$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 60$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
 Ecartement $e_i = 90$ [mm]
 Entraxe $p_i = 80; 80; 80; 110; 80; 80$ [mm]

PLATINE

$h_p = 630$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_p = 170$ [mm] Largeur de la platine
 $t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine
 Matériau: S 275

$f_{yp} = 275,00$ [MPa] Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_d = 170$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{fd} = 13$ [mm] Epaisseur de l'aile
 $h_d = 250$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{wd} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme
 $l_d = 1080$ [mm] Longueur de la platine
 $\alpha = 23,6$ [Deg] Angle d'inclinaison
 Matériau: ACIER
 $f_{ybu} = 235,00$ [MPa] Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} = 373$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{su} = 86$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hu} = 12$ [mm] Epaisseur du raidisseur
 Matériau: S 275
 $f_{ysu} = 275,00$ [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 373$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{sd} = 86$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hd} = 12$ [mm] Epaisseur du raidisseur
 Matériau: S 275
 $f_{ysu} = 275,00$ [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 6$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 9$ [mm] Soudure semelle
 $a_s = 6$ [mm] Soudure du raidisseur
 $a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} = 1,00$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 12: $1.35G + 1.35(N+Q)$ $(1+2+3) * 1.35$
 $M_{b1,Ed} = 18237,92$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
 $V_{b1,Ed} = 6011,09$ [daN] Effort tranchant dans la poutre droite
 $N_{b1,Ed} = -3889,04$ [daN] Effort axial dans la poutre droite
 $M_{c1,Ed} = -18167,53$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poteau inférieur
 $V_{c1,Ed} = 3893,73$ [daN] Effort tranchant dans le poteau inférieur
 $N_{c1,Ed} = -6508,47$ [daN] Effort axial dans le poteau inférieur
 $M_{c2,Ed} = 10,26$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poteau supérieur
 $V_{c2,Ed} = -4,69$ [daN] Effort tranchant dans le poteau supérieur
 $N_{c2,Ed} = -172,44$ [daN] Effort axial dans le poteau supérieur

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE**COMPRESSION**

$$A_b = 72,73 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$N_{cb,Rd} = 170913,62 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de calcul de la section à la compression} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

CISAILLEMENT

$$A_{vb} = 55,14 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$$V_{cb,Rd} = 74808,67 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de calcul de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0 \quad 0,08 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,08)$$

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$$W_{plb} = 1019,22 \text{ [cm}^3\text{]} \quad \text{Facteur plastique de la section} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{b,pl,Rd} = 23951,67 \text{ [daN*m]} \quad \text{Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$$W_{pl} = 1820,24 \text{ [cm}^3\text{]} \quad \text{Facteur plastique de la section} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{cb,Rd} = 42775,55 \text{ [daN*m]} \quad \text{Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

AILE ET AME EN COMPRESSION

$$M_{cb,Rd} = 42775,55 \text{ [daN*m]} \quad \text{Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$h_f = 604 \text{ [mm]} \quad \text{Distance entre les centres de gravité des ailes} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$$F_{c,fb,Rd} = 70852,58 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'aile et de l'âme comprimées} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$\beta = 11,3 \text{ [Deg]} \quad \text{Angle entre la platine d'about et la poutre}$$

$$\gamma = 23,6 \text{ [Deg]} \quad \text{Angle d'inclinaison du renfort}$$

$$b_{eff,c,wb} = 239 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vb} = 35,14 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,85 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 172,75 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 0,96 \quad \text{Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$A_s = 16,20 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} + A_s f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd1} = 323519,20 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wb} = 299 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 1,04 \quad \text{Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,78 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 5,94 \quad \text{Elancement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$\chi = 1,00 \quad \text{Coefficient de flambement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1} + A_s \chi f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd2} = 287927,98 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance de l'aile du renfort

$$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0,8 \gamma_{M0})$$

$$F_{c,wb,Rd3} = 63420,63 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'aile du renfort} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$$

$$F_{c,wb,Rd,low} = 63420,63 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

RESISTANCES DU POTEAU**PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT**

$$M_{b1,Ed} = 18237,92 \text{ [daN*m]} \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre droite} \quad [5.3.(3)]$$

$$M_{b2,Ed} = 0,00 \text{ [daN*m]} \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre gauche} \quad [5.3.(3)]$$

PANNEAU D'ÂME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} = 18237,92$	[daN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed} = 3893,73$	[daN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed} = -4,69$	[daN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur	[5.3.(3)]
$z = 520$	[mm]	Bras de levier	[6.2.5]
$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$			
$V_{wp,Ed} = 33110,11$	[daN]	Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]
$A_{vs} = 42,69$	[cm ²]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vc} = 42,69$	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s = 598$	[mm]	Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} = 192,7$	[daN*m]	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} = 178,2$	[daN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} = 178,2$	[daN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$			
$V_{wp,Rd} = 53374,76$	[daN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	$0,62 < 1,00$	vérifié	(0,62)

ÂME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 9$	[mm]	Épaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} = 252$	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} = 42,69$	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 0,87$		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} = 137,71$	[MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} = 1,00$		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s = 20,57$	[cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$			
$F_{c,wc,Rd1} = 100616,27$	[daN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
Flambement:			
$d_{wc} = 331$	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p = 1,05$		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho = 0,77$		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s = 6,22$		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]
$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$			
$F_{c,wc,Rd2} = 90610,31$	[daN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$			
$F_{c,wc,Rd} = 90610,31$	[daN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

ÂME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 9$	[mm]	Épaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} = 251$	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} = 42,69$	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 0,87$		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} = 137,71$	[MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} = 1,00$		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s = 20,57$	[cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$			
$F_{c,wc,Rd1} = 100497,67$	[daN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
Flambement:			
$d_{wc} = 331$	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p = 1,04$		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

 $d_{wc} = 331$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)] $\rho = 0,77$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)] $\lambda_s = 6,22$ 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] $F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$ $F_{c,wc,Rd2} = 90565,27$ [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

 $F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$ $F_{c,wc,Rd,upp} = 90565,27$ [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]**PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE****LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU**

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	24	–	45	–	80	150	167	150	167	155	131	131	131
2	24	–	45	–	80	150	152	150	152	160	80	80	80
3	24	–	45	–	80	150	152	150	152	160	80	80	80
4	24	–	45	–	95	150	152	150	152	190	95	95	95
5	24	–	45	–	95	150	152	150	152	190	95	95	95
6	24	–	45	–	80	150	152	150	152	160	80	80	80
7	24	–	45	–	80	150	161	150	161	155	125	125	125

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	34	–	40	–	80	215	218	215	218	187	164	164	164
2	34	–	40	–	80	215	187	187	187	160	80	80	80
3	34	–	40	–	80	215	187	187	187	160	80	80	80
4	34	–	40	–	95	215	187	187	187	190	95	95	95
5	34	–	40	–	95	215	187	187	187	190	95	95	95
6	34	–	40	–	80	215	187	187	187	160	80	80	80
7	34	–	40	–	80	215	187	187	187	187	133	133	133

m – Distance du boulon de l'âme

m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulairesl_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulairesl_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulairesl_{eff,nc,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulairesl_{eff,1,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1l_{eff,2,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION** $N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd2} F_{c,wb,Rd,low}, 2 F_{c,wc,Rd,low}, 2 F_{c,wc,Rd,upp})$ $N_{j,Rd} = 126841,25$ [daN] Résistance de l'assemblage à la compression [6.2] $N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ 0,03 < 1,00 **vérifié** (0,03)**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION** $F_{t,Rd} = 21168,00$ [daN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4] $B_{p,Rd} = 22291,48$ [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

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchée à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd})$ [6.2.6.4] , [Tab.6.2]

$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]

$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd})$ [6.2.6.5] , [Tab.6.2]

$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	26910, 10	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 26910,10$	26910, 10	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 28690,59$	28690, 59	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 38952,99$	38952, 99	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 40412,28$	40412, 28	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 44582,97$	44582, 97	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 53374,76$	53374, 76	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 90610,31$	90610, 31	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 70852,58$	70852, 58	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 63420,63$	63420, 63	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

$F_{t2,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t2,Rd,comp}$	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	10975, 49	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 26910,10$	26910, 10	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 28690,59$	28690, 59	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 36666,68$	36666, 68	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 35127,25$	35127, 25	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 44582,97$	44582, 97	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 53374,76 - 26910,10$	26464, 67	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 90610,31 - 26910,10$	63700, 21	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 70852,58 - 26910,10$	43942, 48	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 63420,63 - 26910,10$	36510, 53	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 37885,59 - 26910,10$	10975, 49	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 38435,81 - 26910,10$	11525, 72	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 63741,65 - 26910,10$	36831, 56	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 45923,31 - 26910,10$	19013, 22	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

$F_{t3,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t3,Rd,comp}$	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	11058, 87	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 26910,10$	26910, 10	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 28690,59$	28690, 59	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 36666,68$	36666, 68	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 35127,25$	35127, 25	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 44582,97$	44582, 97	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 53374,76 - 37885,59$	15489, 17	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 90610,31 - 37885,59$	52724, 71	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 70852,58 - 37885,59$	32966, 98	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 63420,63 - 37885,59$	25535, 03	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 28671,97 - 10975,49$	17696, 47	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 30351,66 - 10975,49$	19376, 16	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 52221,58 - 37885,59$	14335, 98	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 48944,47 - 37885,59$	11058, 87	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 51444,28 - 10975,49$	40468, 78	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 30080,00 - 10975,49$	19104, 51	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 92489,65 - 37885,59$	54604, 06	Platine d'about - traction - groupe

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 60963,31 - 37885,59$	23077,72	Ame de la poutre - traction - groupe
RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4		
F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	4430,30	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 26910,10$	26910,10	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 28690,59$	28690,59	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 36666,68$	36666,68	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 35127,25$	35127,25	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 44582,97$	44582,97	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ii,Rd} = 53374,76 - 48944,47$	4430,30	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 90610,31 - 48944,47$	41665,84	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 70852,58 - 48944,47$	21908,11	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 63420,63 - 48944,47$	14476,16	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 31359,96 - 11058,87$	20301,09	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 32816,17 - 11058,87$	21757,30	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 45695,95 - 22034,37$	23661,58	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 44470,39 - 22034,37$	22436,03	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 69245,56 - 48944,47$	20301,09	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 58409,85 - 48944,47$	9465,39	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 56267,18 - 11058,87$	45208,30	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 32900,00 - 11058,87$	21841,13	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 81989,32 - 22034,37$	59954,95	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 47940,00 - 22034,37$	25905,63	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 122349,33 - 48944,47$	73404,87	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 78823,31 - 48944,47$	29878,85	Ame de la poutre - traction - groupe
RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5		
F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	0,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 26910,10$	26910,10	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 28690,59$	28690,59	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 36666,68$	36666,68	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 35127,25$	35127,25	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 44582,97$	44582,97	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^4 F_{ii,Rd} = 53374,76 - 53374,76$	0,00	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 90610,31 - 53374,76$	37235,54	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 70852,58 - 53374,76$	17477,81	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 63420,63 - 53374,76$	10045,86	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 34047,96 - 4430,30$	29617,66	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 35194,17 - 4430,30$	30763,87	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 48383,94 - 15489,17$	32894,77	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 46374,59 - 15489,17$	30885,41	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 62719,93 - 26464,67$	36255,26	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 55131,55 - 26464,67$	28666,89	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 86269,54 - 53374,76$	32894,77	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 65263,36 - 53374,76$	11888,59	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 59719,36 - 4430,30$	55289,07	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 35720,00 - 4430,30$	31289,70	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 86812,22 - 15489,17$	71323,04	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 50760,00 - 15489,17$	35270,83	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 112534,35 - 26464,67$	86069,69	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 65800,00 - 26464,67$	39335,33	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 152209,02 - 53374,76$	98834,25	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 96683,31 - 53374,76$	43308,55	Ame de la poutre - traction - groupe

Les autres boulons sont inactifs (ils ne transfèrent pas de charges) car la résistance d'un des composants de l'assemblage s'est épuisée ou ces boulons sont situés au-dessous du centre de rotation.

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{tfc,Rd}$	$F_{twc,Rd}$	$F_{tep,Rd}$	$F_{twb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	560	26910,10	26910,10	28690,59	38952,99	40412,28	42336,00	44582,97
2	480	10975,49	26910,10	28690,59	36666,68	35127,25	42336,00	44582,97
3	400	11058,87	26910,10	28690,59	36666,68	35127,25	42336,00	44582,97
4	320	4430,30	26910,10	28690,59	36666,68	35127,25	42336,00	44582,97
5	210	–	26910,10	28690,59	36666,68	35127,25	42336,00	44582,97
6	130	–	26910,10	28690,59	36666,68	35127,25	42336,00	44582,97
7	50	–	26910,10	28690,59	36666,68	35127,25	42336,00	44582,97

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 26189,91 \text{ [daN}\cdot\text{m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,70 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,70)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILEMENT

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,95 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 17145,56 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 21168,00 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 18963,41 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 17918,18 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	42336,00	-555,58	26910,10	18739,44	18183,86	23770,77
2	42336,00	-555,58	10975,49	7643,03	7087,45	30190,64
3	42336,00	-555,58	11058,87	7701,09	7145,51	30157,05
4	42336,00	-555,58	4430,30	3085,14	2529,56	32827,63
5	42336,00	-555,58	0,00	0,00	-555,58	34291,11
6	42336,00	-555,58	0,00	0,00	-555,58	34291,11
7	42336,00	-555,58	0,00	0,00	-555,58	34291,11

$F_{tj,Rd,N}$ – 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

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{j,Rd} = 219819,42 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,03 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 129,86 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 64,98 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 64,88 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 54950,10 \text{ [cm}^4\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = -77,32 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(6)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -77,32 \text{ [MPa]} \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{\parallel} = 9,27 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0,80 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w * \gamma_{M2})$	154,64 < 365,00	vérifié	(0,42)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w * \gamma_{M2})$	155,47 < 365,00	vérifié	(0,43)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	77,32 < 262,80	vérifié	(0,29)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} =$	4	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	14	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	20	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	59	[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	23,84	990,34
1	560	2	21	30	1	7,99	447,37
2	480	1	13	14	1	4,49	215,44
3	400	1	13	14	1	3,74	149,64
4	320	2	15	17	1	3,46	110,86
5	210	2	15	17	1	2,27	47,77
6	130	1	13	14	1	1,22	15,84
7	50	2	20	24	1	0,68	3,42

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum_i k_{eff,j} h_j^2 / \sum_i k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 415 \quad [mm] \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_i k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$k_{eq} = 6 \quad [mm] \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 42,69 \quad [cm^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]$$

$$\beta = 1,00 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 415 \quad [mm] \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 4 \quad [mm] \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \infty \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 8421094,72 \quad [daN*m] \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,12 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 7486013,68 \quad [daN*m] \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 5465241,60 \quad [daN*m] \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 341577,60 \quad [daN*m] \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \quad \text{RIGIDE}$$

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

PANNEAU D'AME DU POTEAU EN CISAILLEMENT

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,70
--	-------	------

IX.2. Assemblage des deux traverse au niveau de faitage

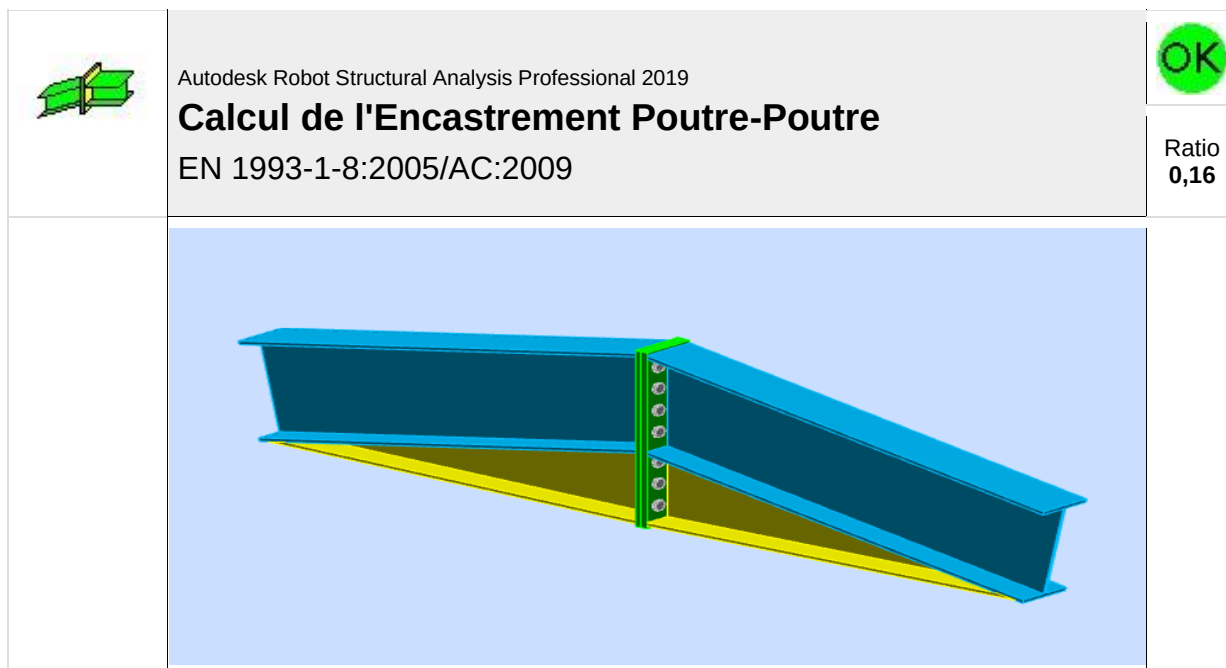


Figure IX-4 : Vue 3D de l'assemblage au niveau de faitage

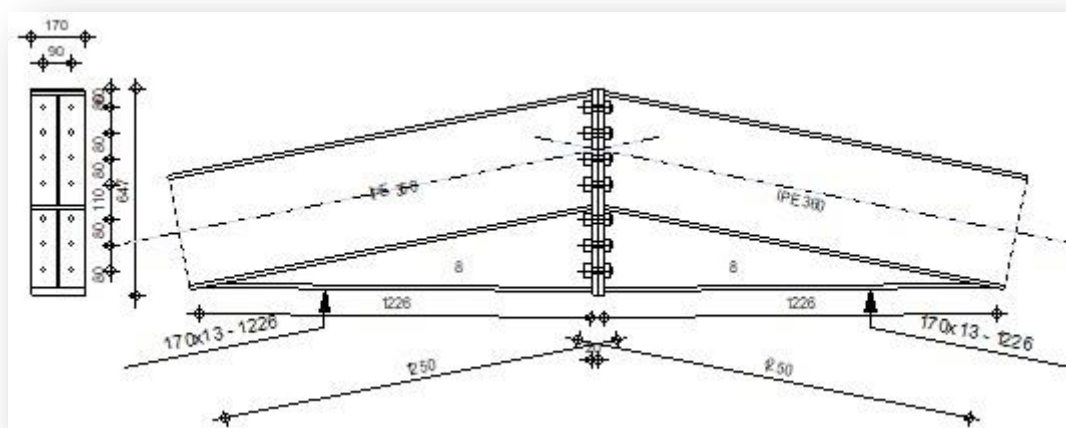


Figure IX-5 : Détail de l'assemblage au niveau de faitage

GENERAL

Assemblage N°: 24
 Nom de l'assemblage : Poutre - poutre
 Noeud de la structure: 25
 Barres de la structure: 39, 1494

GEOMETRIE

GAUCHE

POUTRE

Profilé:	IPE 360	
Barre N°:	39	
$\alpha =$	-168,7 [Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{bl} =$	360 [mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{tbl} =$	170 [mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbl} =$	8 [mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{tbl} =$	13 [mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{bl} =$	18 [mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{bl} =$	72,73 [cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbl} =$	16265,60 [cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER	
$f_{yb} =$	235,00 [MPa]	Résistance

DROITE**POUTRE**

Profilé:	IPE 360		
Barre N°:	1494		
$\alpha =$	-11,3	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{br} =$	360	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{tbr} =$	170	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbr} =$	8	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{tbr} =$	13	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{br} =$	18	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{br} =$	72,73	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbr} =$	16265,60	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER		
$f_{yb} =$	235,00	[MPa]	Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	20 [mm]	Diamètre du boulon
Classe =	HR 10.9	Classe du boulon
$F_{tRd} =$	21168,00 [daN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2	Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	7	Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	60 [mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	90 [mm]	
Entraxe $p_i =$	80;80;80;110;80;80 [mm]	

PLATINE

$h_{pr} =$	647 [mm]	Hauteur de la platine
$b_{pr} =$	170 [mm]	Largeur de la platine
$t_{pr} =$	20 [mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	S 275	
$f_{ypr} =$	275,00 [MPa]	Résistance

JARRET INFERIEUR

$W_{rd} =$	170 [mm]	Largeur de la platine
$t_{frd} =$	13 [mm]	Epaisseur de l'aile
$h_{rd} =$	260 [mm]	Hauteur de la platine
$t_{wrd} =$	8 [mm]	Epaisseur de l'âme

JARRET INFERIEUR

w_{rd} =	170	[mm]	Largeur de la platine
l_{rd} =	1250	[mm]	Longueur de la platine
α_d =	0,7	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	ACIER		
f_{ybu} =	235,00	[MPa]	Résistance

SOUDURES D'ANGLE

a_w =	6	[mm]	Soudure âme
a_t =	9	[mm]	Soudure semelle
a_{fd} =	5	[mm]	Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

γ_{M0} =	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
γ_{M1} =	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
γ_{M3} =	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS**Etat limite: ultime**

Cas: 16: G+1.5Vlong-pan 1*1.00+4*1.50

$M_{b1,Ed}$ =	-2442,66	[daN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed}$ =	-4326,61	[daN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed}$ =	-11037,88	[daN]	Effort axial dans la poutre droite

RESULTATS**RESISTANCES DE LA POUTRE****COMPRESSION**

A_b =	72,73	[cm ²]	Aire de la section	EN1993-1-1:[6.2.4]
$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$N_{cb,Rd}$ =	170913,62	[daN]	Résistance de calcul de la section à la compression	EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

A_{vb} =	55,94	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$				
$V_{cb,Rd}$ =	75894,09	[daN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	0,06 < 1,00		vérifié	(0,06)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

W_{plb} =	1019,22	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$M_{b,pl,Rd}$ =	23951,67	[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} =	1802,42	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5]
$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$M_{cb,Rd}$ =	42356,93	[daN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd}$ =	42356,93	[daN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
h_f =	614	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$				
$F_{c,fb,Rd}$ =	68951,19	[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:

$\beta = 11,3$ [Deg]	Angle entre la platine d'about et la poutre	
$\gamma = 0,7$ [Deg]	Angle d'inclinaison du renfort	
$b_{\text{eff,c,wb}} = 240$ [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{\text{vb}} = 35,14$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 0,85$	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{\text{com,Ed}} = 0,00$ [MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{\text{wc}} = 1,00$	Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$F_{\text{c,wb,Rd1}} = [\omega k_{\text{wc}} b_{\text{eff,c,wb}} t_{\text{wb}} f_{\text{yb}} / \gamma_{\text{M0}}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$		
$F_{\text{c,wb,Rd1}} = 184123,57$ [daN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]
Flambement:		
$d_{\text{wb}} = 299$ [mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p = 1,04$	Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho = 0,77$	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$F_{\text{c,wb,Rd2}} = [\omega k_{\text{wc}} \rho b_{\text{eff,c,wb}} t_{\text{wb}} f_{\text{yb}} / \gamma_{\text{M1}}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$		
$F_{\text{c,wb,Rd2}} = 142648,46$ [daN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]
Résistance de l'aile du renfort		
$F_{\text{c,wb,Rd3}} = b_b t_b f_{\text{yb}} / (0,8 \gamma_{\text{M0}})$		
$F_{\text{c,wb,Rd3}} = 63420,63$ [daN]	Résistance de l'aile du renfort	[6.2.6.7.(1)]
Résistance finale:		
$F_{\text{c,wb,Rd,low}} = \text{Min} (F_{\text{c,wb,Rd1}}, F_{\text{c,wb,Rd2}}, F_{\text{c,wb,Rd3}})$		
$F_{\text{c,wb,Rd,low}} = 63420,63$ [daN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE**LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT**

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	34	–	40	–	80	215	199	199	199	187	145	145	145
2	34	–	40	–	80	215	187	187	187	160	80	80	80
3	34	–	40	–	95	215	187	187	187	190	95	95	95
4	34	–	40	–	95	215	187	187	187	190	95	95	95
5	34	–	40	–	80	215	187	187	187	160	80	80	80
6	34	–	40	–	80	215	187	187	187	160	80	80	80
7	34	–	40	–	80	215	187	187	187	187	133	133	133

m	– Distance du boulon de l'âme
m _x	– Distance du boulon de l'aile de la poutre
e	– Pince entre le boulon et le bord extérieur
e _x	– Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
p	– Entraxe des boulons
l _{eff,cp}	– Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
l _{eff,nc}	– Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
l _{eff,1}	– Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
l _{eff,2}	– Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
l _{eff,cp,g}	– Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
l _{eff,nc,g}	– Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
l _{eff,1,g}	– Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
l _{eff,2,g}	– Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$N_{\text{j,Rd}} = \text{Min} (N_{\text{cb,Rd2}}, F_{\text{c,wb,Rd,low}})$		
$N_{\text{j,Rd}} = 126841,25$ [daN]	Résistance de l'assemblage à la compression	[6.2]
$N_{\text{b1,Ed}} / N_{\text{j,Rd}} \leq 1,0$	$0,09 < 1,00$	vérifié (0,09)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$F_{\text{t,Rd}} = 21168,00$ [daN]	Résistance du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
------------------------------------	------------------------------------	---------------

$F_{t,Rd} = 21168,00$ [daN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]
 $B_{p,Rd} = 38905,48$ [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

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	37372,48	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(1)} = 37551,78$	37551,78	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 37372,48$	37372,48	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 77810,97$	77810,97	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} = 68951,19$	68951,19	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

$F_{t2,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t2,Rd,comp}$	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	4996,37	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)} = 36666,68$	36666,68	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 35127,25$	35127,25	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 77810,97$	77810,97	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 68951,19 - 37372,48$	31578,70	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 62340,44 - 37372,48$	24967,95	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 42368,86 - 37372,48$	4996,37	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

$F_{t3,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t3,Rd,comp}$	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	17860,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 36666,68$	36666,68	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 35127,25$	35127,25	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 77810,97$	77810,97	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 68951,19 - 42368,86$	26582,33	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 56267,18 - 4996,37$	51270,80	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 32900,00 - 4996,37$	27903,63	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 92200,12 - 42368,86$	49831,26	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 60228,86 - 42368,86$	17860,00	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

$F_{t4,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t4,Rd,comp}$	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	8722,33	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 36666,68$	36666,68	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 35127,25$	35127,25	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 77810,97$	77810,97	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 68951,19 - 60228,86$	8722,33	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 59719,36 - 17860,00$	41859,36	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 35720,00 - 17860,00$	17860,00	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 86812,22 - 22856,37$	63955,84	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 50760,00 - 22856,37$	27903,63	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 122059,80 - 60228,86$	61830,94	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 78088,86 - 60228,86$	17860,00	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

$F_{t5,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t5,Rd,comp}$	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	0,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(5)} = 36666,68$	36666,68	Platine d'about - traction

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wb,Rd(5)} = 35127,25$	35127,25	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 77810,97$	77810,97	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 68951,19 - 68951,19$	0,00	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 56267,18 - 8722,33$	47544,85	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 32900,00 - 8722,33$	24177,67	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 86812,22 - 26582,33$	60229,89	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 50760,00 - 26582,33$	24177,67	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 112534,35 - 31578,70$	80955,65	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 65800,00 - 31578,70$	34221,30	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 150807,80 - 68951,19$	81856,61	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 93128,86 - 68951,19$	24177,67	Ame de la poutre - traction - groupe

Les autres boulons sont inactifs (ils ne transfèrent pas de charges) car la résistance d'un des composants de l'assemblage s'est épuisée ou ces boulons sont situés au-dessous du centre de rotation.

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	554	37372,48	-	-	37551,78	37372,48	42336,00	77810,97
2	474	4996,37	-	-	36666,68	35127,25	42336,00	77810,97
3	394	17860,00	-	-	36666,68	35127,25	42336,00	77810,97
4	284	8722,33	-	-	36666,68	35127,25	42336,00	77810,97
5	204	-	-	-	36666,68	35127,25	42336,00	77810,97
6	124	-	-	-	36666,68	35127,25	42336,00	77810,97
7	44	-	-	-	36666,68	35127,25	42336,00	77810,97

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 32553,81 \text{ [daN*m]} \text{ Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,08 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,08)$$

VERIFICATION DE L'INTERACTION M+N

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1 \quad [6.2.5.1.(3)]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \quad 0,16 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,16)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,95 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 17145,56 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 21168,00 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 33096,97 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 31272,73 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	42336,00	-1576,84	37372,48	2804,22	1227,38	33581,01
2	42336,00	-1576,84	4996,37	374,90	-1201,94	34291,11
3	42336,00	-1576,84	17860,00	1340,11	-236,73	34291,11
4	42336,00	-1576,84	8722,33	654,48	-922,37	34291,11
5	42336,00	-1576,84	0,00	0,00	-1576,84	34291,11
6	42336,00	-1576,84	0,00	0,00	-1576,84	34291,11
7	42336,00	-1576,84	0,00	0,00	-1576,84	34291,11

$F_{tj,Rd,N}$ – 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

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$F_{ij,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{ij,Rd,N} / N_{j,Rd}$	
$F_{ij,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{ij,Rd,M} / M_{j,Rd}$	
$F_{ij,Ed} = F_{ij,Ed,N} + F_{ij,Ed,M}$	
$F_{Vj,Rd} = \min (n_h F_{V,Ed} (1 - F_{ij,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{V,Rd}, n_h F_{b,Rd})$	
$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{Vj,Rd}$	[Tableau 3.4]
$V_{j,Rd} = 239327,68$ [daN] Résistance de l'assemblage au cisaillement	[Tableau 3.4]
$V_{b1,Ed} / V_{i,Rd} \leq 1,0$	$0,02 < 1,00$ vérifié (0,02)

RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w = 146,50$ [cm ²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} = 80,28$ [cm ²]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} = 66,22$ [cm ²]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} = 72821,47$ [cm ⁴]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = -8,02$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -7,73$ [MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel} = -6,53$ [MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w = 0,80$	Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]
$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	$16,05 < 365,00$	vérifié (0,04)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	$19,17 < 365,00$	vérifié (0,05)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	$8,02 < 262,80$	vérifié (0,03)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} = 4$ [mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} = 14$ [mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} = 20$ [mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b = 58$ [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	80,22	3249,33
1	554	∞	∞	26	4	24,74	1369,57
2	474	∞	∞	14	3	16,54	783,37
3	394	∞	∞	17	4	14,89	585,98
4	284	∞	∞	17	4	10,73	304,17
5	204	∞	∞	14	3	7,11	144,72
6	124	∞	∞	14	3	4,32	53,31
7	44	∞	∞	24	4	1,89	8,22

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum_i k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 405 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$k_{eq} = 20 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 k_{eq} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 68235904,75 \text{ [daN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,00 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 68235904,75 \text{ [daN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 5465241,60 \text{ [daN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 341577,60 \text{ [daN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \quad \text{RIGIDE}$$

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DE LA POUTRE OU AILE DE LA CONTREPLAQUE EN COMPRESSION AU NIVEAU DE L'AILE
INFERIEURE DE LA POUTRE

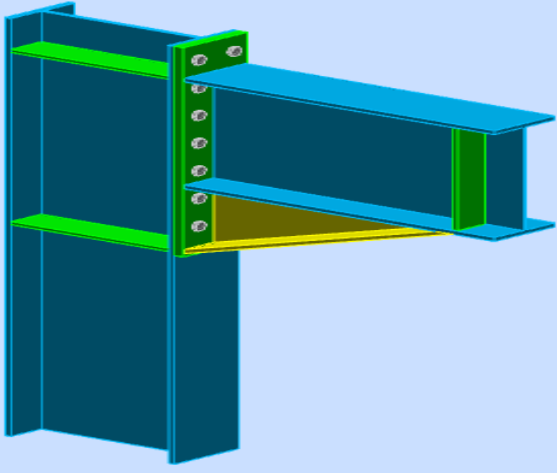
Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,16

Conclusion

La vérification automatique le logiciel ROBOT de l'assemblage traverse traverse est satisfaite, ou son détail est schématiser à la figure (figure IX-5).

IX.3. Assemblage Poteau-Poutre

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 Calcul de l'Encastrement Poteau-Poutre EN 1993-1-8:2005/AC:2009	 Ratio 0,08
		
	Figure IX-6 : Vue 3D de l'assemblage poteau poutre	



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019



Calcul de l'Encastrement Poteau-Poutre

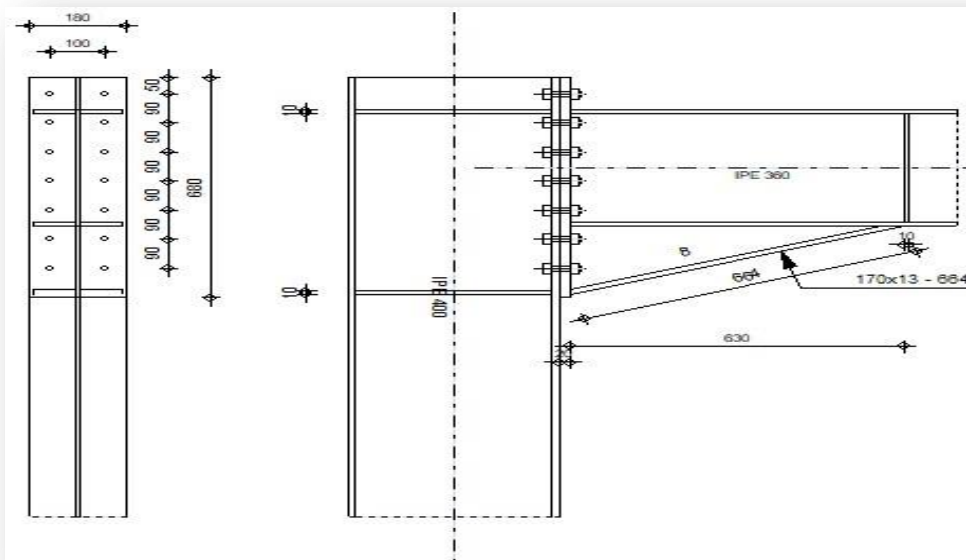


Figure IX-7 : Détail sur l'assemblage poteau-poutre.

GENERAL

Assemblage N°: 80
 Nom de l'assemblage : Angle de portique
 Noeud de la structure: 1068
 Barres de la structure: 1218, 9

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: IPE 400
 Barre N°: 1218
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 400$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 180$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau

Profilé: IPE 400
 $t_{fc} = 14$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 21$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 84,46$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 23128,40$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: ACIER
 $f_{yc} = 235,00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 360
 Barre N°: 9
 $\alpha = -0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 360$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 170$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 13$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 18$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $r_b = 18$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 72,73$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xb} = 16265,60$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: ACIER
 $f_{yb} = 235,00$ [MPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
 Classe = HR 10.9 Classe du boulon
 $F_{TRd} = 13564,80$ [daN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 7$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 50$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
 Ecartement $e_i = 100$ [mm]
 Entraxe $p_i = 90; 90; 90; 90; 90; 90$ [mm]

PLATINE

$h_p = 680$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_p = 180$ [mm] Largeur de la platine
 $t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine
 Matériau: ACIER
 $f_{yp} = 235,00$ [MPa] Résistance

JARRET INFÉRIEUR

$w_d = 170$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{fd} = 13$ [mm] Epaisseur de l'aile
 $h_d = 210$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{wd} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme
 $l_d = 630$ [mm] Longueur de la platine
 $\alpha = 18,4$ [Deg] Angle d'inclinaison
 Matériau: ACIER
 $f_{ybu} = 235,00$ [MPa] Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} = 373$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{su} = 86$ [mm] Largeur du raidisseur

$h_{su} = 373$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $t_{hu} = 10$ [mm] Epaisseur du raidisseur
 Matériau: ACIER
 $f_{ysu} = 235,00$ [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 373$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{sd} = 86$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hd} = 10$ [mm] Epaisseur du raidisseur
 Matériau: ACIER
 $f_{ysu} = 235,00$ [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 6$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 9$ [mm] Soudure semelle
 $a_s = 6$ [mm] Soudure du raidisseur
 $a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M1} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M3} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS**Etat limite: ultime**

Cas: 13: $1.35G + 1.35(Q + V_{pignon})$ $(1+2+5) * 1.35$

$M_{b1,Ed} = 2753,03$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
 $V_{b1,Ed} = 2322,32$ [daN] Effort tranchant dans la poutre droite
 $M_{b2,Ed} = 2921,35$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poutre gauche
 $V_{b2,Ed} = 3063,70$ [daN] Effort tranchant dans la poutre gauche
 $M_{c1,Ed} = 109,52$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poteau inférieur
 $V_{c1,Ed} = 16,79$ [daN] Effort tranchant dans le poteau inférieur
 $N_{c1,Ed} = -7138,25$ [daN] Effort axial dans le poteau inférieur

RESULTATS**RESISTANCES DE LA POUTRE****CISAILLEMENT**

$A_{vb} = 51,94$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
 $V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$
 $V_{cb,Rd} = 70467,00$ [daN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
 $V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,03 < 1,00$ **vérifié** (0,03)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 1019,22$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
 $M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$
 $M_{b,pl,Rd} = 23951,67$ [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

$W_{pl} = 1826,27$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]
 $M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$
 $M_{cb,Rd} = 42917,30$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 42917,30$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]
 $h_f = 557$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]
 $F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$

$$F_{c,fb,Rd} = 77056,82 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'aile et de l'âme comprimées} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$\beta = 0,0 \text{ [Deg]} \quad \text{Angle entre la platine d'about et la poutre}$$

$$\gamma = 18,4 \text{ [Deg]} \quad \text{Angle d'inclinaison du renfort}$$

$$b_{eff,c,wb} = 219 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vb} = 35,14 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 25,27 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$A_s = 16,20 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} + A_s f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd1} = 237791,86 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wb} = 299 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 1,00 \quad \text{Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,80 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 5,94 \quad \text{Elancement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$\chi = 1,00 \quad \text{Coefficient de flambement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1} + A_s \chi f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd2} = 213309,02 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2})$$

$$F_{c,wb,Rd,low} = 213309,02 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

RESISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$$M_{b1,Ed} = 2753,03 \text{ [daN*m]} \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre droite} \quad [5.3.(3)]$$

$$M_{b2,Ed} = 2921,35 \text{ [daN*m]} \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre gauche} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c1,Ed} = 16,79 \text{ [daN]} \quad \text{Effort tranchant dans le poteau inférieur} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c2,Ed} = 0,00 \text{ [daN]} \quad \text{Effort tranchant dans le poteau supérieur} \quad [5.3.(3)]$$

$$z = 568 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$$V_{wp,Ed} = -304,57 \text{ [daN]} \quad \text{Panneau d'âme en cisaillement} \quad [5.3.(3)]$$

$$A_{vs} = 42,69 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de cisaillement de l'âme du poteau} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$A_{vc} = 42,69 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$d_s = 470 \text{ [mm]} \quad \text{Distance entre les centres de gravités des raidisseurs} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,fc,Rd} = \frac{192,7}{3} \text{ [daN*m]} \quad \text{Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,stu,Rd} = \frac{105,7}{5} \text{ [daN*m]} \quad \text{Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,sti,Rd} = \frac{105,7}{5} \text{ [daN*m]} \quad \text{Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$V_{wp,Rd} = 0,9 (A_{vs} f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$$

$$V_{wp,Rd} = 53404,32 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du panneau d'âme au cisaillement} \quad [6.2.6.1]$$

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0 \quad 0,01 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$t_{wc} = 9 \text{ [mm]} \quad \text{Epaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 251 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 42,69 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 9,23 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

Pression diamétrale:

$$t_{wc} = 9 \text{ [mm]} \quad \text{Epaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$A_s = 17,14 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 91075,38 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wc} = 331 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 1,05 \quad \text{Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,77 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 6,22 \quad \text{Elancement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$\chi_s = 1,00 \quad \text{Coefficient de flambement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 79565,99 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd} = 79565,99 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	29	–	40	–	113	182	143	143	143	0	0	0	0
2	29	–	40	–	90	182	213	182	213	181	176	176	176
3	29	–	40	–	90	182	166	166	166	180	90	90	90
4	29	–	40	–	90	182	166	166	166	180	90	90	90
5	29	–	40	–	90	182	166	166	166	180	90	90	90
6	29	–	40	–	90	182	166	166	166	180	90	90	90
7	29	–	40	–	90	182	170	170	170	181	132	132	132

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	39	40	40	50	113	205	90	90	90	–	–	–	–
2	39	–	40	–	90	246	274	246	274	213	216	213	216
3	39	–	40	–	90	246	207	207	207	180	90	90	90
4	39	–	40	–	90	246	207	207	207	180	90	90	90
5	39	–	40	–	90	246	207	207	207	180	90	90	90
6	39	–	40	–	90	246	207	207	207	180	90	90	90
7	39	–	40	–	90	246	207	207	207	213	148	148	148

m – Distance du boulon de l'âme

m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulairesl_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulairesl_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulairesl_{eff,nc,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulairesl_{eff,1,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1l_{eff,2,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$$F_{t,Rd} = 13564,80 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 17833,19 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,fc,Rd} \quad \text{– résistance de la semelle du poteau à la flexion}$$

$$F_{t,wc,Rd} \quad \text{– résistance de l'âme du poteau à la traction}$$

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchée à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd})$ [6.2.6.4] , [Tab.6.2]

$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]

$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd})$ [6.2.6.5] , [Tab.6.2]

$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	19778, 62	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 19778,62$	19778, 62	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 27443,03$	27443, 03	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 19793,52$	19793, 52	Platine d'about - traction
$B_{p,Rd} = 35666,38$	35666, 38	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 926891,61$	926891, 61	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 79565,99$	79565, 99	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 77056,82$	77056, 82	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 213309,02$	213309, 02	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

$F_{t2,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t2,Rd,comp}$	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	22098, 59	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 22098,59$	22098, 59	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 33870,75$	33870, 75	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 27129,60$	27129, 60	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 46318,47$	46318, 47	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 35666,38$	35666, 38	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 926891,61 - 19778,62$	907113, 00	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 79565,99 - 19778,62$	59787, 37	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 77056,82 - 19778,62$	57278, 20	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 213309,02 - 19778,62$	193530, 40	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

$F_{t3,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t3,Rd,comp}$	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	16791, 08	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 20525,63$	20525, 63	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 31281,71$	31281, 71	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 25972,97$	25972, 97	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 38887,25$	38887, 25	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 35666,38$	35666, 38	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 926891,61 - 41877,21$	885014, 40	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 79565,99 - 41877,21$	37688, 78	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 77056,82 - 41877,21$	35179, 61	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 213309,02 - 41877,21$	171431, 81	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 38889,67 - 22098,59$	16791, 08	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 45820,41 - 22098,59$	23721, 82	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 38889,67 - 22098,59$	16791, 08	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 45820,41 - 22098,59$	23721, 82	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 45540,61 - 22098,59$	23442, 02	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 57479,38 - 22098,59$	35380, 79	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 45540,61 - 22098,59$	23442, 02	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 57479,38 - 22098,59$	35380, 79	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

$F_{t4,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t4,Rd,comp}$	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	9884, 27	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 20525,63$	20525, 63	Aile du poteau - traction

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wc,Rd(4)} = 31281,71$	31281,71	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 25972,97$	25972,97	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 38887,25$	38887,25	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 35666,38$	35666,38	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ti,Rd} = 926891,61 - 58668,29$	868223,33	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 79565,99 - 58668,29$	20897,70	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 77056,82 - 58668,29$	18388,53	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 213309,02 - 58668,29$	154640,73	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 26675,35 - 16791,08$	9884,27	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 33618,56 - 16791,08$	16827,48	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 52693,19 - 38889,67$	13803,52	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 55658,94 - 38889,67$	16769,27	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 52693,19 - 38889,67$	13803,52	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 55658,94 - 38889,67$	16769,27	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 38079,79 - 16791,08$	21288,72	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 33840,00 - 16791,08$	17048,92	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 64580,51 - 38889,67$	25690,84	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 74399,38 - 38889,67$	35509,71	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 64580,51 - 38889,67$	25690,84	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 74399,38 - 38889,67$	35509,71	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min}(F_{t5,Rd,comp})$	8504,27	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 20525,63$	20525,63	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 31281,71$	31281,71	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 25972,97$	25972,97	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 38887,25$	38887,25	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 35666,38$	35666,38	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^4 F_{ti,Rd} = 926891,61 - 68552,56$	858339,06	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 79565,99 - 68552,56$	11013,43	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 77056,82 - 68552,56$	8504,27	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 213309,02 - 68552,56$	144756,46	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 26675,35 - 9884,27$	16791,08	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 33618,56 - 9884,27$	23734,29	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 40013,02 - 26675,35$	13337,67	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 46374,59 - 26675,35$	19699,24	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 66030,86 - 48773,94$	17256,92	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 62936,09 - 48773,94$	14162,16	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 66030,86 - 48773,94$	17256,92	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 62936,09 - 48773,94$	14162,16	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 38079,79 - 9884,27$	28195,52	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 33840,00 - 9884,27$	23955,73	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 57119,69 - 26675,35$	30444,34	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 50760,00 - 26675,35$	24084,65	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 83620,40 - 48773,94$	34846,46	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 91319,38 - 48773,94$	42545,44	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 83620,40 - 48773,94$	34846,46	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 91319,38 - 48773,94$	42545,44	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
$F_{t,fc,Rd(6)} = 20525,63$	20525,63	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(6)} = 31281,71$	31281,71	Ame du poteau - traction

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{t,ep,Rd(6)} = 25972,97$	25972,97	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 38887,25$	38887,25	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 35666,38$	35666,38	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^5 F_{ti,Rd} = 926891,61 - 77056,82$	849834,79	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^5 F_{tj,Rd} = 79565,99 - 77056,82$	2509,17	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^5 F_{tj,Rd} = 77056,82 - 77056,82$	0,00	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^5 F_{tj,Rd} = 213309,02 - 77056,82$	136252,20	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 26675,35 - 8504,27$	18171,08	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 33618,56 - 8504,27$	25114,30	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 40013,02 - 18388,53$	21624,49	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 46374,59 - 18388,53$	27986,05	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd} = 53350,69 - 35179,61$	18171,08	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd} = 56072,50 - 35179,61$	20892,89	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 79368,53 - 57278,20$	22090,33	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 68279,10 - 57278,20$	11000,90	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 79368,53 - 57278,20$	22090,33	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 68279,10 - 57278,20$	11000,90	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 38079,79 - 8504,27$	29575,53	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 33840,00 - 8504,27$	25335,73	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 57119,69 - 18388,53$	38731,16	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 50760,00 - 18388,53$	32371,47	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd} = 76159,59 - 35179,61$	40979,97	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd} = 67680,00 - 35179,61$	32500,39	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 102660,30 - 57278,20$	45382,10	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 108239,38 - 57278,20$	50961,18	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 102660,30 - 57278,20$	45382,10	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 108239,38 - 57278,20$	50961,18	Ame de la poutre - traction - groupe

Les autres boulons sont inactifs (ils ne transfèrent pas de charges) car la résistance d'un des composants de l'assemblage s'est épuisée ou ces boulons sont situés au-dessous du centre de rotation.

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	613	19778,62	19778,62	27443,03	19793,52	–	27129,60	35666,38
2	523	22098,59	22098,59	33870,75	27129,60	46318,47	27129,60	35666,38
3	433	16791,08	20525,63	31281,71	25972,97	38887,25	27129,60	35666,38
4	343	9884,27	20525,63	31281,71	25972,97	38887,25	27129,60	35666,38
5	253	8504,27	20525,63	31281,71	25972,97	38887,25	27129,60	35666,38
6	163	–	20525,63	31281,71	25972,97	38887,25	27129,60	35666,38
7	73	–	20666,81	31985,72	25972,97	38887,25	27129,60	35666,38

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 36517,90 \text{ [daN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,08 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,08)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,91 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 10495,43 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 13564,80 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 15768,00 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 14600,00 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	27129,60	0,00	19778,62	1491,08	1491,08	20166,80
2	27129,60	0,00	22098,59	1665,98	1665,98	20070,14

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
3	27129,60	0,00	16791,08	1265,85	1265,85	20291,28
4	27129,60	0,00	9884,27	745,16	745,16	20579,04
5	27129,60	0,00	8504,27	641,12	641,12	20636,54
6	27129,60	0,00	0,00	0,00	0,00	20990,87
7	27129,60	0,00	0,00	0,00	0,00	20990,87

$F_{tj,Rd,N}$ – 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

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \min(n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd}$$

[Tableau 3.4]

$$V_{j,Rd} = 143725,54 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement}$$

[Tableau 3.4]

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,02 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,02)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 139,71 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 80,28 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 59,43 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 58614,54 \text{ [cm}^4\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = 10,24 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(6)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 9,07 \text{ [MPa]} \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{\parallel} = 3,91 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0,80 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) \quad 20,48 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) \quad 19,36 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,05)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 f_u / \gamma_{M2} \quad 10,24 < 262,80 \quad \text{vérifié} \quad (0,04)$$

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$$t_{wash} = 4 \text{ [mm]} \quad \text{Epaisseur de la plaquette} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{head} = 12 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de la tête du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{nut} = 16 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'écrou du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$L_b = 56 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$k_{10} = 5 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité des boulons} \quad [6.3.2.(1)]$$

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	19,25	764,90
1	613	0	0	10	0	0,00	0,00
2	523	3	16	25	1	7,75	405,57
3	433	1	8	11	1	3,86	167,11
4	343	1	8	11	1	3,06	104,90
5	253	1	8	11	1	2,25	57,11
6	163	1	8	11	1	1,45	23,74
7	73	2	12	18	1	0,88	6,48

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum_i k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 397 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$k_{eq} = 5 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$A_{vc} = 42,69$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\beta = 0,06$	Paramètre de transformation	[5.3.(7)]
$z = 397$ [mm]	Bras de levier	[6.2.5]
$k_1 = 71$ [mm]	Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement	[6.3.2.(1)]
$k_2 = \infty$	Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression	[6.3.2.(1)]
$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1/k_1 + 1/k_2 + 1/k_{eq})$		[6.3.1.(4)]
$S_{j,ini} = 15034872,98$ [daN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$\mu = 1,00$	Coefficient de rigidité de l'assemblage	[6.3.1.(6)]
$S_j = S_{j,ini} / \mu$		[6.3.1.(4)]
$S_j = 15034872,98$ [daN*m]	Rigidité en rotation finale	[6.3.1.(4)]
Classification de l'assemblage par rigidité.		
$S_{j,rig} = 5465241,60$ [daN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,pin} = 341577,60$ [daN*m]	Rigidité de l'assemblage articulé	[5.2.2.5]
$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$	RIGIDE	

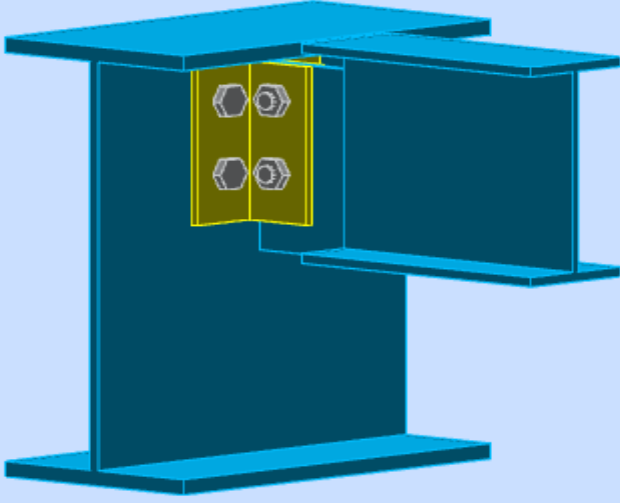
COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

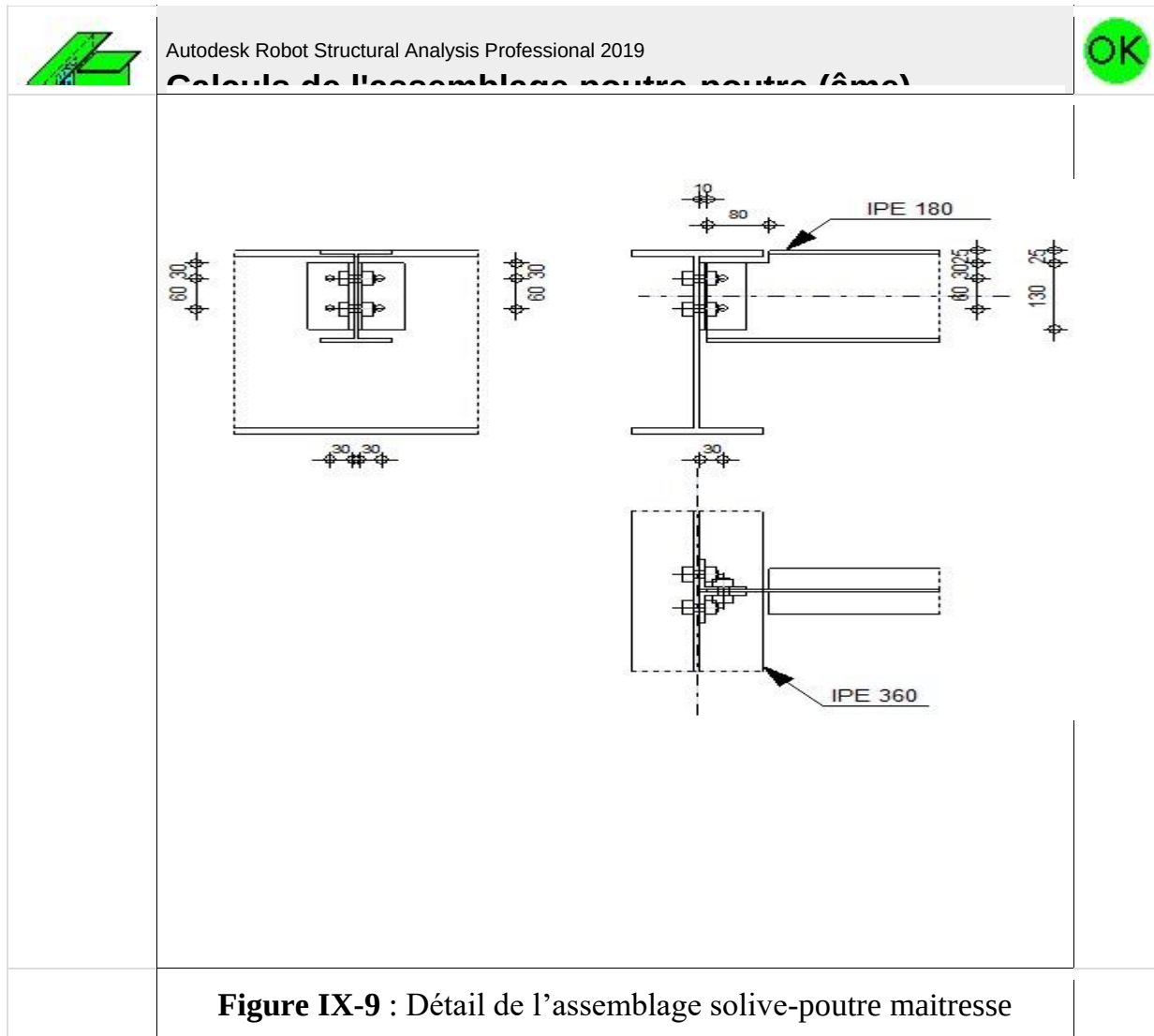
AILE ET AME DE LA POUTRE EN COMPRESSION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,08

IX.4. Assemblage Poutre-Poutre

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme) EN 1993-1-8:2005/AC:2009	 Ratio 0,16
 Figure IX-8 : Vue en 3D de l'assemblage solive-poutre maitresse		



GENERAL

Assemblage N°: 113
 Nom de l'assemblage : Par cornières : poutre-poutre (âme)
 Noeud de la structure: 257
 Barres de la structure: 14, 328

GEOMETRIE

POUTRE PRINCIPALE

Profilé: IPE 360
 Barre N°: 14
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_g = 360$ [mm] Hauteur de la section poutre principale
 $b_{fg} = 170$ [mm] Largeur de l'aile de la section de la poutre principale
 $t_{wg} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale
 $t_{fg} = 13$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale
 $r_g = 18$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale
 $A_p = 72,73$ [cm²] Aire de la section de la poutre principale
 $I_{yp} = 16265,60$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section de la poutre principale
 Matériau: ACIER

$f_{yg} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{ug} = 365,00$ [MPa] Résistance à la traction

POUTRE

Profilé: IPE 180
 Barre N°: 328
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 180$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_b = 91$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 5$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 8$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 9$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 23,95$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{yb} = 1316,96$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: ACIER
 $f_{yb} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{ub} = 365,00$ [MPa] Résistance à la traction

ENCOCHE DE LA POUTRE

$h_1 = 25$ [mm] Encoche supérieur
 $h_2 = 0$ [mm] Encoche inférieure
 $l = 80$ [mm] Longueur de l'encoche

CORNIERE

Profilé: CAE 60x6
 $h_k = 60$ [mm] Hauteur de la section de la cornière
 $b_k = 60$ [mm] Largeur de la section de la cornière
 $t_{fk} = 6$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
 $r_k = 8$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
 $l_k = 130$ [mm] Longueur de la cornière
 Matériau: ACIER
 $f_{yk} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{uk} = 365,00$ [MPa] Résistance à la traction

BOULONS

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon
 $d = 14$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 15$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 1,15$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 1,54$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{ub} = 800,00$ [MPa] Résistance à la traction
 $k = 1$ Nombre de colonnes des boulons
 $w = 2$ Nombre de rangées des boulons
 $e_1 = 30$ [mm] Niveau du premier boulon
 $p_1 = 60$ [mm] Entraxe

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon
 $d = 14$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 15$ [mm] Diamètre du trou de boulon

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	8.8	Classe du boulon
$A_s =$	1,15 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	1,54 [cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{ub} =$	800,00 [MPa]	Résistance à la traction
$k =$	1	Nombre de colonnes des boulons
$w =$	2	Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	30 [mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	60 [mm]	Entraxe

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Cas: 13: 1.35G+1.35(Q+Vpignon) (1+2+5)*1.35

$N_{b,Ed} =$	-0,00 [daN]	Effort axial
$V_{b,Ed} =$	128,69 [daN]	Effort tranchant
$M_{b,Ed} =$	-27,17 [daN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} =$	5911,2 [daN]	Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un boulon	$F_{v,Rd} = 0.6*f_{ub}*A_v*m/\gamma_{M2}$
$F_{t,Rd} =$	6624,0 [daN]	Résistance d'un boulon à la traction	$F_{t,Rd} = 0.9*f_u*A_s/\gamma_{M2}$

Pression du boulon sur l'âme de la poutre principale

Direction x			
$k_{1x} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	2,50 > 0,00	vérifié	
$\alpha_{bx} =$	1,00	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	1,00 > 0,00	vérifié	
$F_{b,Rd1x} =$	8176,00 [daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1x} = k_{1x}*\alpha_{bx}*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$
Direction z			
$k_{1z} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	2,50 > 0,00	vérifié	
$\alpha_{bz} =$	1,00	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	1,00 > 0,00	vérifié	
$F_{b,Rd1z} =$	8176,00 [daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z}*\alpha_{bz}*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x			
$k_{1x} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	2,50 > 0,00	vérifié	
$\alpha_{bx} =$	0,67	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	0,67 > 0,00	vérifié	
$F_{b,Rd2x} =$	4088,00 [daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x}*\alpha_{bx}*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$
Direction z			
$k_{1z} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	2,50 > 0,00	vérifié	
$\alpha_{bz} =$	0,67	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0,0$	$0,67 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd2z} = 4088,00$ [daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE - CORNIERE**cisaillement des boulons**

$e = 33$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre		
$M_0 = 2,10$ [daN*m]	Moment fléchissant réel		$M_0 = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$
$F_{Vz} = 32,17$ [daN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant		$F_{Vz} = 0.5 \cdot V_{b,Ed} / n$
$F_{Mx} = 35,01$ [daN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment		$F_{Mx} = M_0 \cdot z_i / \sum z_i^2$
$F_{x,Ed} = 35,01$ [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x		$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} = 32,17$ [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z		$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} = 47,55$ [daN]	Effort tranchant résultant dans le boulon		$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 4088,00$ [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x		$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 4088,00$ [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z		$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 35,01 < 4088,00$	vérifié	(0,01)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 32,17 < 4088,00$	vérifié	(0,01)
$F_{Ed} \leq F_{V,Rd}$	$47,55 < 5911,22$	vérifié	(0,01)

Traction des boulons

$e = 34$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale		
$M_{0t} = 11,4$ [daN*m]	Moment fléchissant réel		$M_{0t} = 0.5 \cdot (M_{b,Ed} + V_{b,Ed} \cdot e)$
$F_{t,Ed} = 189,99$ [daN]	Effort de traction dans le boulon extrême		$F_{t,Ed} = M_{0t} \cdot z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 \cdot N_{b2,Ed} / n$
$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$189,99 < 6624,00$	vérifié	(0,03)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{V,Ed} = 47,55$ [daN]	Effort tranchant résultant dans le boulon		$F_{V,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{V,Ed} / F_{V,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1,0$	$0,03 < 1,00$	vérifié	(0,03)

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE**RESISTANCE DES BOULONS**

$F_{V,Rd} = 11822,4$ [daN]	Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un boulon		$F_{V,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot n / \gamma_{M2}$
----------------------------	---	--	---

Pression du boulon sur la poutre

Direction x			
$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_{1x} > 0,0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bx} = 0,44$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$	
$\alpha_{bx} > 0,0$	$0,44 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd1x} = 2407,38$ [daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$
Direction z			
$k_{1z} = 2,03$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_{1z} > 0,0$	$2,03 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bz} = 0,67$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$	

$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,67 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd1z} = 2937,00$ [daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$
Pression du boulon sur la cornière			
Direction x			
$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bx} = 0,67$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,67 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd2x} = 8176,00$ [daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$
Direction z			
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bz} = 0,67$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,67 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd2z} = 8176,00$ [daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE - POUTRE**cisaillement des boulons**

$e = 34$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale		
$M_0 = -22,80$ [daN*m]	Moment fléchissant réel		$M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} \cdot e$
$F_{Nx} = 0,00$ [daN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial		$F_{Nx} = N_{b,Ed} /n$
$F_{Vz} = 64,35$ [daN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant		$F_{Vz} = V_{b,Ed} /n$
$F_{Mx} = 379,97$ [daN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x		$F_{Mx} = M_0 \cdot z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{Mz} = 0,00$ [daN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z		$F_{Mz} = M_0 \cdot x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,Ed} = 379,97$ [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x		$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} = 64,35$ [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z		$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} = 385,38$ [daN]	Effort tranchant résultant dans le boulon		$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 2407,38$ [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x		$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 2937,00$ [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z		$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 379,97 < 2407,38$	vérifié	(0,16)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 64,35 < 2937,00$	vérifié	(0,02)
$F_{Ed} \leq F_{V,Rd}$	$385,38 < 11822,44$	vérifié	(0,03)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)**CORNIERE**

$A_{nt} = 1,35$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} = 4,65$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} = 8280,0$ [daN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous		$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \cdot V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 64,35 < 8280,00$	vérifié	(0,01)

POUTRE

$$\begin{aligned}
 A_{nt} &= 0,66 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction} \\
 A_{nv} &= 3,58 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone de la section en traction} \\
 V_{effRd} &= 5821,1 \text{ [daN]} \text{ Résistance de calcul de la section affaiblie par les } \frac{V_{effRd}=0.5*f_u*A_{nt}/\gamma_{M2} + (1/\sqrt{3})*f_y*A_{nv}/\gamma_{M0}}{\text{trous}} \\
 |V_{b,Ed}| &\leq V_{effRd} \quad |128,69| < 5821,11 \quad \text{vérifié} \quad (0,02)
 \end{aligned}$$

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIERE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$$\begin{aligned}
 A_t &= 3,90 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone tendue de la section brute} \\
 A_{t,net} &= 3,00 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction} \\
 0.9*(A_{t,net}/A_t) &\geq (f_y*\gamma_{M2})/(f_u*\gamma_{M0}) \quad 0,69 < 0,80 \\
 W_{net} &= 16,09 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Facteur élastique de la section} \\
 M_{c,Rdnet} &= 378,03 \text{ [daN*m]} \text{ Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad M_{c,Rdnet} = W_{net}*f_{yp}/\gamma_{M0} \\
 |M_0| &\leq M_{c,Rdnet} \quad |-11,40| < 378,03 \quad \text{vérifié} \quad (0,03) \\
 A_v &= 7,80 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section efficace en cisaillement} \quad A_v = I_a*t_{fa} \\
 A_{v,net} &= 6,00 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section efficace nette en cisaillement} \quad A_{v,net}=A_v-n_v*d_0 \\
 V_{pl,Rd} &= 10582,83 \text{ [daN]} \text{ Résistance plastique de calcul pour le cisaillement} \quad V_{pl,Rd}=(A_{v,net}*f_y)/(\sqrt{3}*\gamma_{M0}) \\
 |0.5*V_{b,Ed}| &\leq V_{pl,Rd} \quad |64,35| < 10582,83 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)
 \end{aligned}$$

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$$\begin{aligned}
 A_t &= 4,11 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone tendue de la section brute} \\
 A_{t,net} &= 3,31 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction} \\
 0.9*(A_{t,net}/A_t) &\geq (f_y*\gamma_{M2})/(f_u*\gamma_{M0}) \quad 0,73 < 0,80 \\
 W_{net} &= 19,95 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Facteur élastique de la section} \\
 M_{c,Rdnet} &= 468,84 \text{ [daN*m]} \text{ Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad M_{c,Rdnet} = W_{net}*f_{yp}/\gamma_{M0} \\
 |M_0| &\leq M_{c,Rdnet} \quad |-22,80| < 468,84 \quad \text{vérifié} \quad (0,05) \\
 A_v &= 8,21 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section efficace en cisaillement} \\
 A_{v,net} &= 6,62 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section efficace nette en cisaillement} \quad A_{v,net}=A_v-n_v*d_0 \\
 V_{pl,Rd} &= 11145,89 \text{ [daN]} \text{ Résistance plastique de calcul pour le cisaillement} \quad V_{pl,Rd}=(A_{v,net}*f_y)/(\sqrt{3}*\gamma_{M0}) \\
 V_{b,Ed} &\leq V_{pl,Rd} \quad |128,69| < 11145,89 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)
 \end{aligned}$$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,16
--	-------	------

IX.5. Encastrement en pieds de poteau



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide:
Design of fastenings in concrete

OK

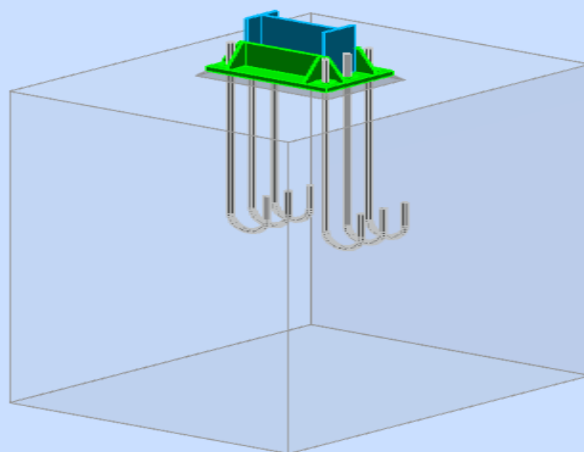
Ratio
0,82

Figure IX-10: Vue 3D de l'assemblage au niveau de pied de poteau

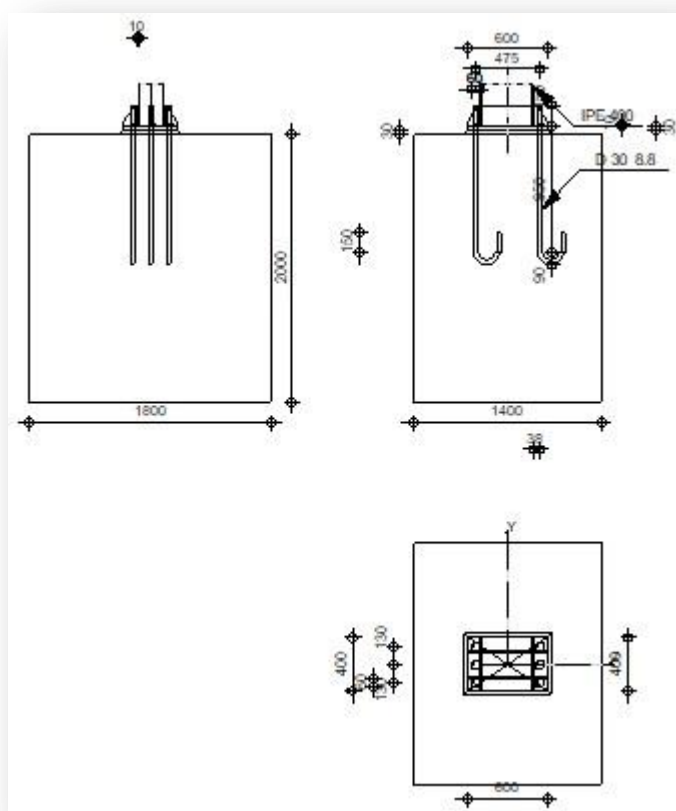


Figure IX-11 : Détail de l'assemblage au niveau de pied de poteau

GENERAL

Assemblage N°: 115
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré
 Noeud de la structure: 1483
 Barres de la structure: 1505

GEOMETRIE**POTEAU**

Profilé: IPE 400
 Barre N°: 1505
 $L_c = 5,00$ [m] Longueur du poteau
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 400$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 180$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 14$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 21$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 84,46$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{yc} = 23128,40$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: ACIER
 $f_{yc} = 235,00$ [MPa] Résistance
 $f_{uc} = 365,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} = 600$ [mm] Longueur
 $b_{pd} = 400$ [mm] Largeur
 $t_{pd} = 30$ [mm] Epaisseur
 Matériau: S 275
 $f_{ypd} = 275,00$ [MPa] Résistance
 $f_{upd} = 430,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe de tiges d'ancrage
 $f_{yb} = 550,00$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon
 $f_{ub} = 800,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction
 $d = 30$ [mm] Diamètre du boulon
 $A_s = 5,61$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 7,07$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $n_H = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_V = 3$ Nombre de rangées des boulons
 Ecartement $e_{Hi} = 475$ [mm]
 Entraxe $e_{Vi} = 130$ [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 150$ [mm]
 $L_2 = 950$ [mm]
 $L_3 = 180$ [mm]
 $L_4 = 150$ [mm]

Platine

$l_{wd} = 60$ [mm] Longueur

$l_{wd} =$	60	[mm]	Longueur
$b_{wd} =$	60	[mm]	Largeur
$t_{wd} =$	10	[mm]	Epaisseur

RAIDISSEUR

$l_s =$	600	[mm]	Longueur
$w_s =$	400	[mm]	Largeur
$h_s =$	150	[mm]	Hauteur
$t_s =$	10	[mm]	Epaisseur
$d_1 =$	20	[mm]	Grugeage
$d_2 =$	20	[mm]	Grugeage

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_C =$	1,50	Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

$L =$	1400	[mm]	Longueur de la semelle
$B =$	1800	[mm]	Largeur de la semelle
$H =$	2000	[mm]	Hauteur de la semelle

Béton

Classe BETON35

$f_{ck} = 35,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g =$	30	[mm]	Epaisseur du mortier de calage
$f_{ck,g} =$	12,00	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression
$C_{f,d} =$	0,30		Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

$a_p =$	6	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
$a_s =$	4	[mm]	Raidisseurs

EFFORTS

Cas: 12: 1.35G+1.35(N+Q) (1+2+3) *1.35

$N_{j,Ed} =$	-7313,92	[daN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y} =$	-3,85	[daN]	Effort tranchant
$V_{j,Ed,z} =$	-3920,81	[daN]	Effort tranchant
$M_{j,Ed,y} =$	13091,41	[daN*m]	Moment fléchissant
$M_{j,Ed,z} =$	-9,55	[daN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS**ZONE COMPRIMEE****COMPRESSION DU BETON**

$f_{cd} =$	23,33	[MPa]	Résistance de calcul à la compression	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
$f_j =$	41,16	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise	[6.2.5.(7)]
$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$				
$c =$	45	[mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} =$	103	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	270	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} =$	277,75	[cm ²]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation	EN 1992-1:[6.7.(3)]

$c =$	45 [mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$A_{c1} =$	2499,76 [cm ²]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd,u} = A_{c0} * f_{cd} * \sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3 * A_{c0} * f_{cd}$			
$F_{rd,u} =$	194425,97 [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)]
$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$			
$f_{jd} =$	46,67 [MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$A_{c,n} =$	1857,26 [cm ²]	Aire de compression efficace	[6.2.8.2.(1)]
$A_{c,y} =$	516,35 [cm ²]	Aire de flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$A_{c,z} =$	707,22 [cm ²]	Aire de flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$			
$F_{c,Rd,n} =$	866721,33 [daN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} =$	240962,43 [daN]	Résistance du béton à la flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} =$	330036,17 [daN]	Résistance du béton à la flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL =$	1,00	Classe de la section	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{pl,y} =$	3887,26 [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} =$	91350,61 [daN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} =$	421 [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$			
$F_{c,fc,Rd,y} =$	217202,04 [daN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$W_{pl,z} =$	1929,01 [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z} =$	45331,69 [daN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z} =$	214 [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$			
$F_{c,fc,Rd,z} =$	211768,33 [daN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$			
$N_{j,Rd} =$	866721,33 [daN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$			
$F_{c,Rd,y} =$	217202,04 [daN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]
$F_{c,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$			
$F_{c,Rd,z} =$	211768,33 [daN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

ZONE TENDUE**RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE**

$A_b =$	5,61 [cm ²]	Aire de section efficace du boulon	[Tableau 3.4]
$f_{ub} =$	800,00 [MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$\beta =$	0,85	Coefficient de réduction de la résistance du boulon	[3.6.1.(3)]
$F_{t,Rd,s1} = \beta * 0.9 * f_{ub} * A_b / \gamma_{M2}$			
$F_{t,Rd,s1} =$	27466,56 [daN]	Résistance du boulon à la rupture	[Tableau 3.4]
$\gamma_{Ms} =$	1,20	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
$f_{yb} =$	550,00 [MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} * A_b / \gamma_{Ms}$			
$F_{t,Rd,s2} =$	25712,50 [daN]	Résistance du boulon à la rupture	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$			
$F_{t,Rd,s} =$	25712,50 [daN]	Résistance du boulon à la rupture	

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$f_{ck} =$	35,00 [MPa]	Résistance caractéristique du béton à la compression	EN 1992-1:[3.1.2]
$f_{ctd} = 0.7 * 0.3 * f_{ck}^{2/3} / \gamma_c$			
$f_{ctd} =$	1,50 [MPa]	Résistance de calcul à la traction	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$\eta_1 =$	1,00	Coef. dépendant des conditions du bétonnage et de l'adhérence	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$\eta_2 =$	1,00	Coef. dépendant du diamètre du boulon d'ancrage	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$f_{bd} = 2.25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd}$			
$f_{bd} =$	3,37 [MPa]	Adhérence de calcul admissible	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$h_{ef} =$	950 [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$$F_{t,Rd,p} = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot f_{bd}$$

$$F_{t,Rd,p} = 30177,55 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de calc. pour le soulèvement}$$

EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$$h_{ef} = 513 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur efficace du boulon d'ancrage}$$

CEB [9.2.4]

$$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1.5}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 51605,32 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance caractéristique du boulon d'ancrage}$$

CEB [9.2.4]

$$s_{cr,N} = 1540 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur critique du cône de béton}$$

CEB [9.2.4]

$$c_{cr,N} = 770 \text{ [mm]} \quad \text{Distance critique du bord de la fondation}$$

CEB [9.2.4]

$$A_{c,N0} = 36270,00 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de surface maximale du cône}$$

CEB [9.2.4]

$$A_{c,N} = 25200,00 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de surface réelle du cône}$$

CEB [9.2.4]

$$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$$

$$\psi_{A,N} = 0,69 \quad \text{Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage}$$

CEB [9.2.4]

$$c = 463 \text{ [mm]} \quad \text{Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité}$$

CEB [9.2.4]

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c/c_{cr,N} \leq 1.0$$

$$\psi_{s,N} = 0,88 \quad \text{Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation}$$

CEB [9.2.4]

$$\psi_{ec,N} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage}$$

CEB [9.2.4]

$$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[\text{mm}]/200 \leq 1.0$$

$$\psi_{re,N} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation}$$

CEB [9.2.4]

$$\psi_{ucr,N} = 1,40 \quad \text{Coef. dépendant du degré de fissuration du béton}$$

CEB [9.2.4]

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel}$$

CEB [3.2.3.1]

$$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{t,Rd,c} = 20455,0 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de}$$

EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

FENDAGE DU BETON

$$h_{ef} = 950 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur efficace du boulon d'ancrage}$$

CEB [9.2.5]

$$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1.5}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 129921,40 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de calc. pour le soulèvement}$$

CEB [9.2.5]

$$s_{cr,N} = 1900 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur critique du cône de béton}$$

CEB [9.2.5]

$$c_{cr,N} = 950 \text{ [mm]} \quad \text{Distance critique du bord de la fondation}$$

CEB [9.2.5]

$$A_{c,N0} = 51300,00 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de surface maximale du cône}$$

CEB [9.2.5]

$$A_{c,N} = 25200,00 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de surface réelle du cône}$$

CEB [9.2.5]

$$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$$

$$\psi_{A,N} = 0,49 \quad \text{Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage}$$

CEB [9.2.5]

$$c = 463 \text{ [mm]} \quad \text{Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité}$$

CEB [9.2.5]

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c/c_{cr,N} \leq 1.0$$

$$\psi_{s,N} = 0,85 \quad \text{Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation}$$

CEB [9.2.5]

$$\psi_{ec,N} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage}$$

CEB [9.2.5]

$$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[\text{mm}]/200 \leq 1.0$$

$$\psi_{re,N} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation}$$

CEB [9.2.5]

$$\psi_{ucr,N} = 1,40 \quad \text{Coef. dépendant du degré de fissuration du béton}$$

CEB [9.2.5]

$$\psi_{h,N} = (h/(2 \cdot h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$$

$$\psi_{h,N} = 1,03 \quad \text{Coef. dépendant de la hauteur de la fondation}$$

CEB [9.2.5]

$$\gamma_{M,sp} = 2,16 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel}$$

CEB [3.2.3.1]

$$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} \cdot \psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$$

$$F_{t,Rd,sp} = 36214,83 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton}$$

CEB [9.2.5]

RÉSISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$$

$$F_{t,Rd} = 20455,05 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon d'ancrage à traction}$$

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE**Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$**

$$l_{eff,1} = 333 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1}$$

[6.2.6.5]

$$l_{eff,2} = 333 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2}$$

[6.2.6.5]

$$m = 83 \text{ [mm]} \quad \text{Pince boulon-bord de renforcement}$$

[6.2.6.5]

$$M_{pl,1,Rd} = 2059,49 \text{ [daN}\cdot\text{m]} \quad \text{Résistance plastique de la dalle pour le mode 1}$$

[6.2.4]

$$M_{pl,2,Rd} = 2059,49 \text{ [daN}\cdot\text{m]} \quad \text{Résistance plastique de la dalle pour le mode 2}$$

[6.2.4]

$$F_{T,1,Rd} = 99000,00 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de la dalle pour le mode 1}$$

[6.2.4]

$$F_{T,2,Rd} = 56091,75 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de la dalle pour le mode 2}$$

[6.2.4]

$l_{eff,1} = 333$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$F_{T,3,Rd} = 61365,15$ [daN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$		
$F_{t,pl,Rd,y} = 56091,75$ [daN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]
Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$		
$l_{eff,1} = 209$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} = 220$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 33$ [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} = 1291,18$ [daN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} = 1363,40$ [daN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} = 155508,84$ [daN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} = 57285,35$ [daN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} = 40910,10$ [daN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$		
$F_{t,pl,Rd,z} = 40910,10$ [daN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]
RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE		
$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$		
$F_{T,Rd,y} = 56091,75$ [daN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]
$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$		
$F_{T,Rd,z} = 40910,10$ [daN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,01 < 1,00$	vérifié	(0,01)
$e_y = 1790$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$z_{c,y} = 210$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$		[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} = 238$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} = 28461,03$ [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)	$0,46 < 1,00$	vérifié	(0,46)
$e_z = 1$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$z_{c,z} = 107$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$		[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,z} = 130$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} = 546,47$ [daN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	$0,02 < 1,00$	vérifié	(0,02)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,48 < 1,00$	vérifié	(0,48)

CISAILLEMENT

PRESSIION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 0,73$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,y} = 0,73$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,y} = 2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,y} = 56437,50$ [daN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 0,65$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,z} = 0,65$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,z} = 2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,z} = 50390,62$ [daN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0,28$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$A_{vb} = 7,07$ [cm ²]	Aire de la section du boulon	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} = 800,00$ [MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]
$\gamma_{M2} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$		

$F_{2,vb,Rd} = 12440,71$ [daN]	Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier	[6.2.2.(7)]
$\alpha_M = 2,00$	Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation	CEB [9.3.2.2]
$M_{Rk,s} = 155,91$ [daN*m]	Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion	CEB [9.3.2.2]
$l_{sm} = 60$ [mm]	Longueur du bras de levier	CEB [9.3.2.2]
$\gamma_{Ms} = 1,20$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]

$$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M * M_{Rk,s} / (l_{sm} * \gamma_{Ms})$$

$F_{v,Rd,sm} = 4330,73$ [daN]	Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier	CEB [9.3.1]
-------------------------------	--	-------------

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 44182,91$ [daN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.4]
$k_3 = 2,00$	Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage	CEB [9.3.3]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 * N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,cp} = 40910,10$ [daN]	Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]
--------------------------------	---	-------------

ECRASUREMENT DU BORD DU BETON**Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$**

$V_{Rk,c,y} = 284595,1$ [daN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
-------------------------------	--	-----------------

$\psi_{A,V,y} = 0,40$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
-----------------------	---	-------------

$\psi_{h,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
-----------------------	--	-----------------

$\psi_{s,V,y} = 0,82$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
-----------------------	---	-----------------

$\psi_{ec,V,y} = 1,00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
------------------------	--	-----------------

$\psi_{\alpha,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
----------------------------	---	-----------------

$\psi_{ucr,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
-------------------------	---	-----------------

$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
----------------------	---------------------------------	---------------

$$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y} * \psi_{A,V,y} * \psi_{h,V,y} * \psi_{s,V,y} * \psi_{ec,V,y} * \psi_{\alpha,V,y} * \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,c,y} = 43269,92$ [daN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]
---------------------------------	---	-------------

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z} = 132482,6$ [daN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
-------------------------------	--	-----------------

$\psi_{A,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
-----------------------	---	-------------

$\psi_{h,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
-----------------------	--	-----------------

$\psi_{s,V,z} = 1,00$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
-----------------------	---	-----------------

$\psi_{ec,V,z} = 1,00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
------------------------	--	-----------------

$\psi_{\alpha,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
----------------------------	---	-----------------

$\psi_{ucr,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
-------------------------	---	-----------------

$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
----------------------	---------------------------------	---------------

$$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z} * \psi_{A,V,z} * \psi_{h,V,z} * \psi_{s,V,z} * \psi_{ec,V,z} * \psi_{\alpha,V,z} * \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,c,z} = 61334,56$ [daN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]
---------------------------------	---	-------------

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d} = 0,30$	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
------------------	--	-------------

$N_{c,Ed} = 7313,92$ [daN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
----------------------------	-----------------------	-------------

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$$

$F_{f,Rd} = 2194,18$ [daN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]
----------------------------	--------------------------	-------------

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$$

$V_{j,Rd,y} = 28178,57$ [daN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
-------------------------------	--	-------------

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	vérifié (0,00)
------------------------------------	---------------	----------------

$$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$$

$V_{j,Rd,z} = 28178,57$ [daN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,14 < 1,00$	vérifié (0,14)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,14 < 1,00$	vérifié (0,14)

CONTROLE DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$M_1 = 483,77$ [daN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 = 12900,45$ [daN]	Effort tranchant du raidisseur	
$z_s = 33$ [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s = 1298,25$ [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d = 1,12$ [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 54,78$ [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 86,00$ [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 148,97$ [MPa]	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)	$0,54 < 1,00$	vérifié (0,54)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$M_1 = 325,65$ [daN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 = 6513,08$ [daN]	Effort tranchant du raidisseur	
$z_s = 28$ [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s = 1390,18$ [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d = 0,50$ [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 35,64$ [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 43,42$ [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 75,21$ [MPa]	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)	$0,27 < 1,00$	vérifié (0,27)

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} = 32,12$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 32,12$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} = -0,00$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} = -2,79$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0,85$	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	$0,12 < 1,00$	vérifié (0,12)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,19 < 1,00$	vérifié (0,19)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,17 < 1,00$	vérifié (0,17)

SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} = 0,00$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 0,00$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} = 162,83$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z = 0,00$ [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0,85$	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,82 < 1,00$	vérifié (0,82)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} = 76,76$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 76,76$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} = 54,28$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z = 180,01$ [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0,85$	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,52 < 1,00$	vérifié (0,52)

SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	114,02	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	114,02	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	134,14	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	325,56	[MPa]	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) 0,80 < 1,00 vérifié (0,80)				

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	57,57	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	57,57	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	64,98	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	161,01	[MPa]	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) 0,40 < 1,00 vérifié (0,40)				

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE**Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$**

$b_{eff} =$	103	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	270	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff})} / (1.275 * E)$				
$k_{13,y} =$	22	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	333	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	83	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,y} =$	7	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	325	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$				
$k_{16,y} =$	3	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,32		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	8367796,87	[daN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	29141784,00	[daN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} = E_c * \sqrt{(A_{c,z})} / (1.275 * E)$				
$k_{13,z} =$	36	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	209	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$m =$	33	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,z} =$	65	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	325	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 * A_b / L_b$				
$k_{16,z} =$	3	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	1,35		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	17203683,62	[daN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	1660453,20	[daN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$ RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

RAIDISSEUR - SOUDURES VERTICALES

REMARQUES

Distance du boulon d'ancrage du raidisseur trop faible.

41 [mm] < 45 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,82
--	-------	------

Conclusion

La vérification automatique le logiciel ROBOT de l'assemblage pieds de poteau est satisfaisante, ou son détail est schématiser à la figure (figure IX-11).

IX.6. Assemblage gousset

L'assemblage c'est fait avec l'EXEL.

Figure IX-12 : Détail de l'assemblage au gousset

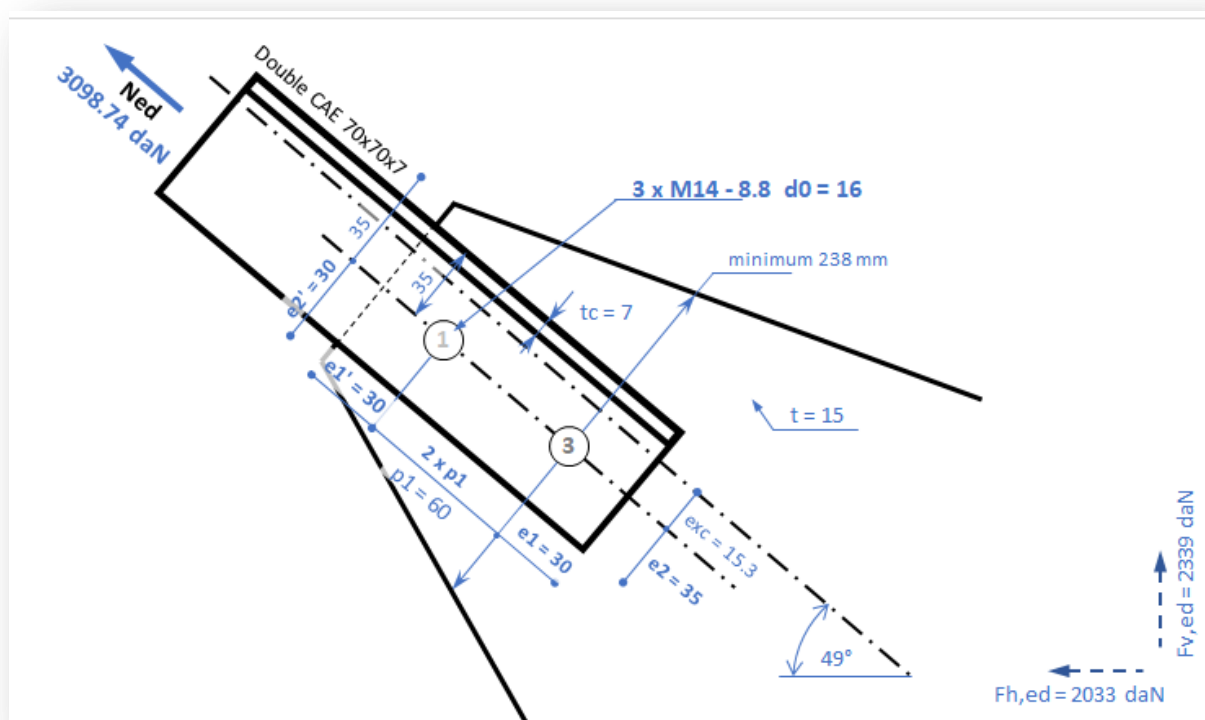


Figure IX-12 : Détail de l'assemblage au gousset

Sollicitations

ELU Ned = 3098,74 daN

Géométrie

Cornière Double Cornière CAE 70x70x7 - S275 Trusquinage 35
 Section CAE 70x70x7 b = 70 tc = 7 $\alpha = 49$ CdG = 19,7
 Nuance S275 nc = 2 fy [daN/mm²] = 27,5 fu [daN/mm²] = 43

Boulons 3 x M14 - 8,8 30-2x60-30
 Diamètre d = 14 nb = 3 A = 154 As = 115 d0 = 16
 Classe 8,8 As = 115 fyb [daN/mm²] = 64,0 fub [daN/mm²] = 80
 αb 0,6 Trusquinage = 35
 e1 = 30 e1' = 30 p1 = 60
 e2 = 35 e2' = 30 exc = 15,3

Gousset Gousset ép. 15 - S275
 Nuance S275 fyp [daN/mm²] = 27,5 fup [daN/mm²] = 43
 t = 15 L = 238 $\geq$ Lmin = 60 OK!

Calculs préliminaires**Dispositions constructives**

NF EN 1993-1-8 : §3.5 Tbl.3.3

Minimum				Maximum		
19,2	>	e1 = 30	$\leq$	68,0 *	<i>*Seulement exposé aux intempéries</i>	OK!
19,2	>	e1' = 30	$\leq$	68,0 *	<i>ou aux milieux corrosifs selon EN</i>	OK!
35,2	>	p1 = 60	$\leq$	98,0		OK!
19,2	>	e2 = 35	$\leq$	68,0 *		OK!
19,2	>	e2' = 30	$\leq$	68,0 *		OK!

Efforts dans le boulon le plus sollicité**Effort $\perp$ dû à l'excentrement**

$$F_{ex,ed} = Ned \cdot exc / ((nb-1) \cdot p1)$$

$$F_{ex,ed} = 395 \text{ daN}$$

Cisaillement normal par boulon

$$V_{n,ed} = Ned / nb$$

$$V_{n,ed} = 1033 \text{ daN}$$

Cisaillement dans le boulon le plus sollicité

$$V_{ed} = \sqrt{(F_{ex,ed}^2 + V_{n,ed}^2)}$$

$$V_{ed} = 1106 \text{ daN}$$

Composantes pour le calcul de l'assemblage du gousset**Horizontale**

$$F_{h,ed} = Ned \cdot \cos(\alpha)$$

$$F_{h,ed} = 2033 \text{ daN}$$

Verticale

$$F_{v,ed} = Ned \cdot \sin(\alpha)$$

$$F_{v,ed} = 2339 \text{ daN}$$

<u>Gousset</u>	Gousset ép. 15 - S275								
Nuance	S275				fyp [daN/mm²] =	27,5	fup [daN/mm²] =	43	
t =	15	L =	238	≥	Lmin =	60	OK!		

Calculs préliminaires

Dispositions constructives

NF EN 1993-1-8 : §3.5 Tbl.3.3

Minimum				Maximum			
19,2	>	e1 =	30	≤	68,0 *	*Seulement exposé aux intempéries	OK!
19,2	>	e1' =	30	≤	68,0 *	ou aux milieux corrosifs selon EN	OK!
35,2	>	p1 =	60	≤	98,0		OK!
19,2	>	e2 =	35	≤	68,0 *		OK!
19,2	>	e2' =	30	≤	68,0 *		OK!

Efforts dans le boulon le plus sollicité

Effort $\perp$ dû à l'excentrement

$$F_{ex,ed} = N_{ed} \cdot e_{xc} / ((n_b - 1) \cdot p_1) \quad F_{ex,ed} = 395 \text{ daN}$$

Cisaillement normal par boulon

$$V_{n,ed} = N_{ed} / n_b \quad V_{n,ed} = 1033 \text{ daN}$$

Cisaillement dans le boulon le plus sollicité

$$V_{ed} = \sqrt{(F_{ex,ed})^2 + (V_{n,ed})^2} \quad V_{ed} = 1106 \text{ daN}$$

Composantes pour le calcul de l'assemblage du gousset

Horizontale

$$F_{h,ed} = N_{ed} \cdot \cos(\alpha) \quad F_{h,ed} = 2033 \text{ daN}$$

Verticale

$$F_{v,ed} = N_{ed} \cdot \sin(\alpha) \quad F_{v,ed} = 2339 \text{ daN}$$

Résultats

Vérification de la Cornière

Résistance de la section brute

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{m0} \quad A = 1880 \text{ mm}^2 \quad N_{pl,Rd} = 51700 \text{ daN} \geq N_{ed} = 3099 \text{ daN} \quad 0,06$$

Résistance de l'aire nette

$$N_{u,Rd} = 0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u / \gamma_{m2} \quad A = 1656 \text{ mm}^2 \quad N_{u,Rd} = 51270 \text{ daN} \geq N_{ed} = 3099 \text{ daN} \quad 0,06$$

Résistance de l'aire efficace

$$N_{eff,Rd} = \beta_i \cdot A_{net} \cdot f_u / \gamma_{m2} \quad \beta_3 = ### \quad N_{eff,Rd} = \#NOM? \text{ daN} \quad \beta_3 = ### \quad N_{ed} = 3099 \text{ daN} \quad ###$$

Cisaillement de bloc

$$A_{nt} = 378 \text{ mm}^2 \quad A_{nv} = 1540 \text{ mm}^2 \quad V_{eff2,Rd} = 0,5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{m2} + f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{m0} \geq N_{ed} = 3099 \text{ daN} \quad 0,10$$

Cisaillement du boulon le plus sollicité

$$F_{v,Rd} = \alpha_b \cdot A_s \cdot f_{ub} / \gamma_{m2} \quad F_{v,Rd} = 8832 \text{ daN} \geq V_{ed} = 1106 \text{ daN} \quad 0,13$$

Pression diamétrale longitudinale

$$k_1 = \min\{2,8 \cdot e_2 / d_0 - 1,7; 2,5\} \quad k_1 = 2,5$$

$$\alpha_b = \min\{f_{ub} / f_u; e_1 / (3 \cdot d_0); p_1 / (3 \cdot d_0) - 0,25; 1\} \quad \alpha_b = 0,6$$

$$F_{b,Rd} = (k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t) / \gamma_{m2} \quad F_{b,Rd} = 10535 \text{ daN} \geq V_{n,ed} = 1033 \text{ daN} \quad 0,10$$

Pression diamétrale transversale

$$k_1 = \min\{1,4 \cdot p_1 / d_0 - 1,7; 2,5\} \quad k_1 = 2,5$$

$$\alpha_b = \min\{f_{ub} / f_u; e_2 / (3 \cdot d_0); 1\} \quad \alpha_b = 0,7$$

$$F_{b,Rd} = (k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t) / \gamma_{m2} \quad F_{b,Rd} = 12291 \text{ daN} \geq F_{ex,ed} = 395 \text{ daN} \quad 0,03$$

Pression diamétrale combinée

BNCM/CNC2M N0175 : §2.1(5)

$$\left(\frac{V_{n,ed}}{F_{bxx,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{F_{ex,ed}}{F_{byy,Rd}} \right)^2 = 0,01$$

Vérification du gousset

Cisaillement de bloc

$$A_{nt} = 1665 \text{ mm}^2 \quad A_{nv} = 1650 \text{ mm}^2$$

XI. Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque, de leur bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

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. Les types des fondations :

✚ Fondation superficielle :

- Semelle isolée sous Poteau.
- Semelle filante continue sous mur.
- Semelle filante sous plusieurs poteaux.
- Radiers généraux ou nervurés.

✚ Fondation profonde : (semelle sous pieux).

XI.2. Choix des fondations :

-Un certain nombre des problèmes se pose, lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol.

-Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- ✓ La nature et le poids de la superstructure.
- ✓ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction
- ✓ La qualité du sol de fondation.

Donc son calcul ne peut être effectuée que lorsqu'on connaît : -La superstructure et ces charges.

-Les caractéristiques du sol (concernant le projet la contrainte admissible du sol = **0.2MPa**)

XI.3. Etude des semelles :

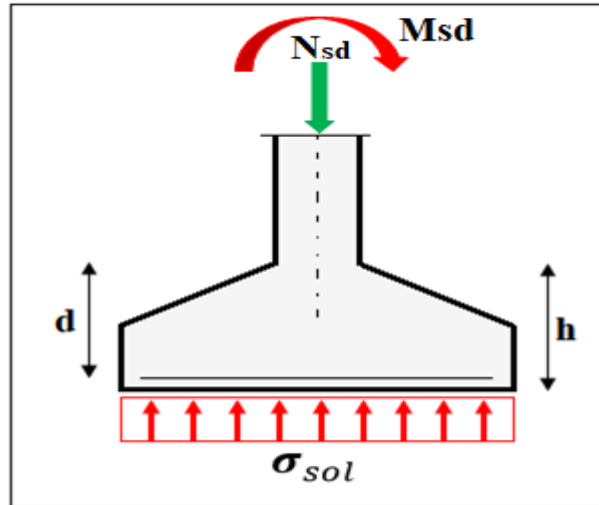


Figure XI-1 : Diagramme des contraintes agissant sur les fondations.

Charges à prendre en considération :

	Effort	ELU (sous la combinaison 1.35G+1.35 (N+Q))
Semelles	N_{sd} (daN)	247
$\overline{\sigma_{sol}}$	$2 \text{ bar} = 0.2 \text{ Mpa} = 20000 \text{ daN/m}^2$	

Tableau XI-1 : tableaux de l'effort normal.

XI.3.1. Dimensionnement de la semelle :

a) Détermination de A et B :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow \begin{cases} A = \frac{a \times B}{b} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N_{sd}}{\sigma_{sol}}} \\ A = \frac{b \times A}{a} \rightarrow A \geq \sqrt{\frac{a}{b} \times \frac{N_{sd}}{\sigma_{sol}}} \end{cases}$$

On a : $b = 600 \text{ mm}$ et $a = 400 \text{ mm}$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_{sd}}{A \cdot B} \quad A \times B \geq \frac{N_{sd}}{\sigma_{sol}} \quad \longrightarrow$$

$$B^2 \times \frac{a}{b} = \frac{N_{sd}}{\sigma_{sol}} \rightarrow \frac{0.4}{0.6} \times B^2 = \frac{247}{200}$$

$$0.667 \times B^2 = 1.235 \quad \longrightarrow \quad B = 1.361 \approx 1.40 \text{ m}$$

$$A = \frac{a}{b} \times B \quad \longrightarrow \quad A = \frac{0.4}{0.6} \times 1.361 = 0.9074 \approx 1 \text{ m}$$

On prend :

$$A = 1 \text{ m} \quad \text{Et} \quad B = 1.40 \text{ m}$$

Donc on prend une semelle de dimensions $(1 \times 1.40) \text{ m}^2$.

b) Détermination de d et h :

$$h = d + 5 \text{ cm}$$

$$\frac{B - b}{4} \leq d \leq A - a$$

$$\frac{1.40 - 0.6}{4} \leq d \leq 1 - 0.4$$

$$0.2 \text{ m} \leq d \leq 0.6 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad 20 \text{ cm} \leq d \leq 60 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } d = 40 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad h = 40 + 5 = 45 \text{ cm}$$

XI.3.2. Calcul de ferrailage :

➤ **I'ELU :**

$$A_u = \frac{N_u \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{St}}$$

$$\sigma_{St} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{247 \times (1 - 0.4) 10^{-3}}{8 \times 0.40 \times 347.83 \times 10^{-2}} = 0.0133 \text{ m}^2 = \mathbf{1.33 \text{ cm}^2}$$

➤ **I'ELS :**

$$A_s = \frac{N_s \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{St}}$$

$$\sigma_{St} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n \times f_{c28}} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

n: coefficient de fissuration = 1,6

$$A_s = \frac{247 \times (1 - 0.4) 10^{-3}}{8 \times 0.40 \times 201.63 \times 10^{-2}} = 0.0229 \text{ m}^2 = \mathbf{2.29 \text{ cm}^2}$$

Nous avons $A_s > A_u$ donc on prend un ferrailage de **6HA12** Avec : $A_s = \mathbf{6.78 \text{ cm}^2}$

XI.3.3. Détermination de la hauteur du patin 'e' :

$$e \geq \max (6\phi + 6 \text{ cm}, 15 \text{ cm})$$

$$e \geq \max (13.2 \text{ cm} ; 15) \text{ donc on prend } e = 15 \text{ cm}$$

XI.4. Calculs 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 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : **(25 x 30) cm²**

- Tableau récapitulatif pour les autres semelles isolées :**

Le tableau ci-dessous est fait avec un fichier Excel.

semelle	N (kN)	a(m)	B(m)	a/b	B(m)	A(m)
S1	247	0.4	0.6	0.6667	1.361	0.907

b) Calcul du ferrailage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \max \left[\frac{N}{\alpha} \right] \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

$a = 12$ (site S3, zone IIa).

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité

apportées par les points d'appui solidarisés ($N = 247.5 \text{ KN}$).

$$\Rightarrow F = 20.63 \text{ KN} > 20 \text{ KN}$$

c) Calcul ferrailage longitudinal :

$$A_{St} = \frac{F}{\sigma_{St}} = \frac{20.63 \times 10}{347.83} = 0.59 \text{ cm}^2$$

Le RPA99 exige une section minimale :

$$A_{min} = 0.6\%B = 0.6\% (25 \times 30) = 4.5 \text{ cm}^2$$

Donc : On prend **6HA12** avec : $A_{St} = A_{min} = 6.78 \text{ cm}^2$

d) Vérification de condition de non-fragilité:

$$A_{St} \geq B \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{St} = 6.78 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_{St} \geq B \times \frac{f_{tj}}{f_e} = (25 \times 30) \times \frac{2.1}{400} = 3.94 \text{ cm}^2$$

e) Calcul d'armatures transversales :

$$\varphi_t \leq \min (h/35; \varphi_{min}; b/10) \Rightarrow \varphi_t \leq \min (8.5; 10; 25) \leq 10 \text{ mm}$$

Alors on prend : $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

f) Calcul d'espacement des cadres :

Le RPA99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$S_t \leq (20; 15\varphi_t) \rightarrow S_t \leq (20 \text{ cm}; 15 \times 1 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq (20 \text{ cm}; 15 \text{ cm})$$

Alors on adopte un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$

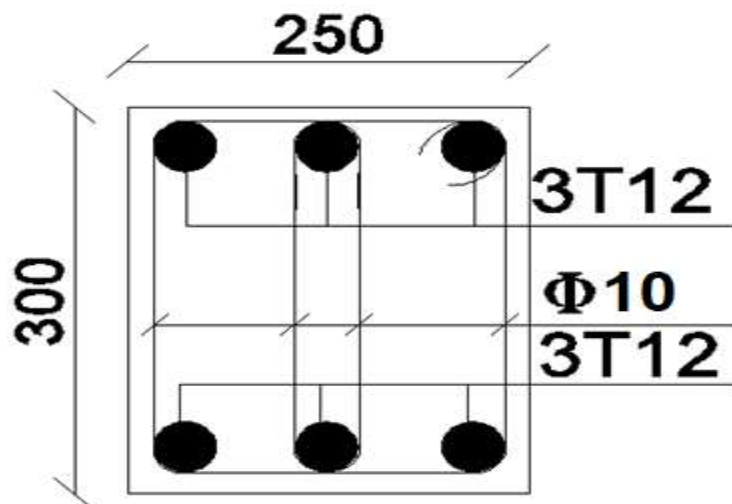


Figure XI-2: Ferrailage des longrines.

Conclusion générale

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 règlements régissant le domaine de la construction métallique tel que les Eurocodes, le CCM97, le RNVA2013, le RPA2003,... et aussi les différents logiciels de calcul et de dessin (ROBOT, TEKLA, AUTOCAD).

La complexité et la variabilité de l'ouvrage étudié nous ont permis d'avoir une approche globale sur la façon de faire la conception et le dimensionnement d'une structure métallique y compris la structure mixte, les assemblages et les fondations.

Notre projet de fin d'études nous a permis également d'avoir un aperçu sur la construction métallique et surtout d'appliquer les connaissances acquises durant notre cursus sur un projet réel.

Aussi, il faut mentionner que beaucoup reste à faire pour enrichir nos connaissances dans ce domaine, et que seul un travail acharné et une volonté continue pourront nous aider à réaliser nos objectifs.

En dernier, ce travail nous a permis de mettre en œuvre nos modestes connaissances du génie civil, et de les élargir, chose qui nous aidera dans notre vie professionnelle.

Bibliographie

Réglemente

- 1- DTR C 2-4.7 : « Règlement Neige et Vent version 2013 (RNV2013) » Centre National d'Etude 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 Etats Limites - BAEL 91 révisé 99 » Avril 99 ;

Ouvrages

- 1- DAHMANI Lahlou, « Calcul des éléments résistants d'une construction métallique », Office des publications universitaires.

Logiciels

- 1- ROBOT : « Autodesk Robot Structural Analyses Professional version 2019 ».

Catégories de terrain

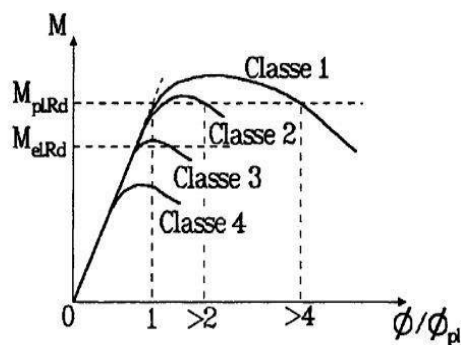
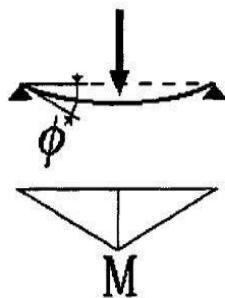
Catégorie de terrain	K_T	$z_0(m)$	$z_{\min}(m)$	ε
0 mer, ou zone côtière exposée aux vents de mer.	0.156	0.003	1	0.38
I Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tout obstacle.	0.170	0.01	1	0.44
II Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles 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 (cas de la 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.

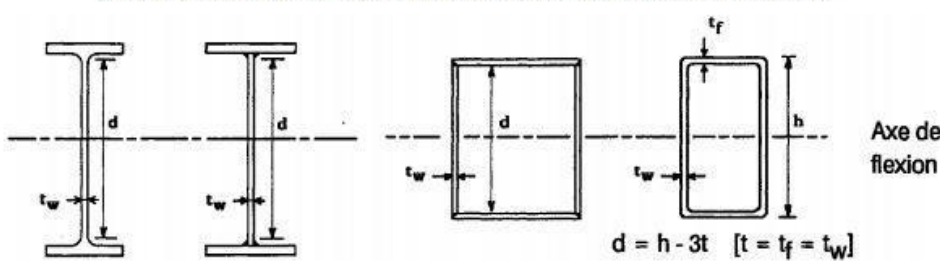
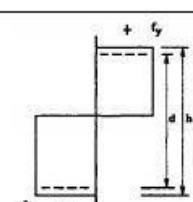
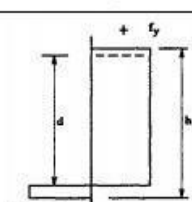
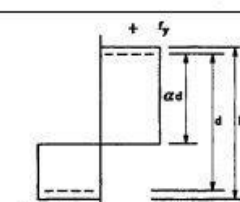
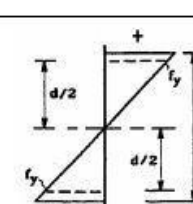
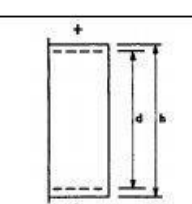
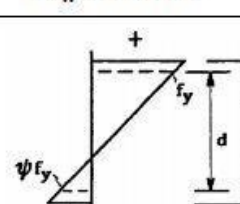
(1) C Des lois types de comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section sont présentées ci-dessous, mettant en évidence la résistance et la capacité de rotation qui peuvent être atteintes avant apparition du phénomène de voilement local (correspondant à l'affaissement de la loi de comportement), tout risque de déversement étant empêché.



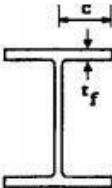
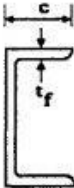
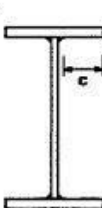
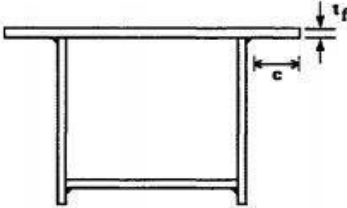
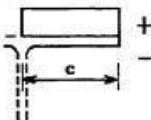
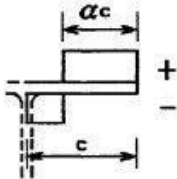
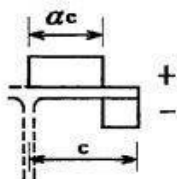
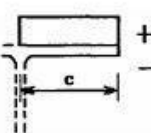
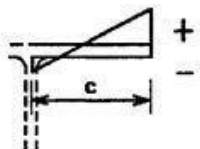
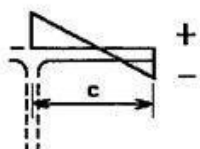
Activer Windows

Appuyez sur les paramètres de rotationnel pc

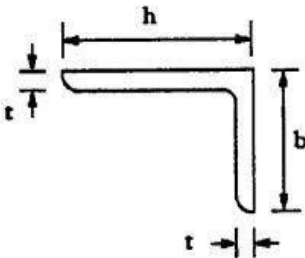
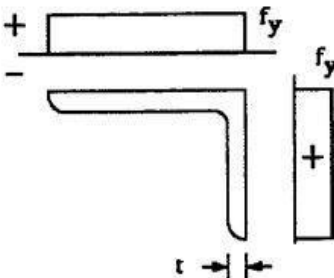
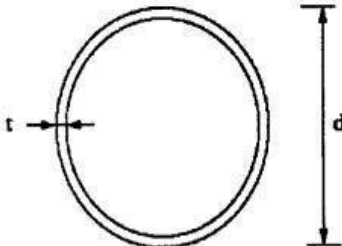
Rapports largeur/épaisseur maximaux pour âmes

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

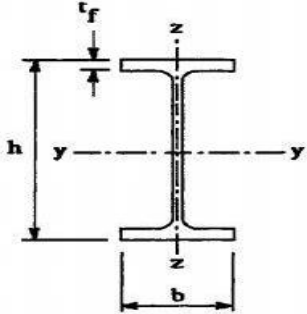
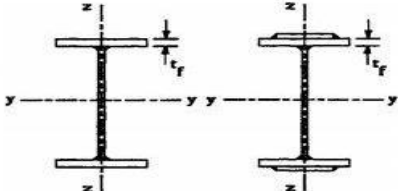
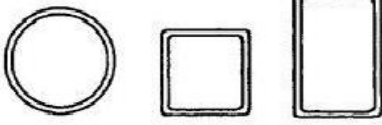
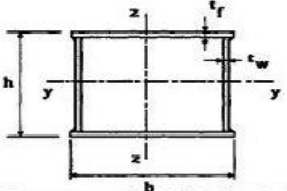
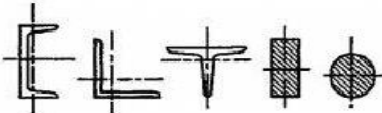
Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois de semelles en console

(b) <u>Parois semelles en console</u> :				
				
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 (N/mm ²)	235	275
		ε	1	0,92
				355
				0,81

Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois de semelles en console

d) <u>Cornières</u>				(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) <u>Sections tubulaires</u>					
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
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	$y - y$ $z - z$ $y - y$ $z - z$	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	$y - y$ $z - z$ $y - y$ $z - z$	b c c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb} *)	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{ya} *)	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	$y - y$ $z - z$	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

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

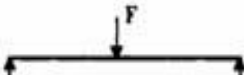
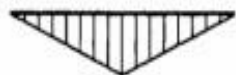
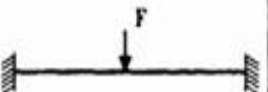
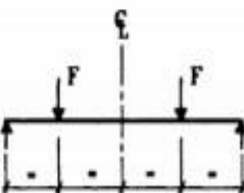
λ	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9965	0,9929	0,9894	0,9858	0,9822	0,9786	0,9750	0,9714	0,9678
0,3	0,9641	0,9604	0,9567	0,9530	0,9492	0,9455	0,9417	0,9378	0,9339	0,9300
0,4	0,9261	0,9221	0,9181	0,9140	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 de N armatures de diametre Ø(mm)

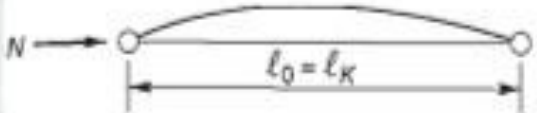
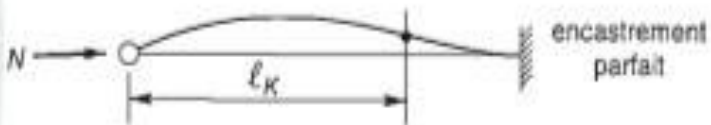
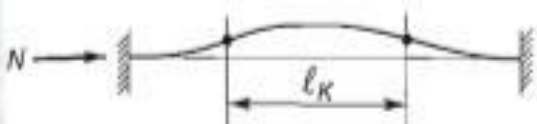
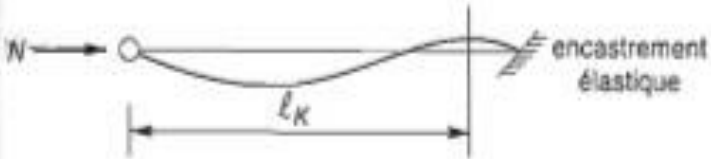
Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

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

Valeur de longueur de flambement en fonction de longueur d'appuis

Conditions d'appuis	m	ℓ_K
• Sans déplacements des extrémités		
	1	ℓ_0
	2	$0,7 \ell_0$
	4	$0,5 \ell_0$
	$1 < m < 2$	$> 0,7 \ell_0$
• Avec liberté de déplacements aux extrémités		
	$\frac{1}{4}$	$2 \ell_0$
	1	ℓ_0
	$m < \frac{1}{4}$	$> 2 \ell_0$

Coefficient de topographie

Site	C_t
Site plat	1
Site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir	1
Site aux alentours des vallées avec effet d'entonnoir	1.3
Site aux alentours des plateaux	1.15
Site aux alentours des collines	1.15
Site montagneux	1.5

Coefficient de pression extérieure pour les parois verticales

A		B		C		D		E	
$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$
-1.0	-1.3	-0.8	-1.0	-0.5		+0.8	1.0	-0.3	

Coefficient de pression extérieure pour toiture à deux versants

Pente α	Zone pour vent de direction $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$
5°	-1.7	-2.5	-1.2	-2.0	-0.6		-0.3		-0.3	
15°	-0.9	-2.0	-0.8	-1.5	-0.3		-0.4		-1.0	-1.5
	+0.2		+0.2		+0.2					
30°	-0.5	-1.5	-0.5	-1.5	-0.2		-0.4		-0.5	
	+0.7		+0.7		+0.4					
45°	+0.7		+0.7		+0.6		-0.2		-0.3	
60°	+0.7		+0.7		+0.7		-0.2		-0.3	
75°	+0.8		+0.8		+0.8		-0.2		-0.3	

Pente α	Zone pour vent de direction $\theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$
5°	-1.6	-2.2	-1.3	-2.0	-0.7	-1.2	-0.5	
15°	-1.3	-2.0	-1.3	-2.0	-0.6	-1.2	-0.5	
30°	-1.1	-1.5	-1.4	-2.0	-0.8	-1.2	-0.5	
45°	-1.1	-1.5	-1.4	-2.0	-0.9	-1.2	-0.5	
60°	-1.1	-1.5	-1.2	-2.0	-0.8	-1.0	-0.5	
75°	-1.1	-1.5	-1.2	-2.0	-0.8	-1.0	-0.5	

Valeurs de coefficient de forme en fonction de la pente
Pour une toiture simple à deux versants sans obstacles
de retenue

(α) pente du versant (en $^{\circ}$)	$0 \leq \alpha \leq 15$	$15 < \alpha \leq 30$	$30 < \alpha < 60$	$\alpha \geq 60$
Coefficient μ_1	0.8	0.8	$0.8 \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0
Coefficient μ_2	0.8	$0.8 + 0.6 \left(\frac{\alpha - 15}{30} \right)$	$1.1 \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0

Valeurs de la section de résistance A_s des boulons à la traction

Diamètre nominale du boulon $d(mm)$	14	16	18	20	22	24	27	30
Section résistante $A_s(mm^2)$	115	157	192	245	303	353	459	561

Caractéristique mécanique des boulons 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

Caractéristique mécanique des boulons HR

Appellation	$f_{ub}(N/mm^2)$	$f_{yb}(N/mm^2)$
HR 10.9	1000	900
HR 8.8	800	640

	M 12	M 16	M 20	M 24	M 27
Diamètre tige d (mm)	12	16	20	24	27
Diamètre Trou d (mm)	14	18	22	26	30
Section Tige A (mm ²)	113	201	314	452	573
Section Résistance A_s	84	157	245	353	459

Caractéristique des boulons

Boulons	Valeurs usuelles (mm)			Valeurs minimales (mm)		
	P_1, P_2	e_1	e_2	P_1, P_2	e_1	e_2
M 12	40	25	20	35	20	15
M 16	50	35	25	40	25	20
M 20	60	40	30	45	30	25
M 24	70	50	40	55	35	30
M 27	80	55	45	65	40	35

Tableau : entraxe des boulons et pinces

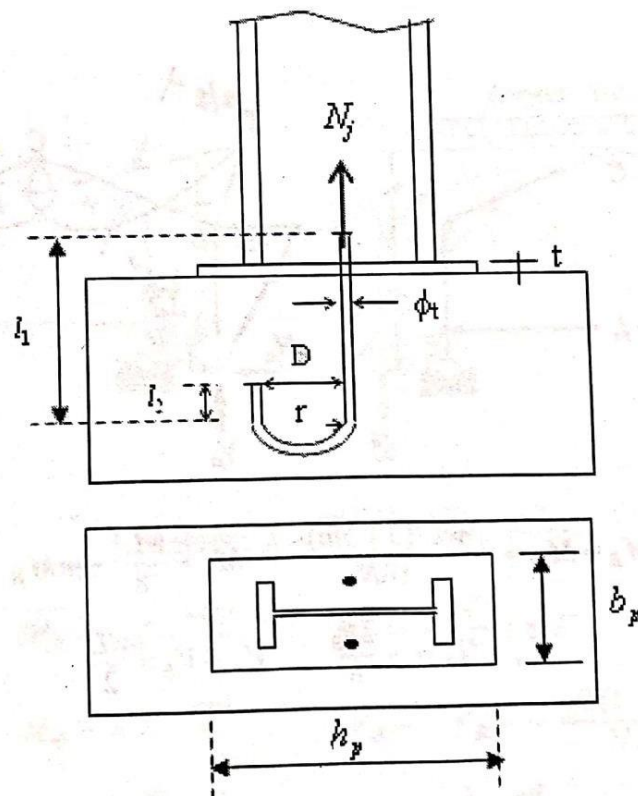
Diamètre nominal d_b (mm)	Aire nominale A (mm ²)	Aire résistante A_s (mm ²)
14	154	115
16	201	157
18	254	192
22	314	245
22	380	303
24	452	353

Les Dimensions des différents boulons

Valeurs des efforts normaux admissibles, $N_j^{\max}$ (daN) par tige d'ancrage et leurs diamètres donnés en fonction des caractéristiques de la tige et de la profondeur d'ancrage:

ϕ_t	D	l_1	l_2	l_f	$N_j^{\max}$
16	40	280	25	120	2170
20	50	280	32	120	3040
20	50	480	32	120	4420
24	70	500	40	160	6070
30	90	500	50	160	8580
33	100	700	55	160	12260

l_f : longueur filetée.



Poteau articulé

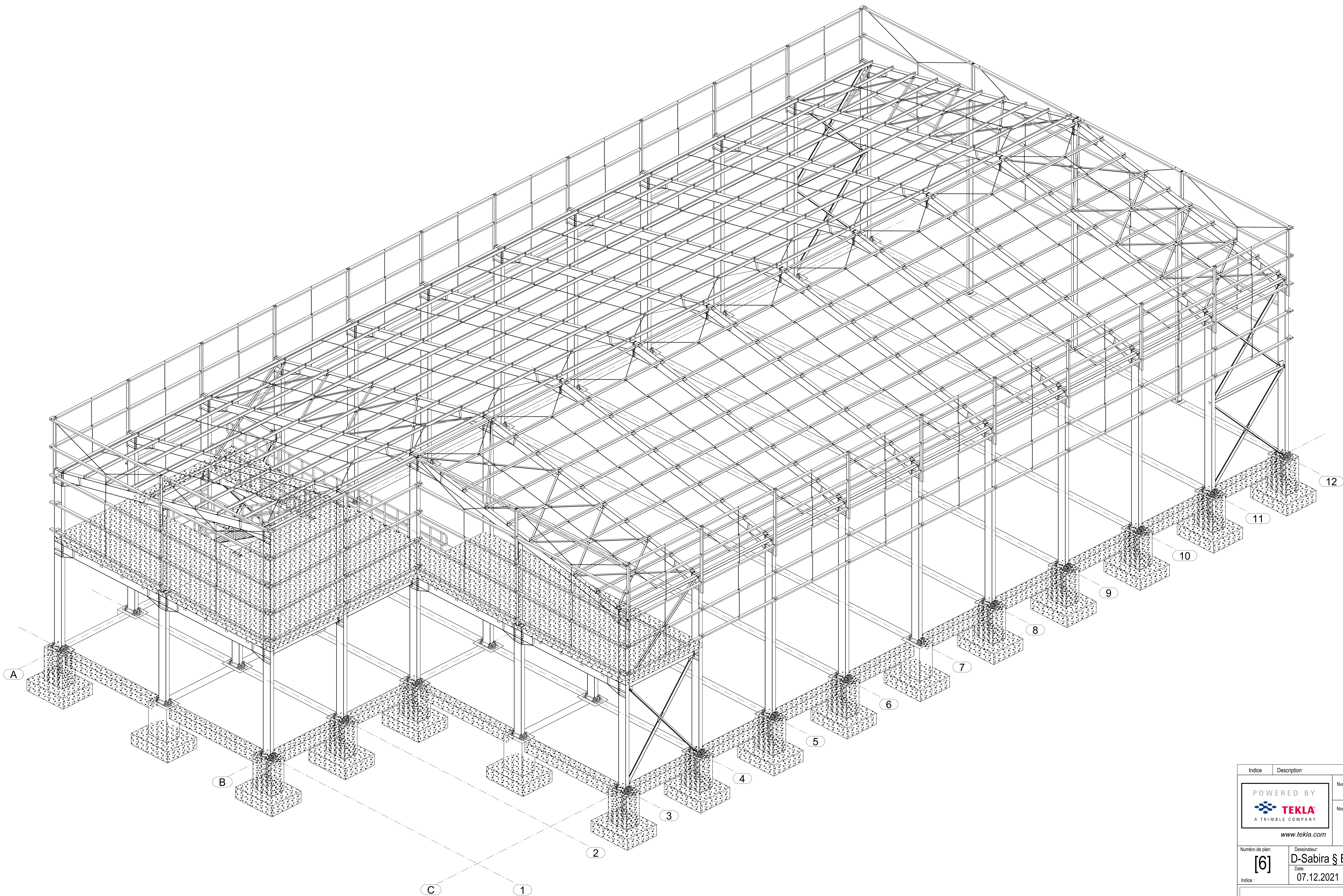
Prédimensionnement des pieds de poteau articulés sous compression axiale (Acier S235/Béton C25/30):

Profils IPE

Compression		$(N_{Sd} / N_{pl,Rd}) = 0.25$									$(N_{Sd} / N_{pl,Rd}) = 0.5$								
Profil Poteau	Résistance	Effort Axial	Platine (mm)				Fondation (mm)			Effort Axial	Platine (mm)				Fondation (mm)				
	$N_{pl,Rd}$ (kN)		N_{Sd} (kN)	h_p	b_p	t_p	Proj.	h_r	b_r		d_r	N_{Sd} (kN)	h_p	b_p	t_p	Proj.	h_r	b_r	d_r
IPE80	180	45	95	60	8	C	145	90	100	90	105	75	8	E		160	115	100	
IPE100	243	61	115	70	8	C	175	105	100	121	130	85	8	E		195	130	100	
IPE120	310	78	135	80	8	C	205	120	100	155	150	95	8	E		225	145	100	
IPE140	386	97	155	90	8	C	235	135	100	193	175	105	8	E		265	160	100	
IPE160	472	118	175	100	8	C	265	150	100	236	195	120	8	E		295	180	100	
IPE180	563	141	200	110	8	C	300	165	100	261	220	130	10	E		330	195	110	
IPE200	669	167	220	120	8	C	330	180	110	335	240	140	10	E		360	210	120	
IPE220	784	196	240	130	8	C	360	195	120	392	265	155	10	E		400	235	135	
IPE240	919	230	260	140	8	C	390	210	130	460	290	170	12	E		435	255	145	
IPE270	1080	270	295	160	8	C	445	240	150	540	295	160	18	C		445	240	150	
IPE300	1265	316	325	175	8	C	490	265	165	632	325	175	20	C		490	265	165	
IPE330	1471	368	355	185	8	C	535	280	180	736	355	185	20	C		535	280	180	
IPE360	1709	427	390	200	8	C	585	300	195	855	390	200	22	C		585	300	195	
IPE400	1985	496	430	210	8	C	645	315	215	992	430	210	22	C		645	315	215	
IPE450	2322	581	480	220	8	C	720	330	240	1161	480	220	24	C		720	330	240	
IPE500	2715	679	535	235	8	C	805	355	270	1357	535	235	26	C		805	355	270	
IPE550	3159	790	585	245	8	C	880	370	295	1579	585	245	28	C		880	370	295	
IPE600	3666	916	640	260	10	C	960	390	320	1833	640	260	28	C		960	390	320	

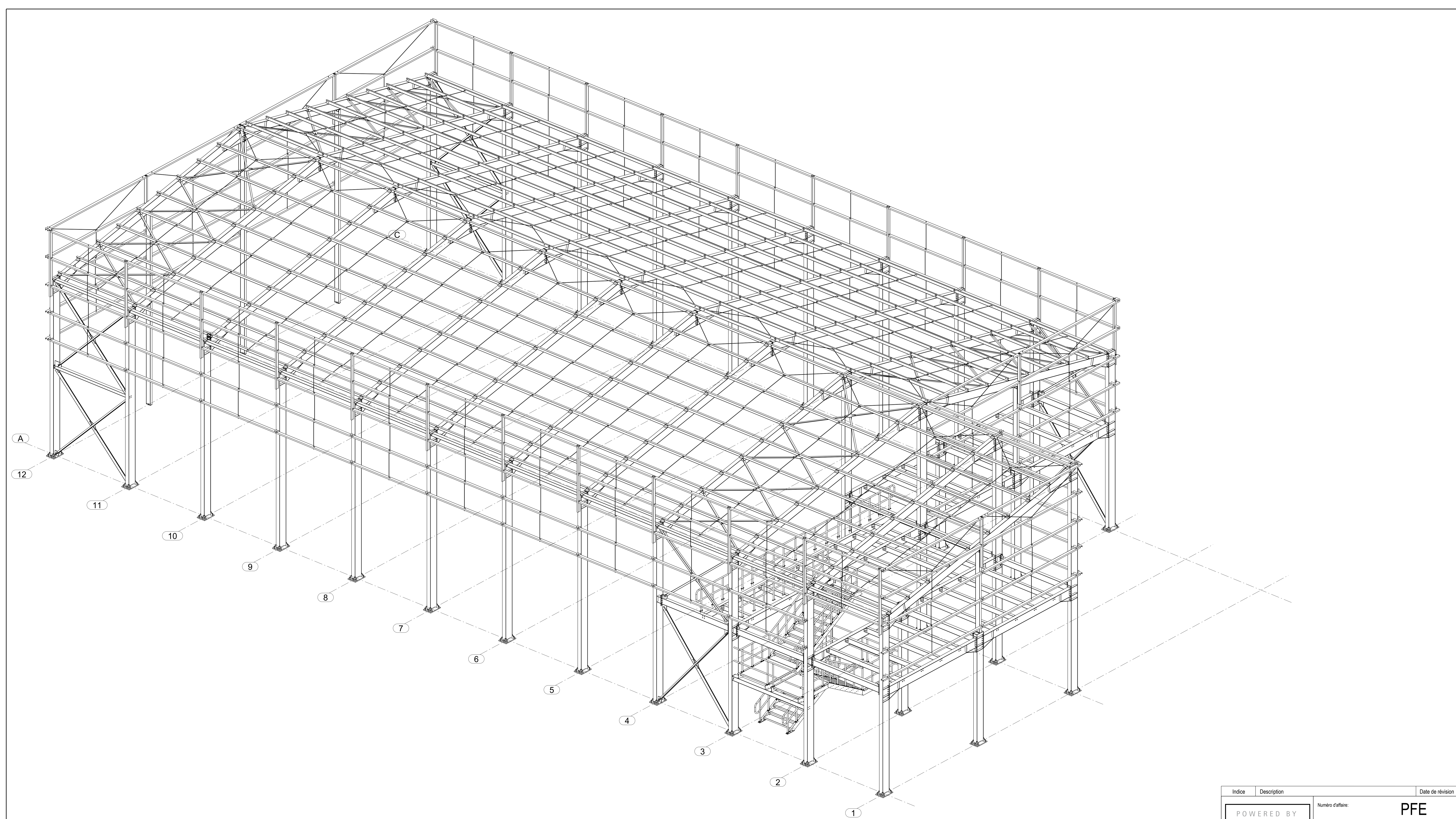
Profils HEA

Compression			$(N_{Sd} / N_{pl,Rd}) = 0.25$							$(N_{Sd} / N_{pl,Rd}) = 0.5$								
Profil Poteau	Résistance	Effort Axial	Platine (mm)				Fondation (mm)			Effort Axial	Platine (mm)				Fondation (mm)			
	$N_{pl,Rd}$ (kN)	N_{Sd} (kN)	h_p	b_p	t_p	Proj.	h_r	b_r	d_r	N_{Sd} (kN)	h_p	b_p	t_p	Proj.	h_r	b_r	d_r	
HEA100	499	125	115	120	8	C	175	180	100	250	140	140	10	E	210	210	100	
HEA120	595	149	130	140	8	C	195	210	100	298	155	160	10	E	235	240	100	
HEA140	738	185	150	160	8	C	225	240	100	369	180	185	10	E	270	280	100	
HEA160	911	228	170	180	8	C	255	270	100	456	200	210	12	E	300	315	100	
HEA180	1063	266	190	200	8	C	285	300	100	532	220	230	12	E	330	345	110	
HEA200	1265	316	210	220	8	C	315	330	105	633	245	255	12	E	370	385	125	
HEA220	1512	378	235	245	8	C	355	370	120	756	270	280	14	E	405	420	135	
HEA240	1806	451	255	265	8	C	385	400	130	903	295	305	16	E	445	460	150	
HEA260	2040	510	275	285	8	C	415	430	140	1020	315	325	16	E	475	490	160	
HEA280	2286	571	300	310	8	C	450	465	150	1143	300	310	28	C	450	465	150	
HEA300	2644	661	320	330	8	C	480	495	160	1322	320	330	30	C	480	495	160	
HEA320	2923	731	345	335	10	C	520	505	175	1461	390	380	18	E	585	570	195	
HEA340	3127	784	365	335	10	C	550	505	185	1568	415	385	20	E	625	580	210	
HEA360	3355	839	385	335	10	C	580	505	195	1677	435	385	20	E	655	580	220	
HEA400	3736	934	430	340	10	C	645	510	215	1868	485	395	22	E	730	595	245	
HEA450	4184	1046	485	345	10	C	730	520	245	2092	540	400	24	E	810	600	270	
HEA500	4642	1161	540	350	12	C	810	525	270	2321	595	405	24	E	895	610	300	
HEA550	4976	1244	590	350	12	C	885	525	295	2488	590	350	38	C	885	525	295	
HEA600	5322	1330	640	350	12	C	960	525	320	2661	640	350	38	C	960	525	320	
HEA650	5678	1420	695	355	12	C	1045	535	350	2839	695	355	38	C	1045	535	350	
HEA700	6121	1530	745	355	12	C	1120	535	375	3061	745	355	40	C	1120	535	375	
HEA800	6717	1679	850	360	12	C	1275	540	425	3358	850	360	38	C	1275	540	425	
HEA900	7532	1883	950	360	12	C	1425	550	475	3766	950	360	40	C	1425	540	475	

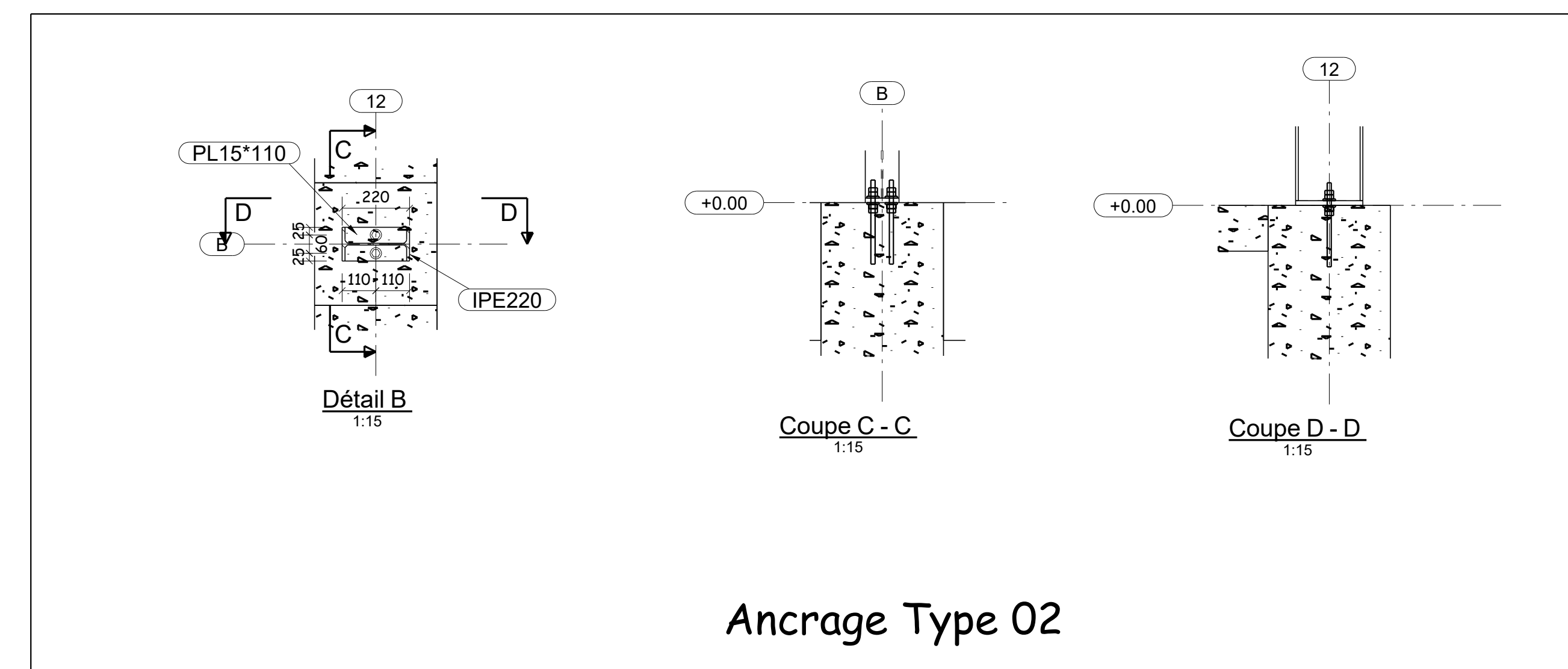
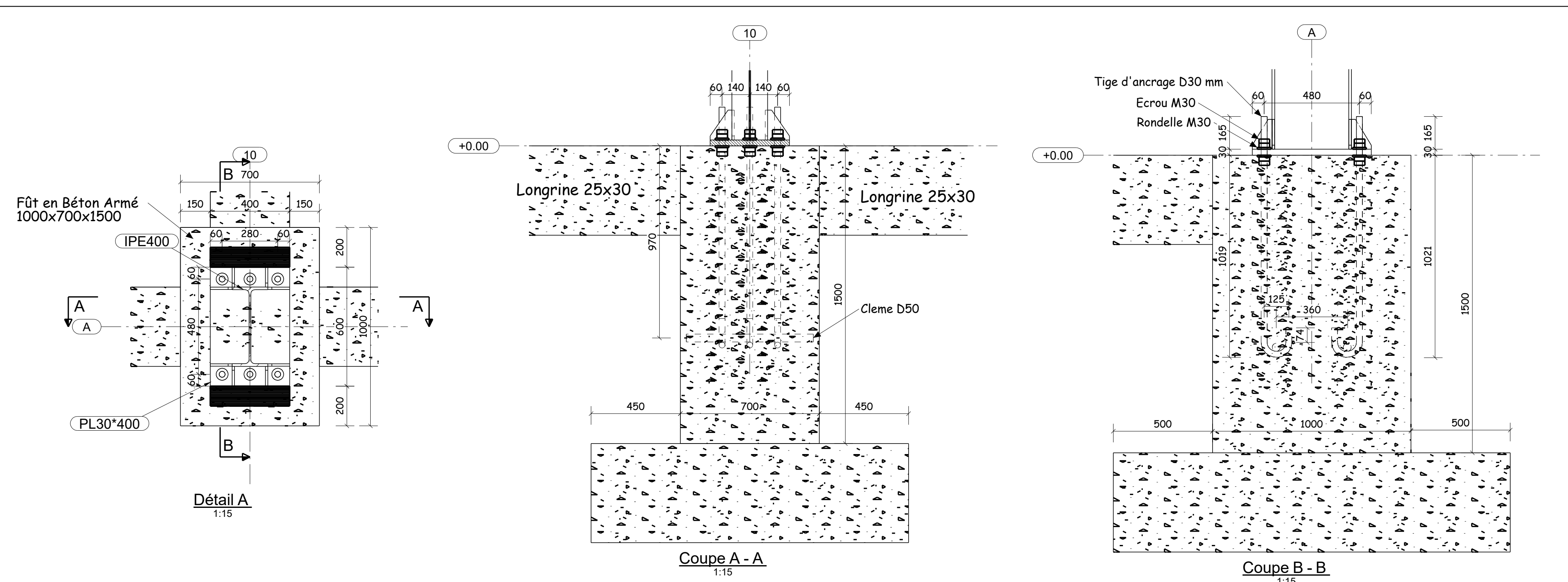
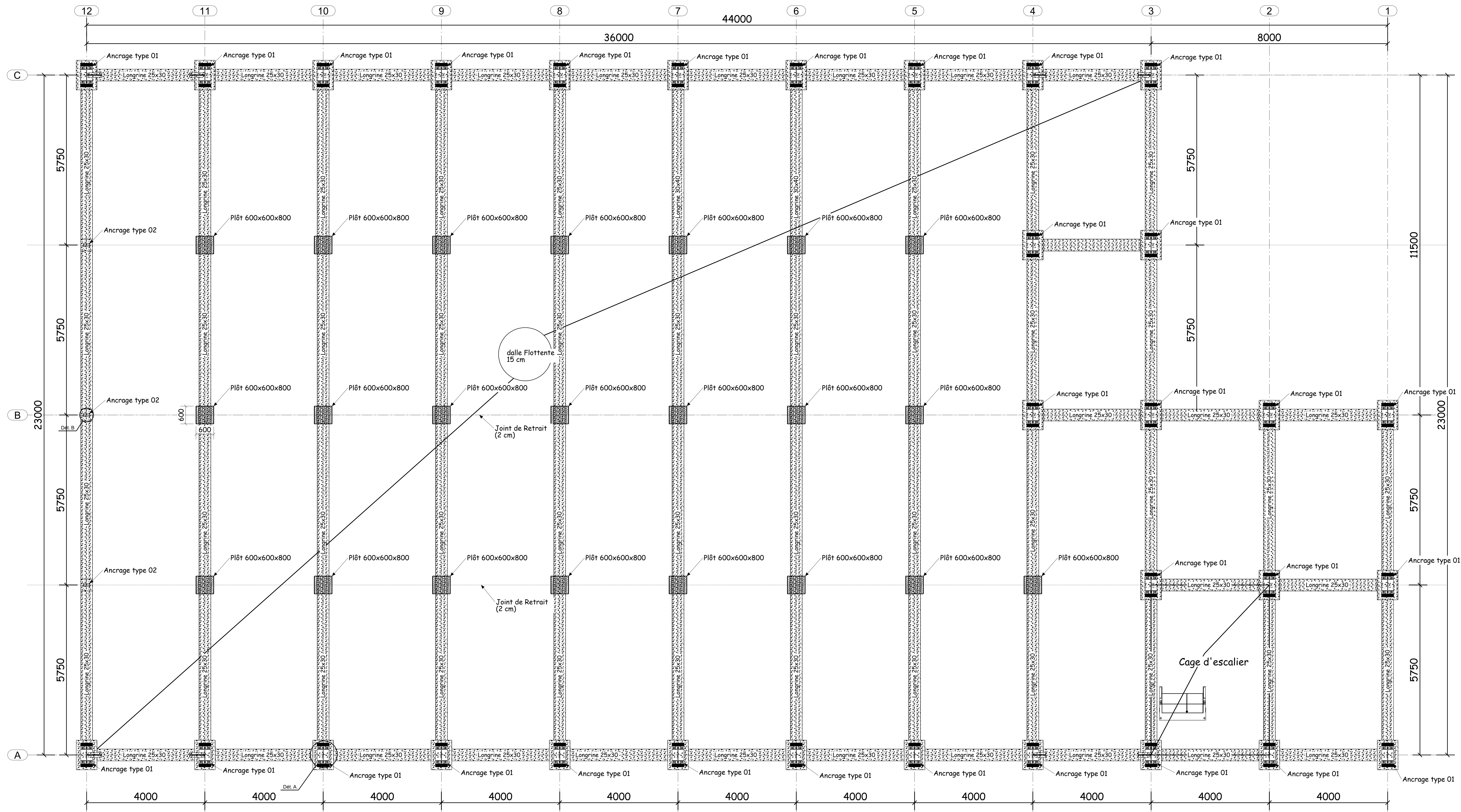


3D
1:50

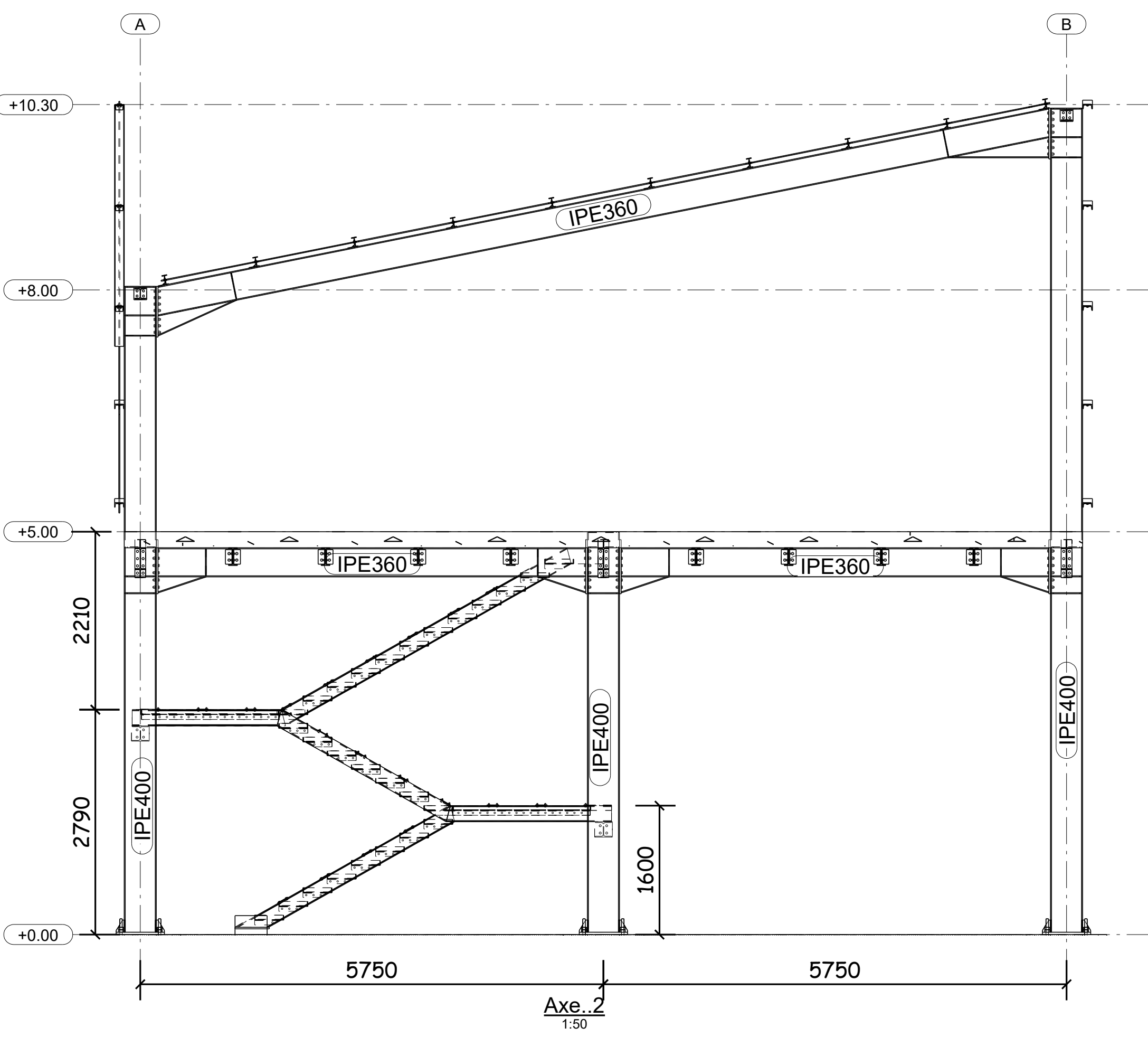
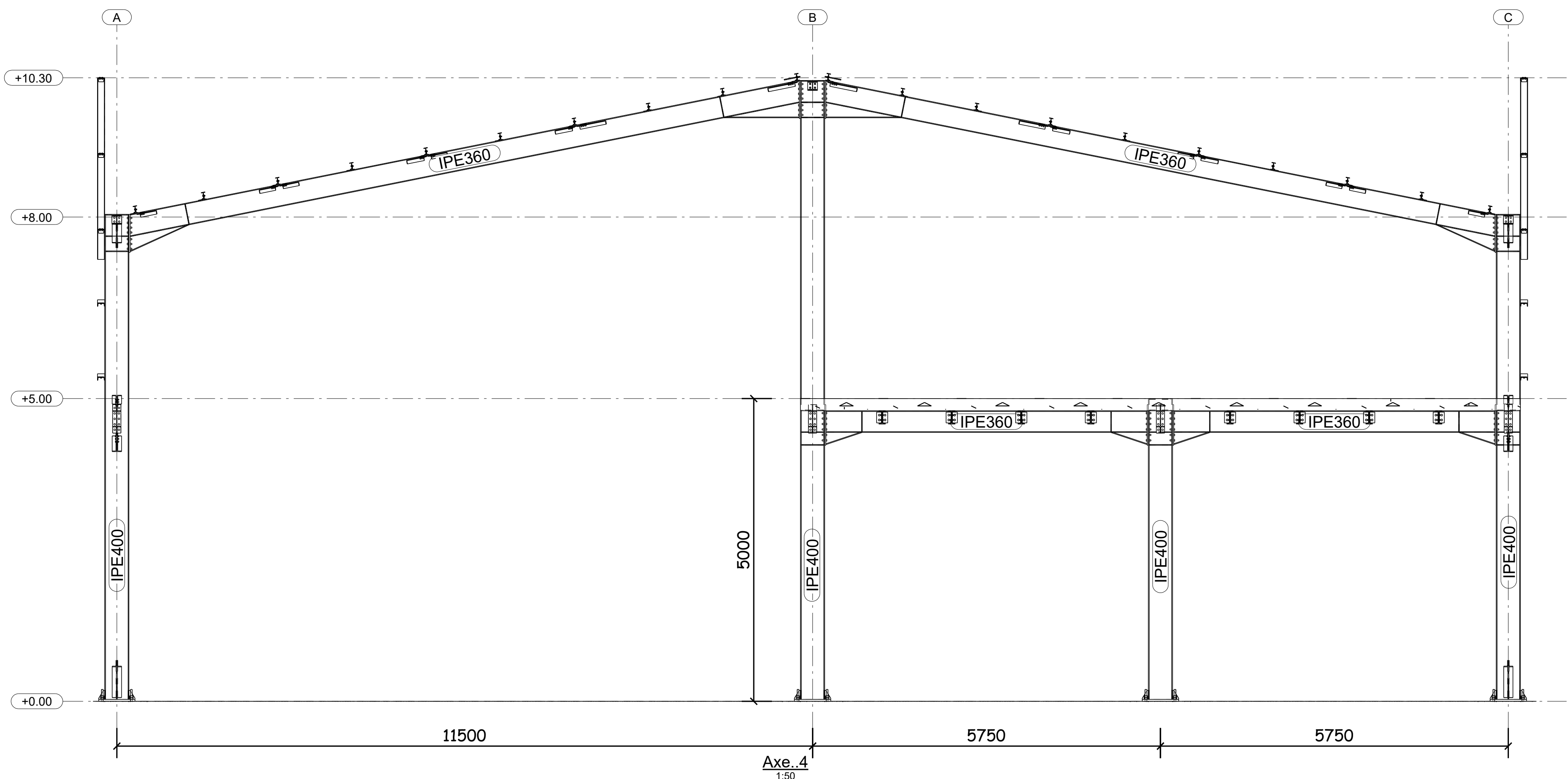
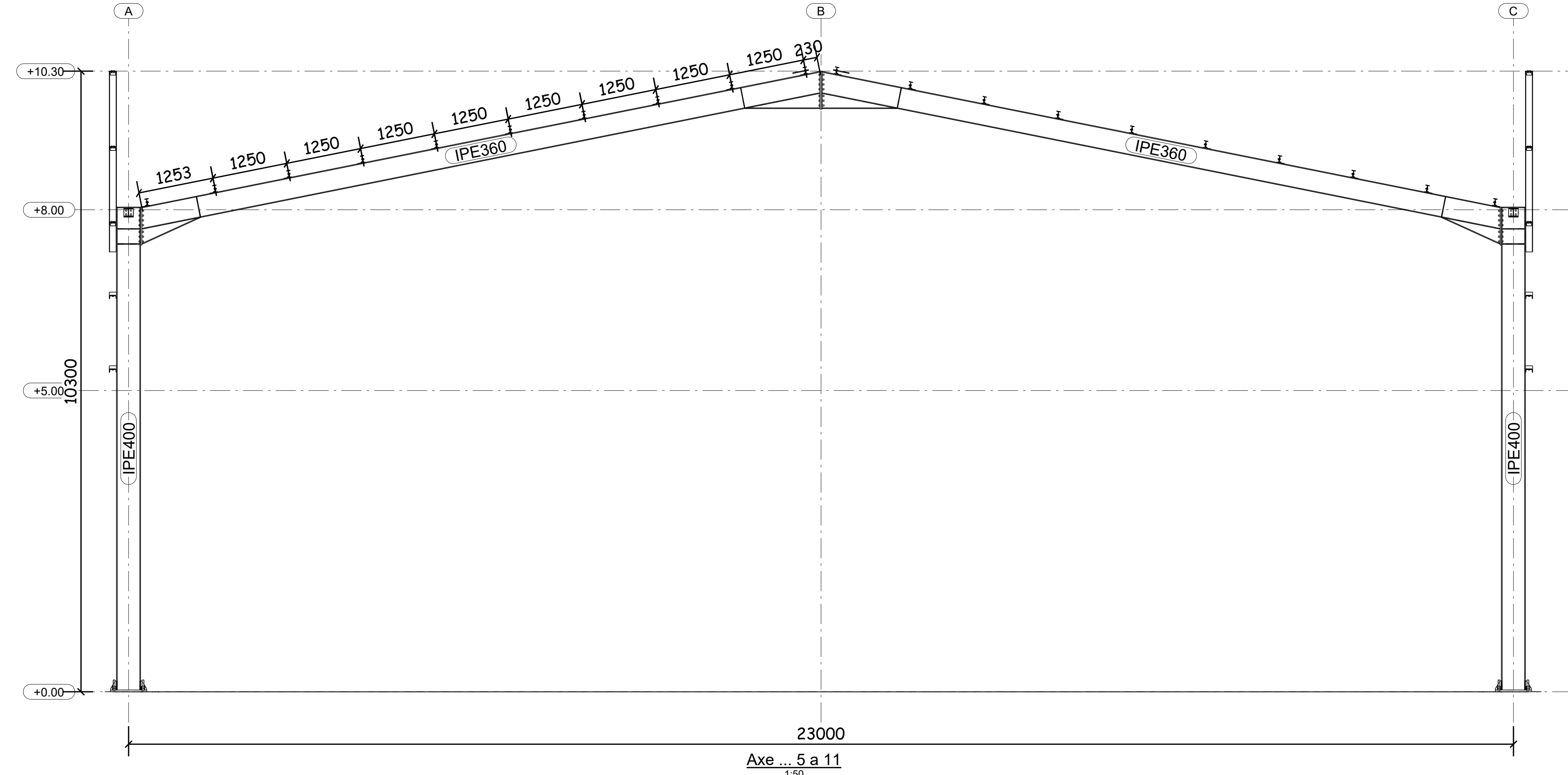
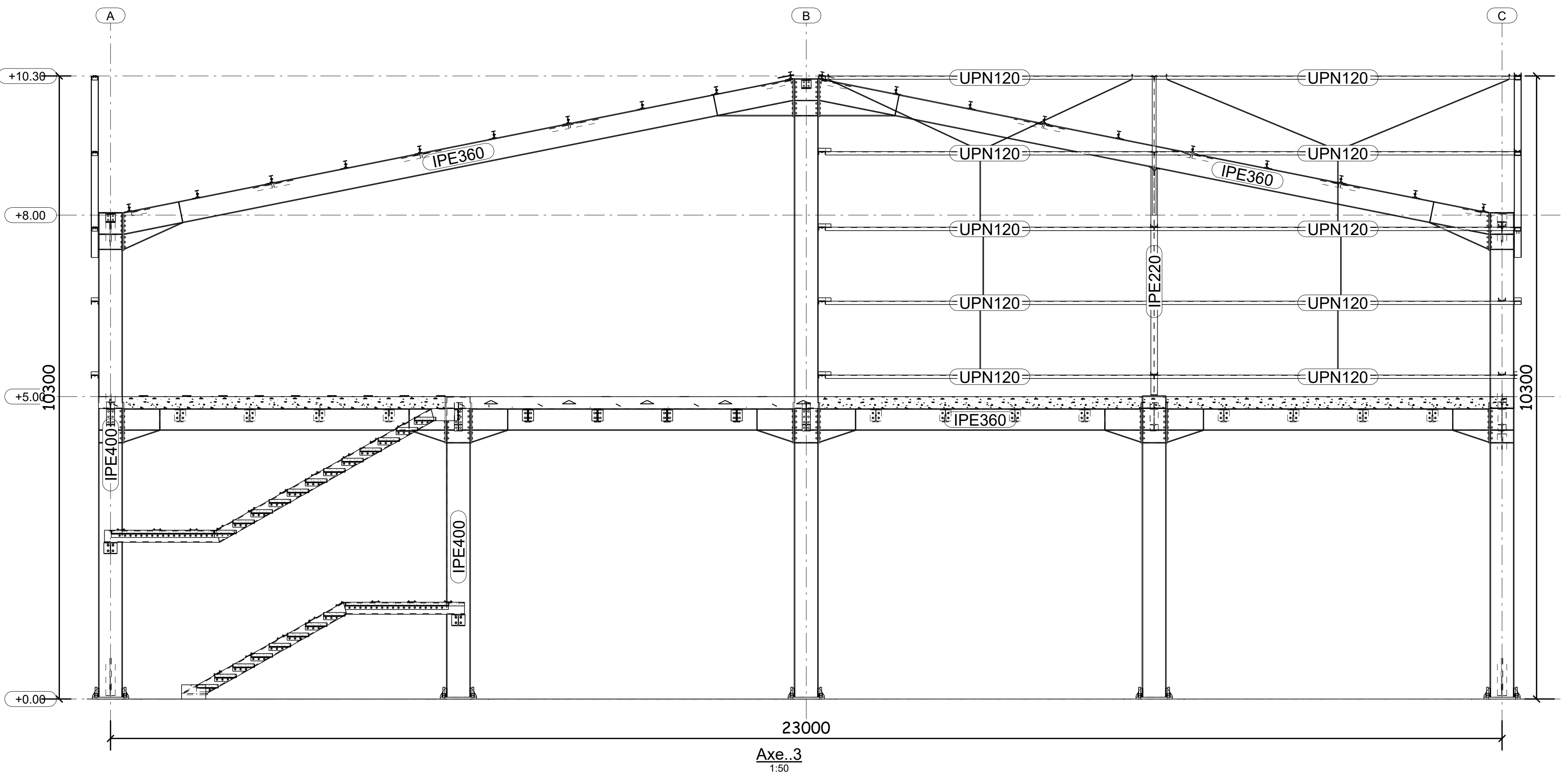
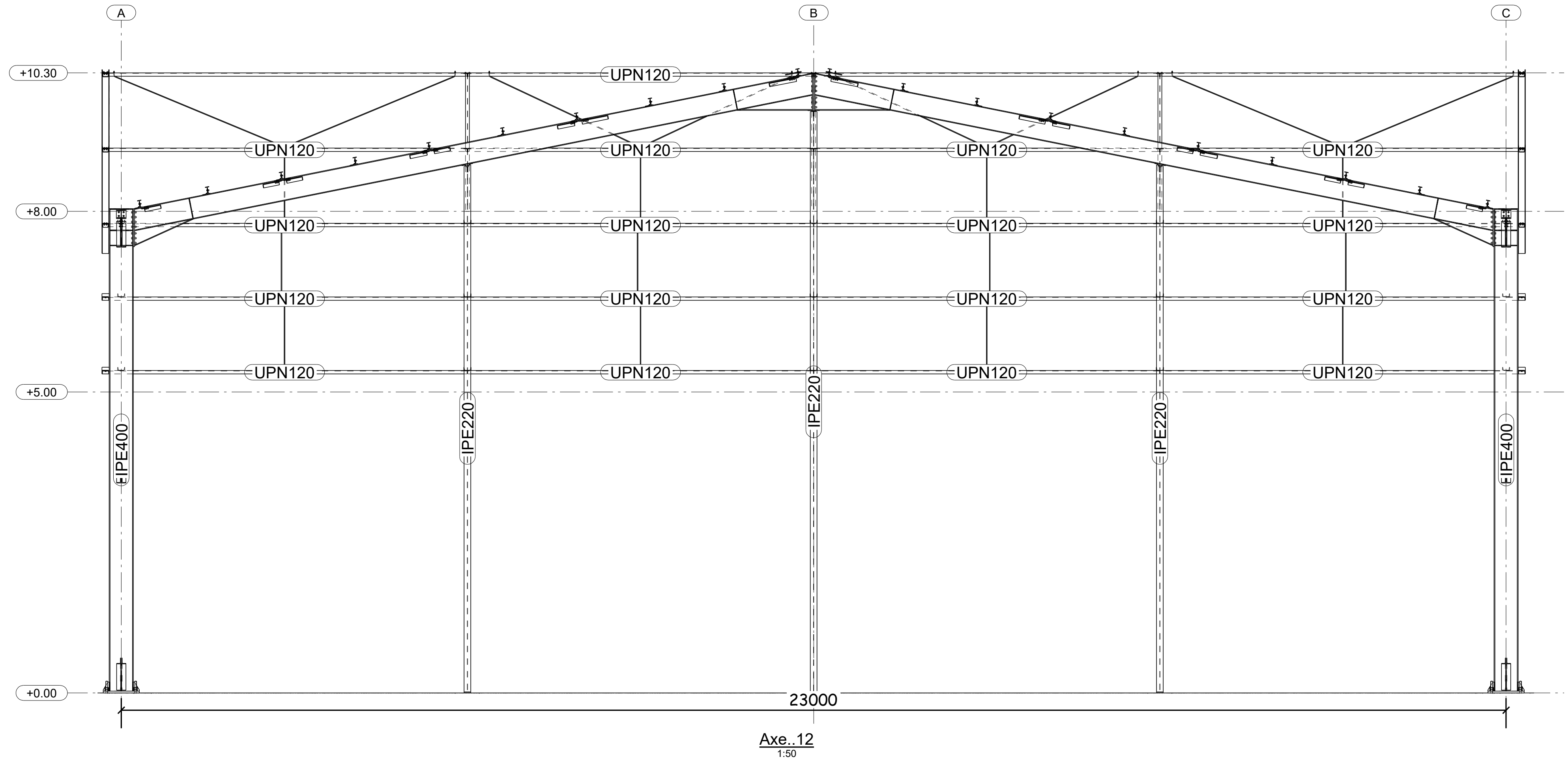
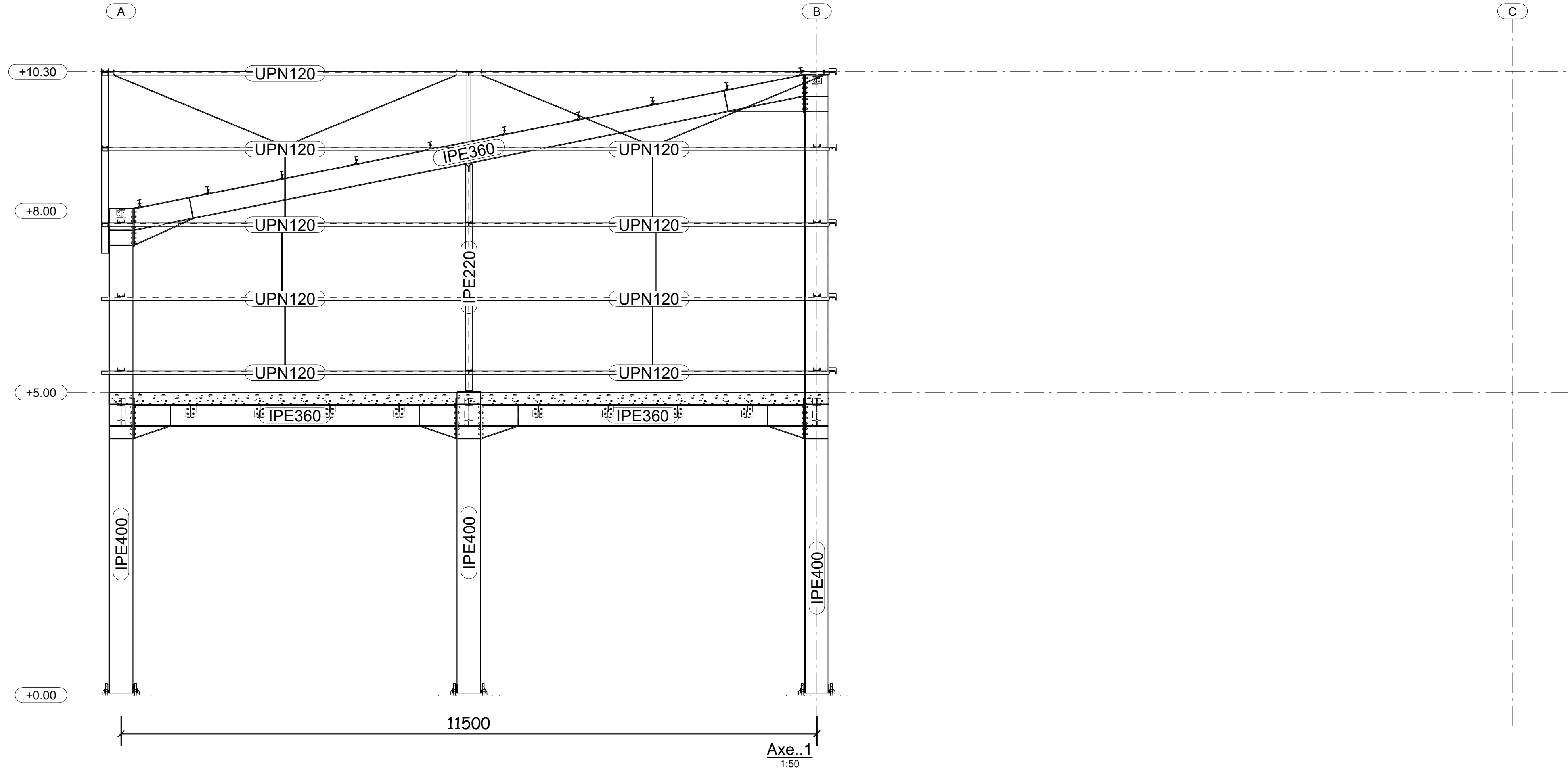
Indice		Description		Date de révision			
POWERED BY  A TRIMBLE COMPANY www.tekla.com				Número d'affaire:		PFE	
				Nom d'affaire:		Hangar de Production 23x44x6	
Número de plan:		Dessinateur:		Echelles:		1:50	
[6]		D-Sabira § B-Lamia					
Date:		07.12.2021		Format		A0	
Indice :							
---Perspective---							



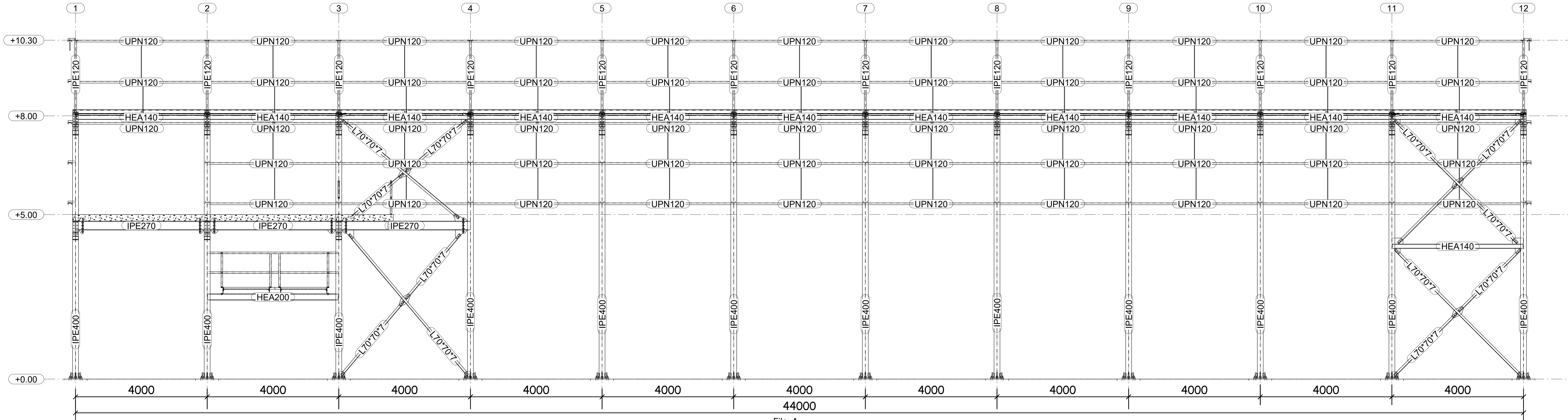
Indice		Description		Date de révision	
POWERED BY  A TRIMBLE COMPANY www.tekla.com		Numéro d'affaire:		PFE	
		Nom d'affaire:		Hangar de Production 23x44x6	
Numéro de plan:		Dessinateur:		Echelles: 1:50	
[9]		D-Sabira § B-Lamia			
Date:		09.12.2021		Format: A0	
Indice :					
---Perspective 02---					
TEKLA s.a.r.l 42, Chemin Albert EINSTEIN Zone de Rantat 67000 ALEN (FRANCE) Tel: 03 63 48 11 60 Fax: 03 63 48 11 61 5 Rue de la Courtoisie Case 405 - Bureau 066 94616 RUNGIS CEDEX Tel: 01 46 87 62 75 Fax: 01 46 87 80 68 support-tekliastructures@fr.tekla.com					



Indice	Description	Date de révision
	Nom d'affaire: PFE	
	Nom d'affaire: Hangar de Production 23x44x6	
Número de plan: [1]	Dessinateur: D-Sabira § B-Lamia	Echelles: 1:15 1:50
Indice :	Date: 01.08.2021	Format: A0
--- Plan d'implantation ---		
--Détail des Ancrages --		
TEKLA s.a.r.l		
42, Chemin Albert EINSTEIN Zone de Rantat 61000 ALBI (FRANCE)		
5 Rue de la Courtoisie Centre 405 - Bureau 006 94616 RUNGIS CEDEX		
Tel: 05 63 48 11 60 Fax: 05 63 48 11 61		
Tel: 01 46 87 62 75 Fax: 01 46 87 80 68		
support-tekliastructures@fr.tekla.com		

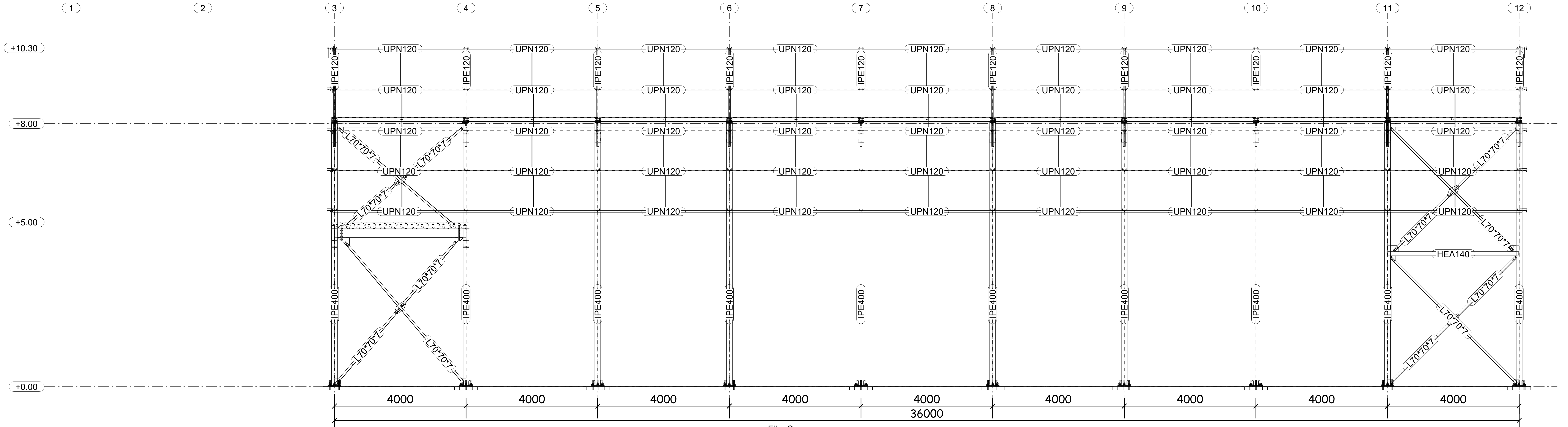


Indice	Description	Date de révision
POWERED BY TEKLA A TRIMBLE COMPANY www.tekla.com		Número d'affaire: PFE
Nom d'affaire: Hangar de Production 23x44x6		Echelles: 1:50
Número de plan: [7]	Dessinateur: D-Sabira & B-Lamia	Format: A0
Date: 09.12.2021		
Indice :		
---Plans des Pignons --		
TEKLA s.a.r.l 42, Chemin Albert EINSTEIN Zone de Rantat 21000 ALBI (FRANCE) Tel: 05 63 48 11 60 Fax: 05 63 48 11 61 5 Rue de la Courtoisie Carré 405 - Bureau 066 94616 RUNGIS CEDEX Tel: 01 46 87 62 75 Fax: 01 46 87 80 68 support-tekliastructures@fr.tekla.com		



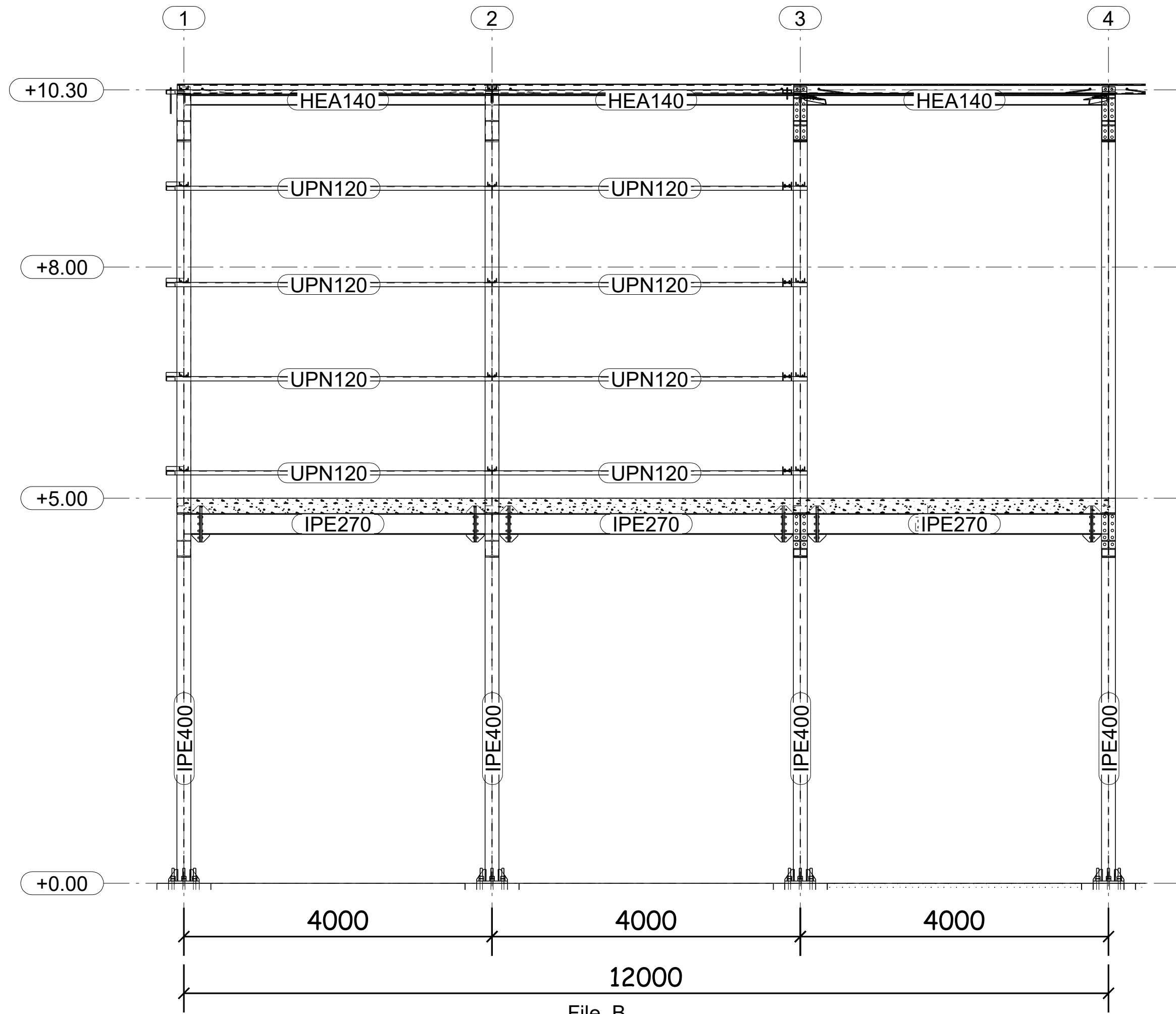
File_A

1:50



File_C

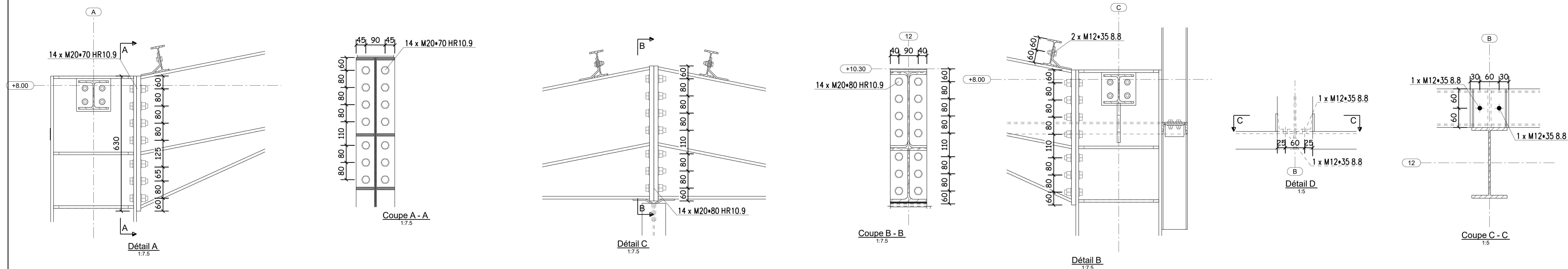
1:50

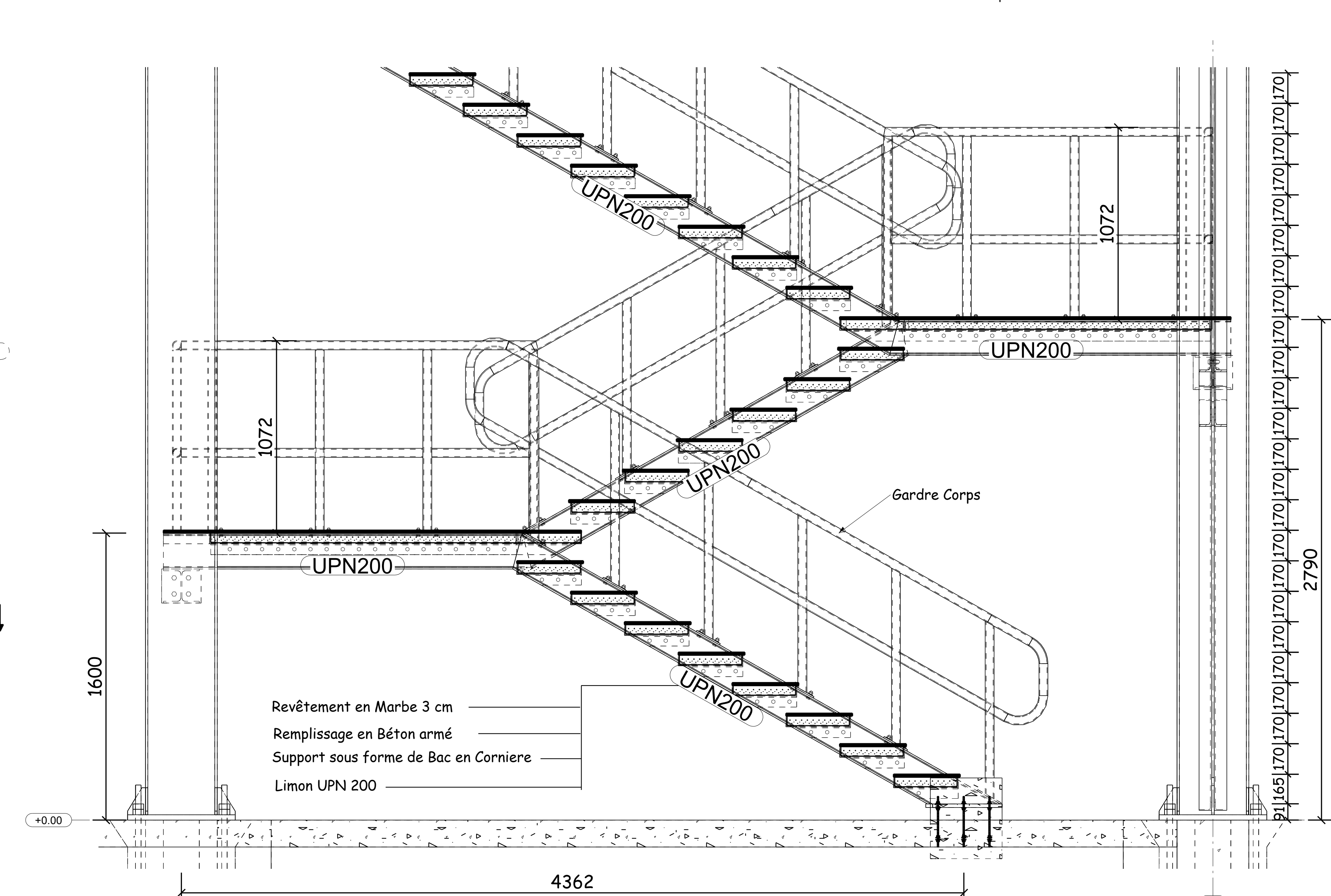
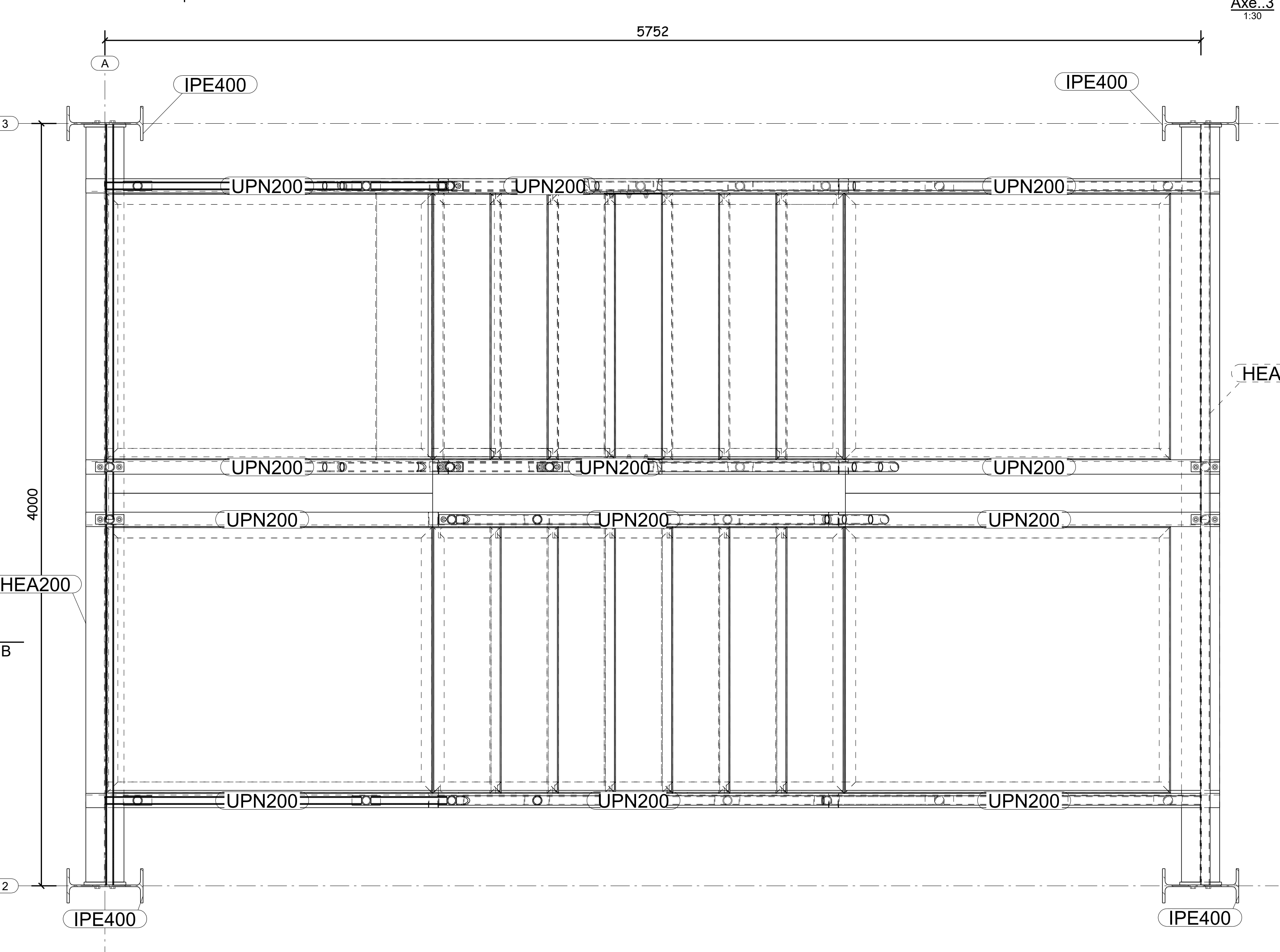
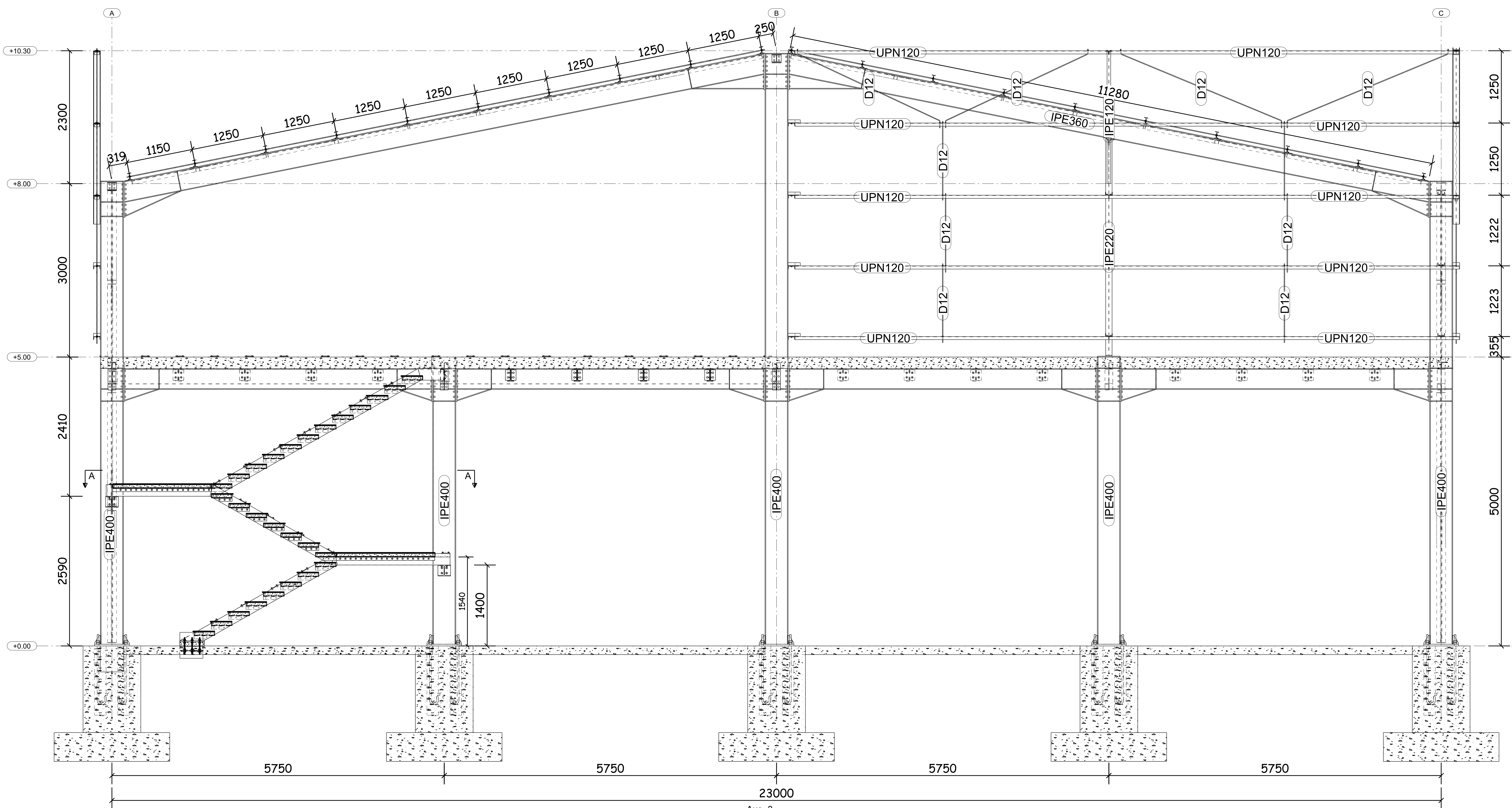


File_B

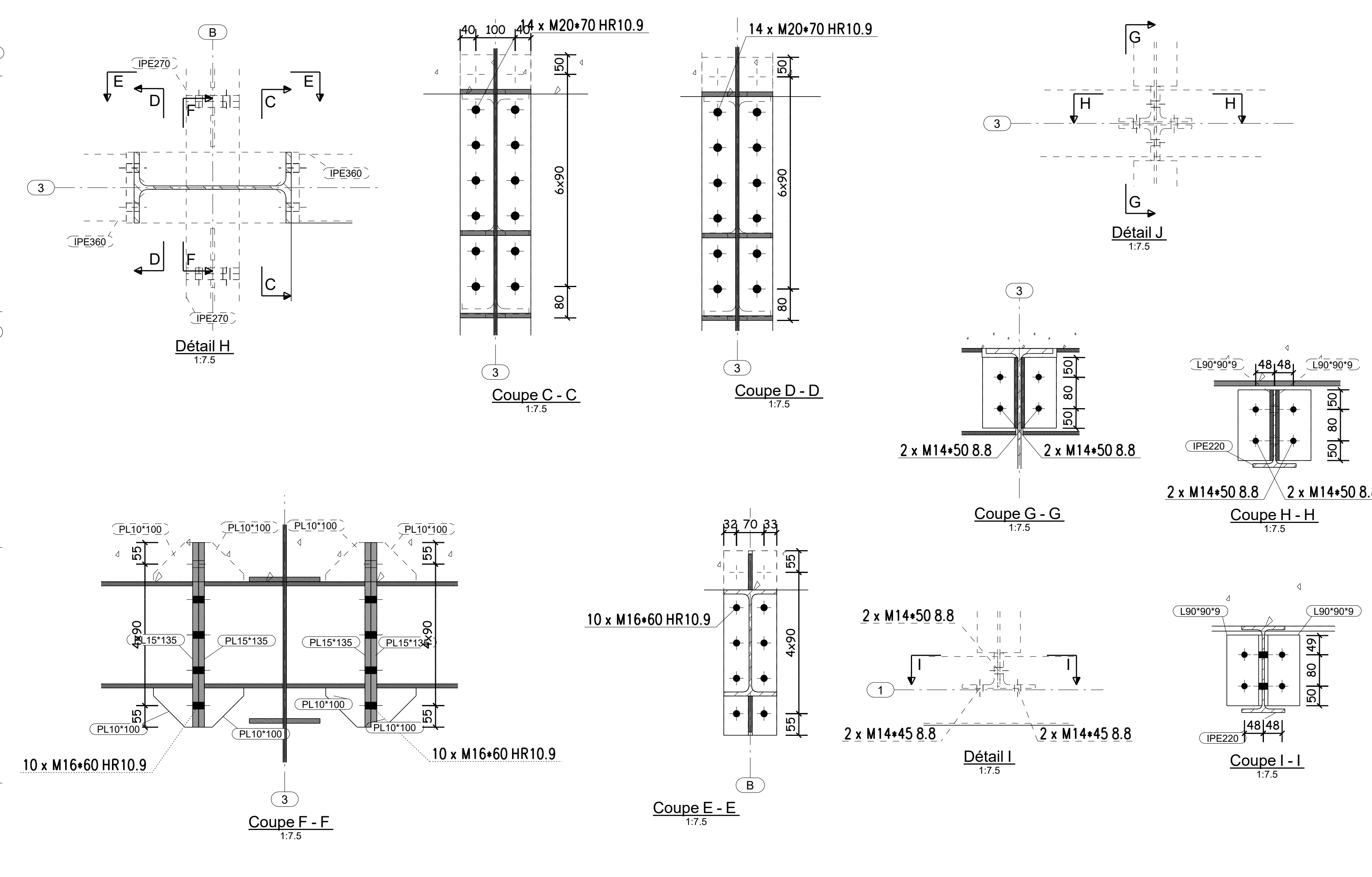
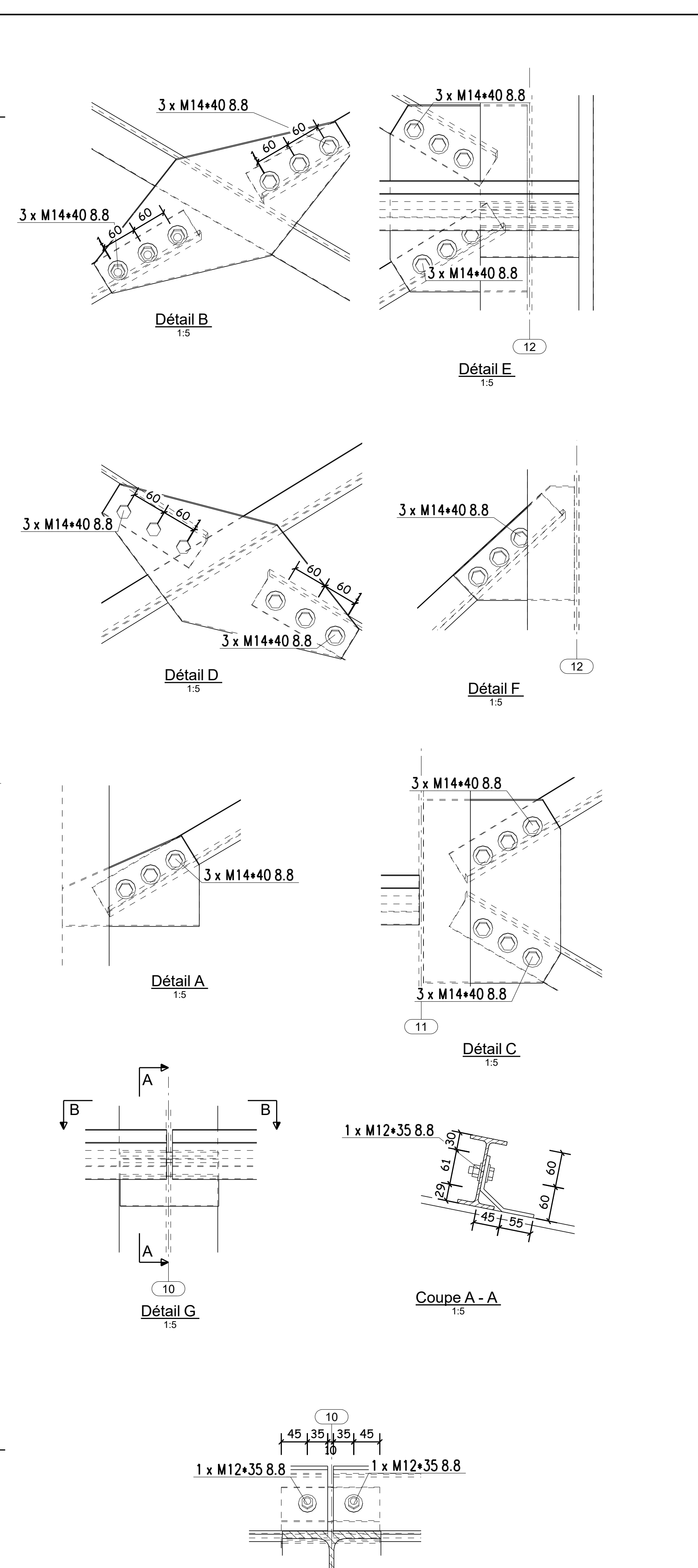
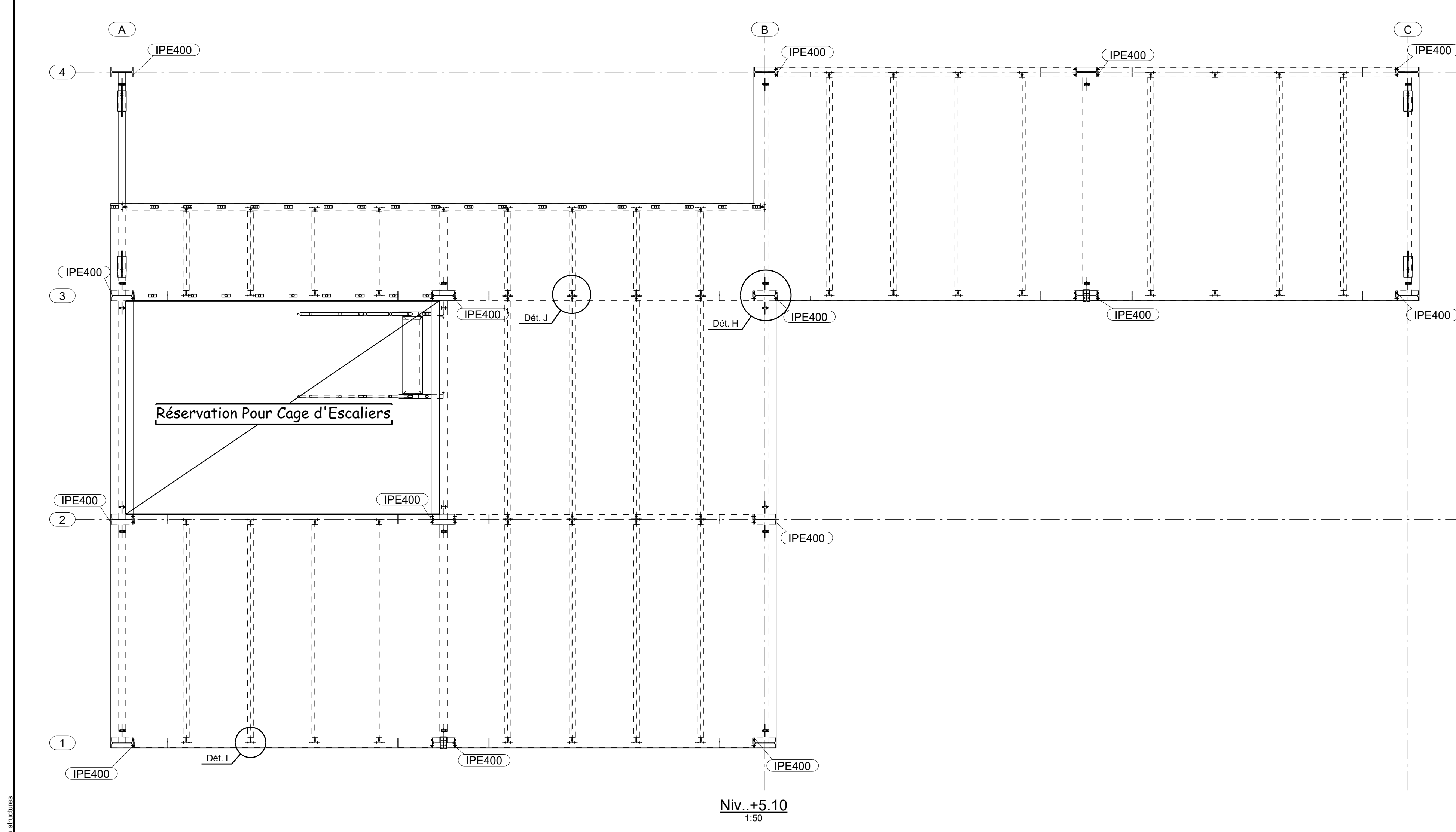
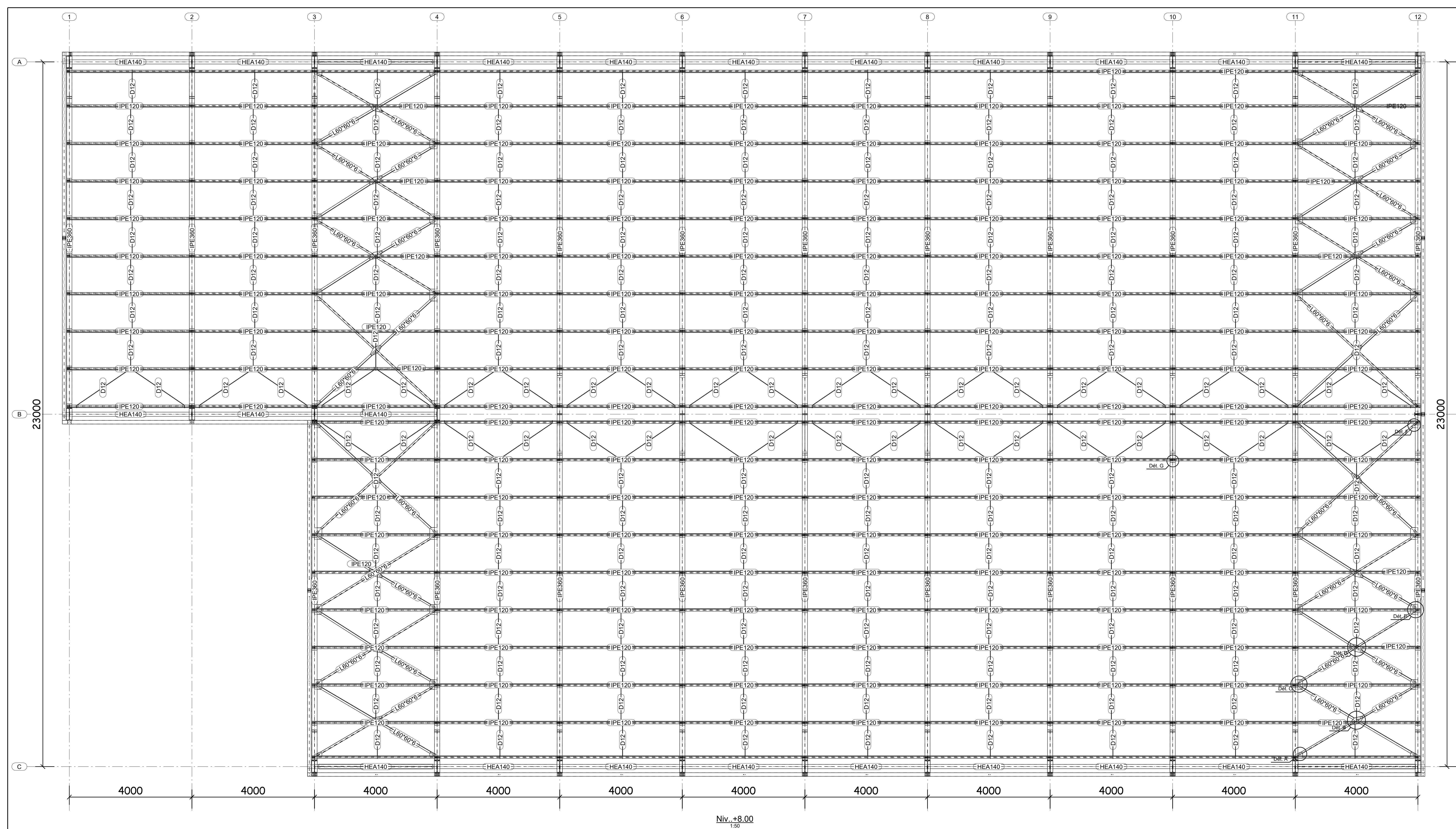
1:50

Indice	Description	Date de révision	
POWERED BY TEKLA A TRIMBLE COMPANY www.tekla.com		Nom d'affaire: PFE	
N° de plan: [8]		Nom d'affaire: Hangar de Production 23x44x6	
Dessinateur: D-Sabira § B-Lamia		Echelles: 1:50	
Date: 09.12.2021		Format: A0	
---Plans des Long-Pans ---			
TEKLA s.a.r.l. 42, Chemin Albert EINSTEIN Zône de Ranté 67000 ALBEN (FRANCE) Tel: 05 63 48 11 60 Fax: 05 63 48 11 61			5 Rue de la Courtoisie Case 405 - Bureau 006 94616 RUNGIS CEDEX Tel: 01 46 87 62 75 Fax: 01 46 87 80 68 support-teklastructures@fr.tekla.com

Cell structures



Indice	Description	Date de révision
POWERED BY TEKLA A TRIMBLE COMPANY www.tekla.com		
Numéro de plan: [4]		
Dessinateur: D-Sabira § B-Lamia		
Date: 01.08.2021		
Indice :		
---Détails des Escaliers ---		
TEKLA s.a.r.l 42, Chemin Albert EINSTEIN Zone de Ranté 61000 ALBEN (FRANCE) Tel: 05 63 48 11 60 Fax: 05 63 48 11 61		5 Rue de la Cornière Centre 405 - Bureau 066 94616 RUNGIS CEDEX Tel: 01 46 87 62 75 Fax: 01 46 87 80 68 support-tekiastuctures@fr.tekla.com



Indice	Description	Date de révision
	POWERED BY TEKLA A TRIMBLE COMPANY www.tekla.com	
	Nom d'affaire: Hangar de Production 23x44x6	Nom d'affaire: PFE
Nom de plan: [5]	Dessinateur: D-Sabira § B-Lamia Date: 07.12.2021	Echelles: 1:5 1:7.5 Format: A0+
---Plan de Toiture --- ---Plan Plancher Collaborant Niv +5.10 ---		
TEKLA s.a.r.l. 52, Chemin Agnet-ERNSTEN Zone de l'Arrière 94016 RONDUS-CEDEX Tel: 01 46 82 11 80 Fax: 01 46 82 11 81 support-teklastructures@fr.tekla.com		