

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université A. MIRA de Bejaïa



جامعة بجاية
Tasdawit n Bgayet
Université de Béjaïa

Faculté de Technologie
Département de Génie Civil
Option : structures
Mémoire de fin de cycle
En vue de l'obtention du Master en Génie Civil

Thème

Etude d'un hangar en charpente métallique avec un plancher mixte à usage de stockage.

Présenté par :

IDJAKIRENE LYES

ASSOUL RYMA

Encadrés par :

Mr. B. BANOUNE

Membres du jury :

Mr. A. LARABAT ZIANE

Mr. D. BENESSAD

2022/2023

Remerciement

Avant toute chose, nous tenons à exprimer notre gratitude à tous les enseignants qui ont assuré notre formation durant nos années d'études.

Nous remercions notre encadreur, Monsieur BANOUNE pour son encadrement et ses encouragements.

Nous remercions les membres de jury d'avoir bien voulu lire ce travail et de l'évaluer. Nous tenons à exprimer notre reconnaissance à nos familles qui nous ont constamment encouragées et aidées dans d'innombrables tâches.

Enfin, à tous ceux qui ont contribué de près comme de loin à la réalisation de ce travail,

Nous disons simplement : merci !

Dédicace

A

Mes parents (Kamel & Safia) mes rayons de vie, votre soutien inconditionnel et vos sacrifices ont été les fondations sur lesquelles j'ai construit ma réussite.

A

La mémoire de mes grands-parents, Vous nous avez quittés sans nous avertir. Vous avez laissé derrière vous un grand vide que rien au monde ne peut combler.

Vous nous manquez terriblement. Reposez en paix.

A

Mes grands-parents maternels qui m'ont accueillie chez eux pendant tout mon parcours

A

Mes chères frangines : Hanane, Dahila, chahra, ma jumelle Yasmine et mon frère Abdellatif, je vous suis reconnaissante pour votre soutien constant et vos encouragements.

A

Mes neveux (Anes et Ayoub) et mes nièces (Dallel et Myriam)

A

Ma copine Imène qui m'a apporté une aide précieuse tout au long de mon travail, et mes copines : Ferial, Soraya, Meriem et Névine qui m'ont toujours encouragées .

A

Mon binôme Lyes, qui a été gentil, patient et extrêmement sérieux dans notre travail.

A

Toute la famille « ASSOUL »

RYMA ASSOUL.

Dédicace

Je tiens à dédicacer le fruit de toutes ces années d'études à mes parents à qui je n'ai pas facilité la tâche depuis tant d'année mais je tiens à leur dire que j'y suis arrivée !

Je dédie ce travail à mes petites sœurs qui m'ont toujours soutenu dans les bons et mauvais moments et je leurs souhaite la plus belle des réussites.

Je tiens aussi à remercier mon cousin Karim qui a toujours été à mes coté à m'épaulée et à m'aider apprendre les bonnes décisions.

Je dédie ce travaille à une personne chère à mes yeux mais qui ne fait plus partie de mon monde comme promis je l'ai fait !

Je remercie ma binôme Ryma qui a été présente tout au long de ce travail avec sérieux et patience.

Ainsi je tiens a remercié tous mes amis Jordi, Yacine, Salim Fayçal, Sadrina, Rochedine, Imene , Nassim pour leur aide et encouragement tout au long de mon parcours.

Lyes Idjakirene

Mots-clés :

Les actions :

G	Charge permanente.
Q	Charge d'exploitation.
W, V	Surcharge climatique du vent.
E	Action sismique.
$q_{u,s}$	Charge pondérée à ELU, ELS (kN/ml).
ELU	Etat limite ultime.
ELS	Etat limite de service.

Sollicitations - Contraintes - Déformations :

E	Module d'élasticité longitudinale de l'acier (MPa).
ν	Coefficient de poisson pour l'acier.
G	module d'élasticité transversale de l'acier (MPa).
F_p	effort de précontrainte dans un boulon (kN).
M_{sd}	moment sollicitant maximum (kN.m).
M_{rd}	moment résistant (kN.m).
M_{st}	moment stabilisateur.
M_{cr}	moment critique élastique de déversement.
N_{sd}	effort normal due aux charges verticales (kN).
N_u	effort normal pondéré (kN).
N_{rd}	effort normal résistant (KN).
N_{pl}	effort normal de plastification (kN).
V_{sd}	effort tranchant sollicitant (kN).
V_{pl}	effort tranchant de plastification (kN).
f	flèche d'une poutre (mm).
f_{adm}	flèche admissible (mm).

f_y	Contrainte limite d'élasticité d'un acier (MPa).
f_u	Contrainte de rupture d'une pièce (MPa).
f_{ub}	Contrainte de rupture d'un boulon (MPa).
ε	Allongement relatif (déformation %).
ε_y	Déformation correspondant à la contrainte limite d'élasticité (%).
f_{yb}	Résistance limite d'élasticité d'un boulon (MPa).
σ	Contrainte normale (MPa).
τ	Contrainte tangentielle ou de cisaillement (MPa).

Caractéristiques géométriques :

A	section brute d'une pièce (cm ²).
A_{net}	section nette d'une pièce (cm ²).
A_v	aire de cisaillement (cm ²).
I_y	moment d'inertie de flexion maximal (cm ⁴).
A	épaisseur utile (ou gorge) d'un cordon de soudure (mm).
B	largeur d'une semelle d'une poutre (mm).
b_{eff}	largeur de la dalle participante en travée de la poutre (m).
H	hauteur d'une pièce en générale (mm).
h_p	hauteur de la tôle profilée (mm).
h_c	épaisseur de la dalle en béton armé (cm).
A_s	section d'armature de béton (cm ²).
L	longueur, ou portée d'une poutre (m).
L_{cr}	longueur critique (m).
T	épaisseur d'une pièce ou d'une tôle (mm).
t_f	épaisseur d'une semelle de poutre (mm).
t_w	épaisseur d'une âme de poutre (mm).
I	rayon de giration d'une section (mm).

L_f	longueur de flambement (mm).
v_s	distance de la fibre extrême supérieure à l'axe neutre d'une section (mm).
v_i	distance de la fibre inférieure à l'axe neutre d'une section (mm).

Coefficients et grandeurs sans dimensions :

N	nombre de connecteur répartir sur une longueur critique.
P	nombre de plans de cisaillement ou de frottement.
N	coefficient d'équivalence acier-béton.
K	coefficient de flambement.
K_y, K_z	coefficient de flambement-flexion
β_w	facteur de moment uniforme équivalent (flambement).
Λ	élancement de l'élément.
K_λ	élancement eulérien.
Λ	élancement réduit.
λ_{LT}	élancement de déversement.
μ	coefficient de frottement entre deux pièces en contact.
X	coefficient de réduction de flambement.
L_{Tx}	coefficient de réduction de déversement.
Γ	coefficient partiel de sécurité.

TABLE DES MATIERE

INTRODUCTION GENERALE	1
1 CHAPITE1 :PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET GENERALITES.....	2
1.1 INTRODUCTION :.....	2
1.2 PRESENTATION DU PROJET :.....	2
1.3 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE :	3
1.3.1 <i>Données géotechniques du projet</i> :.....	4
1.3.2 <i>Le choix des matériaux</i> :.....	4
1.3.3 <i>Le plancher mixte</i> :.....	9
1.3.4 <i>Les escaliers</i> :.....	11
CHAPITRE 2:ETUDE CLIMATIQUE.....	12
2.1 INTRODUCTION.....	12
2.2 ETUDE A LA NEIGE :	12
2.2.1 <i>Calcul de la charge de la neige S</i> :	12
2.3 ETUDE AU VENT :	13
2.3.1 <i>Données relatives au site</i> :.....	14
2.3.2 <i>Pression dynamique de pointe Qp(z)</i> :	17
2.3.3 <i>Détermination de la pression aérodynamique</i> :	18
2.3.4 <i>Effet de la variation de la température</i> :	30
CHAPITRE 3 : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES.....	32
3.1 INTRODUCTION.....	32
3.2 ETUDE DES PANNES	32
3.2.1 <i>Les données</i> :.....	32
3.2.2 <i>Principe de dimensionnement</i> :	33
3.2.3 <i>Evaluation des charges et surcharges</i>	34
3.2.4 <i>Les combinaisons d'actions</i> :.....	36
3.2.5 <i>Prédimensionnement</i> :	37
• <i>Vérification du déversement</i> :	40

3.3	LES LISSES DE BARDAGES :	41
3.3.1	<i>Combinaisons des charges :</i>	42
3.3.2	<i>Pré dimensionnement des liesses :</i>	42
	<i>Donc la section de l' IPE 140 est vérifiée.</i>	44
3.4	CALCUL DE L'ÉCHANTIGNOLE :	45
3.4.1	<i>L'excentrement (t) :</i>	45
3.4.2	<i>Combinaison d'action :</i>	45
3.4.3	<i>Calcul des réactions :</i>	46
3.4.4	<i>Calcul du moment de renversement :</i>	46
3.4.5	<i>Calcul de l'épaisseur :</i>	47
3.5	LES POTELETS	47
3.5.1	<i>Evaluation des charges et surcharges :</i>	48
3.5.2	<i>Dimensionnement du potelet :</i>	49
3.5.3	<i>Vérification de la stabilité de potelet</i>	49
3.6	CALCUL DE L'ESCALIERS :	53
3.7	DEFINITION :	53
3.8	CHOIX DES DIMENSIONS :	54
3.9	PREDIMENSIONNEMENT DE L'ESCALIER DU RDC :	54
3.9.1	<i>Vérification en tenant compte du poids du profilé :</i>	56
3.10	PRE DIMENSIONNEMENT DU LIMON :	57
3.10.1	<i>Evaluation de charges :</i>	58
3.10.2	<i>Condition de flèche :</i>	58
3.10.3	<i>Vérification en tenant compte du poids du profilé :</i>	59
3.10.4	<i>Vérification en tenant compte du poids du profilé :</i>	59
	CHAPITRE 4:ETUDE DU PLANCHER MIXTE	62
4.1	INTRODUCTION	62
4.2	ÉTUDE DU PLANCHER COLLABORANT :	62
4.3	VERIFICATION DES SOLIVES :	63
4.3.1	<i>Phase de réalisation :</i>	63
4.3.2	<i>Phase finale :</i>	65
4.4	CALCUL DES CONTRAINTES :	69
4.4.1	<i>Contraintes dues au moment fléchissant :</i>	69

4.5	CALCUL DE LA POUTRE MAITRESSE :	71
4.5.1	<i>Vérification de la flèche</i> :	71
4.5.2	<i>Vérification de la résistance</i> :	72
4.5.3	<i>Vérification au cisaillement</i> :	73
4.5.4	<i>Ferraillage de la dalle du plancher</i> :	73
4.5.5	<i>Calcul des armatures en travée</i> :	74
4.5.6	<i>Calcul des armatures en appuis</i> :	74
4.5.7	<i>Espacement des barres</i> :	75
CHAPITRE 5 : MODELISATION ET ETUDE SISMIQUE		77
INTRODUCTION		77
5.1	MODELISATION 3D DE LA STRUCTURE :	77
5.2	DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX :	78
5.2.1	<i>Le prédimensionnement des poteaux</i> :	78
5.2.2	<i>Prédimensionnement des traverses</i> :	79
5.3	VERIFICATIONS PAR RAPPORT AUX EXIGENCES DE RPA99/2003 :	80
5.3.1	<i>Période de vibration</i> :	80
5.3.2	<i>Déformation de la structure</i> :	81
5.4	VERIFICATION DE L'EFFORT SISMIQUE A LA BASE	85
5.4.1	<i>Résultats de force sismique</i>	86
CHAPITRE 6 : VERIFICATION DES ELEMENTS PRINCIPAUX		88
6.1	INTRODUCTION	88
6.2	VERIFICATION DES TRAVERSES :	89
6.2.1	<i>Détermination de la classe de la section transversale</i> :	89
6.2.2	<i>Vérification de la résistance de la section transversale</i> :	90
6.2.3	<i>Vérification de la résistance au phénomène d'instabilité</i> :	90
6.3	VERIFICATION DES POTEAUX	93
6.4	VERIFICATION DES DIAGONALES DE LA PALEE DE STABILITE	94
6.4.1	<i>Contreventement vertical</i> :	94
6.4.2	<i>Contreventement horizontal</i>	96
CHAPITRE 7 : CALCUL DES ASSEMBLAGES		99
7.1	INTRODUCTION	99
7.2	TYPES ET FONCTIONNEMENT D'UN ASSEMBLAGE	99

7.3	PRECAUTION CONSTRUCTIVE :	100
7.4	CALCUL DES ASSEMBLAGES.....	101
7.4.1	<i>Assemblage du Contreventement vertical</i>	101
7.4.2	<i>Assemblage traverse – traverse</i> :	109
7.4.3	<i>Assemblage poteau-traverse</i>	122
7.4.4	<i>Assemblage pied de poteaux</i> :.....	127
CHAPITRE 8:ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE		131
8.1	INTRODUCTION.....	131
8.2	CHOIX DU TYPE DE FONDATION :	132
8.3	CHOIX DE TYPE DES SEMELLES :	132
8.3.1	<i>Dimensionnement de la Semelle</i> :	133
8.4	CALCUL DES LONGRINES :.....	135
8.5	CALCUL DU FERRAILLAGE :	136
CONCLUSION GENERALE		139
9	BIBLIOGRAPHIE.....	140

Annexes

TABLE DES FIGURES

FIGURE 1-1 VUE SUR MAPS DU PROJET ETUDIE.....	3
FIGURE 1-2 VUE EN 3D	4
FIGURE 1-3 DIAGRAMME CONTRAINTE-DEFORMATION D'UN ACIER.	5
FIGURE 1-4 DIAGRAMME CONTRAINTE-DEFORMATIONS DU BETON A L'ELU.	8
FIGURE 1-5 SCHEMA D'UN PLANCHER MIXTE.	10
FIGURE 2-1 COEFFICIENT DE FORME.	13
FIGURE 2-2 HAUTEURS DE REFERENCE ZE ET PROFIL CORRESPONDANT DE LA PRESSION DYNAMIQUE.....	17
FIGURE 2-3 HAUTEURS DE REFERENCE ZE POUR $H \leq B$	18
FIGURE 2-4 LEGENDE POUR LES PAROIS VERTICALES.	19
FIGURE 2-5 VALEURS DES SURFACES DE CHAQUE ZONE	20
FIGURE 2-6 LEGENDE POUR LA TOITURE	21
FIGURE 2-7 LEGENDE POUR LA TOITURE.	23
FIGURE 2-8 LEGENDE POUR LES PAROIS VERTICALES.	25
FIGURE 2-9 LEGENDE POUR LA TOITURE	26
FIGURE 2-10 DE RNVA 2013.	27
FIGURE 3-1 ORIENTATION DES CHARGES SUR LES PANNES.....	33
FIGURE 3-2 SCHEMA STATIQUE DES PANNES SUIVANT LES AXES Y ET Z.....	33
FIGURE 3-3 MOMENT DU A LA CHARGE D'ENTRETIEN.	34
FIGURE 3-4 SCHEMA STATIQUE DES CHARGES PERMANENTES SUR LES PANNES.	34
FIGURE 3-5 SCHEMA STATIQUE DES SURCHARGES DU VENT SUR LES PANNES.....	35
FIGURE 3-6 SCHEMA STATIQUE DE LA PANNE SUIVANT AXE Z ET Y	37
FIGURE 3-7 PANNE DE TOITURE EN CISAILLEMENT SOUS LES DIFFERENTS PLANS DE CHARGEMENT	39
FIGURE 3-8 DISPOSITION DE L'ECHANTIGNOLE	45
FIGURE 3-9 SCHEMA STATIQUE DE L'ECHANTIGNOLE	46
FIGURE 3-10 SCHEMA STATIQUE DES CHARGES APPLIQUEES.....	46

FIGURE 3-11 SCHEMA DES POTELETS.....	48
FIGURE 3-12 SCHEMA STATIQUE D'ESCALIERS.	55
FIGURE 3-13 SCHEMAS STATIQUE DE LA CORNIERE.....	56
FIGURE 3-14 CHARGES APPLIQUEES SUR UN LIMON.	57
FIGURE 3-15. LES CHARGES APPLIQUER SUR LE LIMON.	60
FIGURE 4-1 SCHEMA DE LA DISPOSITION DES SOLIVES.....	63
FIGURE 4-2 LARGEUR PARTICIPANTE D'UNE DALLE MIXTE.....	65
FIGURE 4-3 POSITION DE L'AXE NEUTRE (Δ)	68
FIGURE 4-4 DIAGRAMMES DE CONTRAINTES EN FLEXION SIMPLE.	69
FIGURE 4-5 SCHEMA STATIQUE DU SOMMIER.....	71
FIGURE 4-6 SCHEMA STATIQUE DU SOMMIER SOUS CHARGE REPARTIE.	72
FIGURE 4-7 FERRAILLAGE DE LA DALLE	76
FIGURE 5-1 VUE EN 3D DE LA STRUCTURE.....	78
FIGURE 5-2 PRE DIMENSIONNEMENT DU POTEAU AVEC ROBOT.....	79
FIGURE 5-3 MODE DE DEFORMATION 1.....	81
FIGURE 5-4 MODE DE DEFORMATION 2.....	82
FIGURE 5-5 MODE DE DEFORMATION 2.....	83
FIGURE 5-6 MODE DE DEFORMATION 2.....	84
FIGURE 6-1 TRAVERSE LA PLUS SOLLICITE	89
FIGURE 6-2 LA DIAGONALE DE LA POUTRE AU VENT LA PLUS SOLLICITE.....	94
FIGURE 6-3 LA DIAGONALE DE LA POUTRE AU VENT LA PLUS SOLLICITE.....	96
FIGURE 7-1 ASSEMBLAGE CONTREVENTEMENT GOUSSET 3D.....	101
FIGURE 7-2 ASSEMBLAGE CONTREVENTEMENT GOUSSET 3D.....	102
FIGURE 7-3 ASSEMBLAGE TRAVERSE-TRAVERSE	109
FIGURE 7-4 ASSEMBLAGE TRAVERSE-TRAVERSE VUE 3D.....	109
FIGURE 7-5 ASSEMBLAGE POUTRE-POTEAUX.....	122
FIGURE 7-6 ASSEMBLAGE POUTRE-POTEAUX VUE 3D	123
FIGURE 7-7 SCHEMA REPRESENTE LES DISTANCES DES BOULONS.	124
FIGURE 7-8 REPRESENTATION ASSEMBLAGE PLATINE POUTRE.	126

FIGURE 7-9 ASSEMBLAGE PIED DE POTEAU	128
FIGURE 7-10 ASSEMBLAGE PIED DE POTEAU EN VUE 3D.....	128
FIGURE 8-1 FERRAILLAGE DES SEMELLES ISOLEES.....	135
FIGURE 8-2 COUPE TRANSVERSALE DES SEMELLES ISOLEES.....	136
FIGURE 8-3 SCHEMA DE FERRAILLAGE DES LONGRINES	137

TABLE DES TABLEAUX

TABLEAU 1-1 LES VALEURS NOMINALES DE LIMITES D'ELASTICITE F_Y ET DE LA RESISTANCE A LA RUPTURE EN TRACTION F_U POUR L'ACIER DE CONSTRUCTION.	5
TABLEAU 1-2 VALEURS NOMINALES DE LIMITE ELASTIQUE F_{YB} ET DE LA RESISTANCE ULTIME A LA TRACTION F_{UB} DES BOULONS.	6
TABLEAU 1-3 CARACTERISTIQUES POUR LE CALCUL DE LA RESISTANCE D'UNE SOUDURE.....	6
TABLEAU 1-4 CARACTERISTIQUES MECANQUES DES ARMATURES D'ACIER.	9
TABLEAU 2-1 VALEUR DE LA PRESSION DYNAMIQUE	18
TABLEAU 2-2 VALEURS DES COEFFICIENTS DE C_{PE} SUR LES PAROIS VERTICALES.....	20
TABLEAU 2-3 SURFACES DES ZONES CHARGÉES POUR LA TOITURE (S EN m^2).....	21
TABLEAU 2-4 LES VALEURS DE C_{PE} POUR CHAQUE ZONE DE TOITURE, CAS DE VENT DANS LE SENS V_1	22
TABLEAU 2-5 SURFACES DES ZONES CHARGÉES POUR LA PAROI VERTICAL (S EN m^2)	22
TABLEAU 2-6 LES VALEURS DE C_{PE} DE CHAQUE ZONE DANS LA PAROI, SENS V_2	23
TABLEAU 2-7 SURFACES DES ZONES CHARGÉES POUR LA TOITURE (S EN m^2).....	23
TABLEAU 2-8 LES VALEURS DE C_{PE} DE CHAQUE ZONE DE TOITURE, CAS DE VENT DANS LE SENS V_2	24
TABLEAU 2-9 VALEURS DES COEFFICIENTS DE C_{PE} SUR LES PAROIS VERTICALES.....	25
TABLEAU 2-10 SURFACES DES ZONES CHARGÉES POUR LA TOITURE (S EN m^2).....	26
TABLEAU 2-11 LES VALEURS DE C_{PE} POUR CHAQUE ZONE DE TOITURE, CAS VENT DANS LE SENS V_1	26
TABLEAU 2-12 PRESSION AERODYNAMIQUE SUR LES PAROIS SOUS V_1	28

TABLEAU 2-13 PRESSION AERODYNAMIQUE SUR LA TOITURE SOUS V1.....	29
TABLEAU 2-14 PRESSION AERODYNAMIQUE SUR LES PAROIS SOUS V2	29
TABLEAU 2-15 PRESSION AERODYNAMIQUE SUR LA TOITURE SOUS V2.....	29
TABLEAU 2-16 PRESSION AERODYNAMIQUE SUR LES PAROIS SOUS V3	30
TABLEAU 2-17 PRESSION AERODYNAMIQUE SUR LA TOITURE SOUS V3.....	30
TABLEAU 2-18 LA VARIATION DE TEMPERATURE	30
TABLEAU 3-1 TABLEAU REPRESENTATIF DES FORCES SELON LES 2 DIRECTIONS.....	35
TABLEAU 3-2 CARACTERISTIQUE DE L'IPE 120	37
TABLEAU 3-3 CARACTERISTIQUES DE L'IPE 140	43
TABLEAU 3-4 CARACTERISTIQUE DU PROFILE.....	49
TABLEAU 3-5 COURBE DE FLAMBEMENT EN FONCTION DE FACTEUR D'AMPLIFICATION	52
TABLEAU 5-1 RECAPITULATIFS DES SECTIONS ADOPTÉES APRES LE PRE DIMENSIONNEMENT	79
TABLEAU 5-2 RECAPITULATIFS DES SECTIONS ADOPTÉES APRES LE PRE DIMENSIONNEMENT	80
TABLEAU 5-3 VERIFICATION D'EFFORT TRANCHANT.....	87
TABLEAU 6-1 VERIFICATION DE (IPE 240) AVEC LOGICIEL ROBOT	92
TABLEAU 6-2 VERIFICATION DES TRAVERSES AVEC LOGICIEL ROBOT	92
TABLEAU 6-3 VERIFICATION DES POTEAUX.....	93
TABLEAU 6-4 VERIFICATION DE (CAE140X13) AVEC LOGICIEL ROBOT	95
TABLEAU 6-5 VERIFICATION DES (CAE120X14) AVEC LOGICIEL ROBOT	97
TABLEAU 7-1 CARACTERISTIQUE MECANIQUE DES BOULONS SELON LEUR CLASSE D'ACIER	100
TABLEAU 8-1 LES EFFORTS SOUS CHAQUE ACTION.....	133
TABLEAU 8-2 TABLEAU DES SECTIONS SOUS LES DIFFÉRENTES COMBINAISONS	134

INTRODUCTION GENERALE

Le génie civil est une branche de l'ingénierie qui se concentre sur la conception, la construction et la maintenance des infrastructures, en génie civil on utilise les principes de la physique, des mathématiques et des sciences pour concevoir des projets qui répondent aux besoins de la société.

La construction métallique est une méthode de construction qui utilise des éléments préfabriqués en acier pour construire des bâtiments, des ponts, des tours, des entrepôts et d'autres structures. Les éléments métalliques tels que les poutres, les colonnes, les fermes et les panneaux sont fabriqués en usine selon les spécifications de conception et assemblés sur le site de construction.

Les avantages de la construction métallique incluent une grande résistance structurelle, une longue durée de vie, une facilité d'entretien et une flexibilité de conception.

La construction métallique peut être utilisée pour des projets de petite ou grande envergure. Les bâtiments commerciaux, les complexes industriels, les ponts, les tours de transmission, les toitures et les charpentes de stades sont tous des exemples de projets qui peuvent bénéficier de la construction métallique.

En raison de sa résistance et de sa durabilité, la construction métallique est également une option écologique, car elle peut être recyclée à la fin de sa vie utile.

De telle construction sont maintenue par une ossature métallique, résultante de l'assemblage de différents composants, ces assemblage doivent être conçue de manière à assurer que toutes les fonctions structurelles soient remplies, dans des conditions compatibles avec l'exploitation de la structure, ce qui est le but de notre travail qui consiste à faire une étude et une conception d'un hangar de stockage, avec l'utilisation des logiciels (Autodesk Robot Structural Analysis Professional) .

CHAPITE1

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

ET GENERALITES

1.1 Introduction :

Ce chapitre a pour but la présentation de notre projet et description des caractéristiques de notre ouvrage et des éléments constitutifs avec les matériaux utilisés.

1.2 Présentation du projet :

Ce projet de fin d'études consiste à dimensionner et à étudier un hangar (R+1) en charpente métallique à usage de stockage. Ce projet va s'implanter à la commune de BEN AKNOUN Wilaya d'ALGER qui est une ville située à 256 m d'altitude, et classée selon le RPA comme étant une zone de haute sismicité (III). L'ossature est formée d'une structure en charpente métallique (poteaux, poutres) et de plancher mixte collaborant (béton – acier).

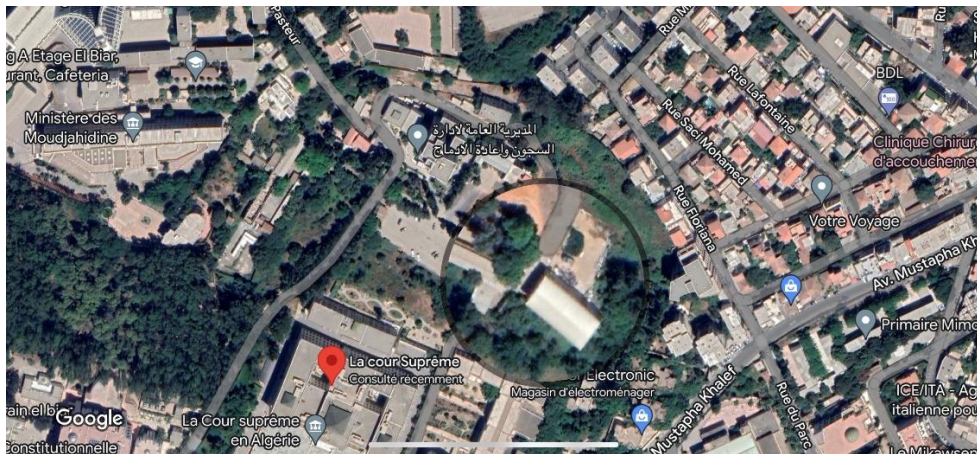


Figure 1-1 vue sur maps du projet étudié

1.3 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- Longueur totale du hangar (long- pan) :24.30m
- Largeur totale du hangar (pignon) :12.30 m
- Hauteur totale du hangar :8.525m
- Hauteur des poteaux :6,50 m
- Entraxe des portiques :6.00 m
- La pente de versant : $\alpha = 9.46^\circ$
- Surface totale du hangar :288 m²
- Ouvertures :

Pignon :

Façade principale

-Portes :0

-Fenêtres : 8(0.9*0.8) m

Façade arrière

-Portes : 0

-Fenêtres : 8(0.9*0.8) m

long-pan :

Façade principale

-Portes : 1(5x5) m

-Fenêtres : 16(0.9*0.8) m

Façade arrière

-Portes : 0

-Fenêtres : 16(0.9*0.8) m

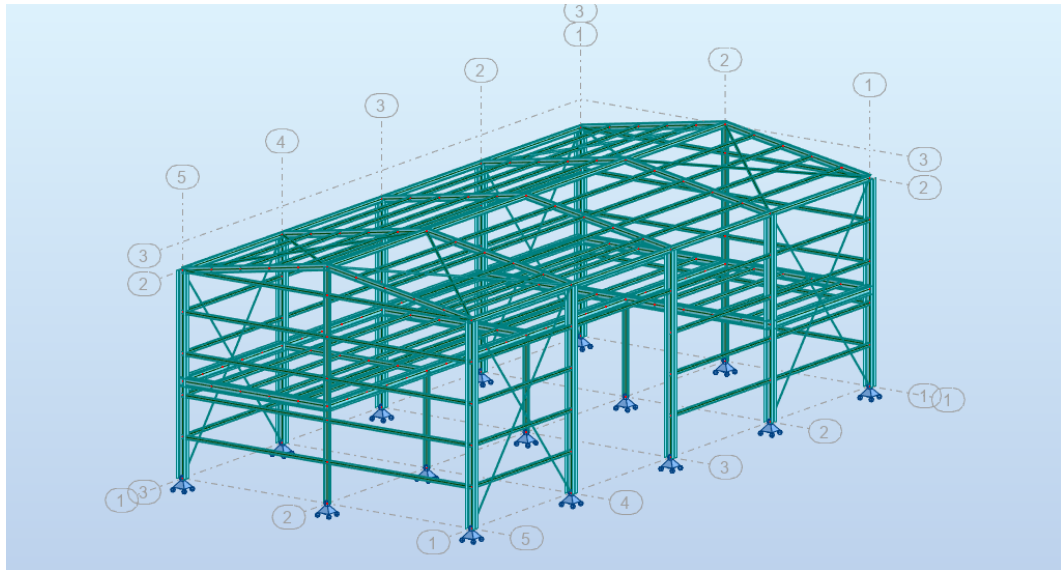


Figure 1-2 vue en 3D

1.3.1 Données géotechniques du projet :

- La contrainte admissible du sol est de $Q_{adm}=1.90$ bars.
- Les fondations superficielles ancrées à partir de 1.00m de profondeur.
- Le site est classé dans la zone de forte sismicité III, et d'usage 2.
- Classification du site est : S3 (Meuble).
- Zone de neige : zone B
- Zone du vent : zone I

1.3.2 Le choix des matériaux :

1.3.2.1 Acier :

L'acier de construction est une catégorie d'acier utilisée pour fabriquer des matériaux de construction de formes multiples. La plupart des profilés en acier tels que les poutres en I donnent une rigidité satisfaisante par rapport à leur section transversale et peuvent ainsi supporter une charge élevée sans affaissement excessif.

Les valeurs nominales de limites d'élasticité f_y et de la résistance à la rupture en traction f_u pour les éléments structuraux en acier lamine à chaud sont indiquées dans le tableau ci-dessous pour les nuances d'acier Fe360, Fe430, Fe510.

Article 3.3.2 DTR BC 2-4.10

Nuance d'acier	Épaisseur (mm)			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 100$ mm	
	$f_y(\text{N/mm}^2)$	$f_u(\text{N/mm}^2)$	$f_y(\text{N/mm}^2)$	$f_u(\text{N/mm}^2)$
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	355	490

Tableau 1-1 Les valeurs nominales de limites d'élasticité f_y et de la résistance à la rupture en traction f_u pour l'acier de construction.

A. Valeurs de calcul de certaines propriétés de matériau utilisé :

- ✓ La résistance à la traction: $f_u = 360$ MPa.
- ✓ La masse volumique de l'acier: $\rho = 7850$ Kg/m³
- ✓ La limite élastique: $f_y = 235$ MPa.
- ✓ Le module de Young: $E = 210\,000$ MPa.
- ✓ Le coefficient de poisson: $\nu = 0,3$.
- ✓ Module de cisaillement: $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 80769,23$ MPa

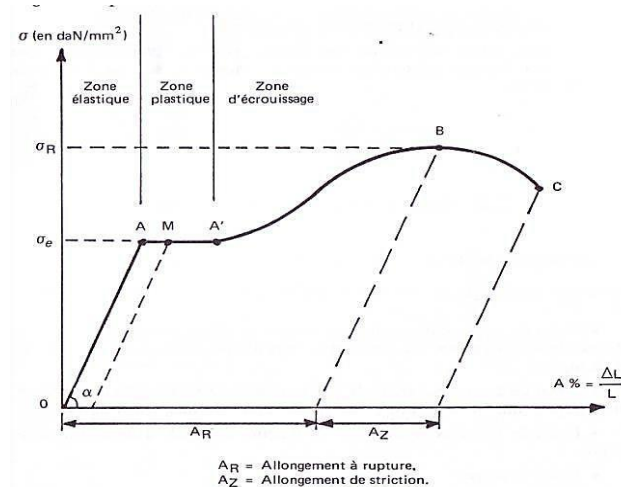


Figure 1-3 Diagramme contrainte-déformation d'un acier.

B. Assemblages :

Les assemblages des éléments de la structure étudiée sont réalisés par des assemblages boulonnés et soudés.

- Assemblage boulonné :

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

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

	Boulons ordinaires						Boulons HR	
Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
f _{yb} (MPa)	240	320	300	400	360	480	640	900
f _{ub} (MPa)	400	400	500	500	600	600	800	1000

Tableau 1-2 valeurs nominales de limite élastique f_{yb} et de la résistance ultime à la traction f_{ub} des boulons.

- Assemblages soudés :

Le soudage est une technique d'assemblage permettant d'assurer la continuité métallique entre les pièces soudées.

Acier	F _u	B _w	γ _{mw}
S235	360	0.8	1.25
S275	430	0.85	1.3
S355	510	0.9	1.35

Tableau 1-3 caractéristiques pour le calcul de la résistance d'une soudure.

1.3.2.2 Le béton :

Le béton est un matériau composite homogène constituée de grains minéraux et d'un liant qui durcit en présence d'eau. Il est défini dans le cas usuel par sa résistance à la compression à 28 jours. Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (BAEL). Il présente les avantages :

- Une bonne résistance à la compression.
- Une souplesse d'utilisation.

Le dosage des constituants d'un mètre cube de béton courant est :

- 350 kg/m³ ciment (C.P.A325)
- 400 l sable (0 < Dg < 5mm)
- 400 l gravillon (8 < Dg < 15mm)
- 400 l gravier (15 < Dg < 25mm)
- 175 l d'eau de gâchage.

A. Les caractéristiques mécaniques de béton :

• A la compression :

Le béton caractérise par résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur natif cette mesure sur comprissions axial d'un cylindre doit de $\varnothing=16\text{cm}$ et $h=32\text{ cm}$. Pour $j=28\text{jour}$, cette résistance est donnée par la relation :

pour $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$ mais en générale on calcul à :

$$25\text{MPa} \gg f_{cj} = j \cdot f_{c28} \cdot 4.76 + 0.83 \cdot j$$

N.B : dans Notre étude on opte pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

• A la traction :

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de j jour noté (f_{tj}) est définie par :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ si } f_{cj} \leq 60\text{MPa} \text{ donc } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa pour notre étude.}$$

• Le module de déformation à court terme (E_{ij})

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ d'où } j=28 \text{ jours}$$

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164.20 \text{ MPa.}$$

- **Le module de déformation à long terme (Evj)**

$$E_{vj} = E_{ij}/3 = 32164.20/3 = 10721.4 \text{ MPa.}$$

- **Le coefficient de poisson (v)**

Il prend les valeurs suivantes :

$$V=(0, \text{ELU } 0.2, \text{ELS})$$

- **Module de cisaillement (G)**

$$G = \frac{E_{ij}}{2 \times (v+1)} \text{ d'où } j=28 \text{ jours}$$

$$G=13401.71 \text{ MPa.}$$

- **Contrainte admissible σ à l'ELU**

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.8 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$\gamma_b = 1.15$, pour situation accidentelle.

1.50, pour situation courante.

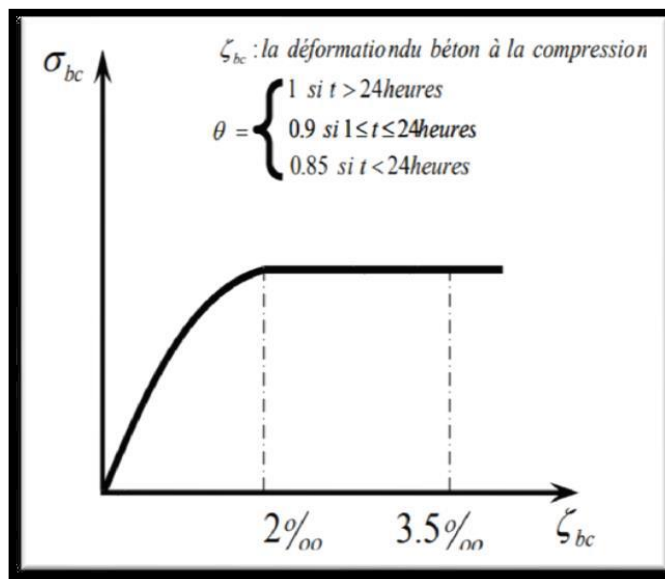


Figure 1-4 Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.

- **Contrainte admissible $\bar{\sigma}$ à l'ELS :**

$$\bar{\sigma} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

B. Armatures :

a. Caractéristiques mécaniques :

	Nuance	F _y (MPa)
Barres HA	Fe 400	400
	Fe 500	500

Tableau 1-4 caractéristiques mécaniques des armatures d'acier.

b. Contraintes limites

• État limite ultime :

La contrainte admissible à l'ELU a pour valeur :

En cas de situations accidentelles $\sigma_{st} = 400$ Mpa

En cas de situations normales $\sigma_{st} = 348$ Mpa

• État limite de service :

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- ✓ Fissuration peu nuisible: pas de limitation.
- ✓ Fissuration préjudiciable: $\bar{\sigma}_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} F_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$.
- ✓ Fissuration très préjudiciable: $\bar{\sigma}_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min \left(\frac{1}{2} F_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$.

1.3.3 Le plancher mixte :

Le plancher collaborant, encore appelé plancher mixte, est un plancher qui associe deux matériaux : le béton et l'acier. L'intérêt réside dans le fait que ces deux matériaux sont complémentaires du point de vue de leur comportement mécanique :

- Le béton est très résistant en compression mais fragile en traction.
- L'acier est très résistant en traction.

Le plancher collaborant associe le béton et l'acier pour exploiter pleinement les capacités mécaniques des deux matériaux.

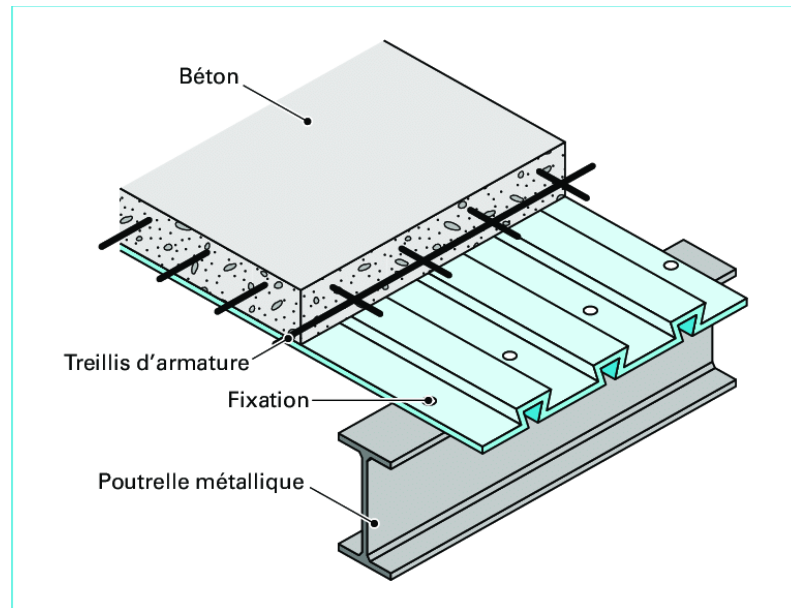


Figure 1-5 schéma d'un plancher mixte.

En effet, dans un plancher collaborant les efforts de compression sont repris dans la partie supérieure du plancher constituée par la dalle de béton et ceux de traction, dans la partie inférieure où se trouve l'acier.

Cet assemblage des deux matériaux permet d'obtenir un plancher très résistant en flexion (capacité portante élevée) et d'épaisseur réduite.

L'acier n'est cependant pas le seul matériau résistant à la traction. Le bois peut également être utilisé en association avec le béton pour réaliser des planchers collaborant.

A. les constituants du plancher mixte

- Dalle en béton armé.
- Solives.
- Connecteurs de cisaillement de type goujon.

B. Les avantages du plancher mixte

- Un plancher avec les connexions peut supporter 260% de poids.
- Réduction de poids des structures en acier.
- Une hauteur totale des structures inférieure.
- Plus grande rigidité.
- Une meilleure résistance au feu.

1.3.4 Les escaliers :

Sont des éléments non structuraux qui permettent de se déplacer entre les deux niveaux du hangar, ils sont en charpente métallique et les marches en tôle.

Dans notre projet nous avons un escalier à 2 volées et 1 palier intermédiaire.

CHAPITRE 2

ETUDE CLIMATIQUE

2.1 Introduction

Ce chapitre a pour but de calculer et déterminer l'effet de la température, les actions de la neige et du vent sur notre structures et ses différentes parties, cette étude sera réalisée conformément au règlement neige et vent (RNV 2013).

2.2 Etude à la neige :

L'accumulation de la neige sur une toiture produit une surcharge à prendre en compte pour les vérifications des éléments de cette structure. Le règlement RNV2013 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

2.2.1 Calcul de la charge de la neige S :

$$S = S_k * \mu$$

Avec :

S : La charge caractéristique de la neige par unité de surface en Kn/m^2

S_k : La charge de la neige sur le sol, en fonction de l'altitude de la zone en Kn/m^2

μ : Coefficient de forme, dépend de la forme de la toiture.

• Coefficient de forme

Il est en fonction de la forme de la toiture en le détermine à partir de (Tableau,6.2du RNV2013)

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0 \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient μ	0.8	$0.8 \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0

Figure 2-1 coefficient de forme.

• Charge de la neige sur le sol S_k :

Elle est déterminée par les lois de variation en fonction de l'altitude H du site de notre structure par rapport au niveau de la mer.

- Zone A : $S_k = \frac{0.07H+15}{100}$

- Zone B : $S_k = \frac{0.04H+10}{100}$

- Zone C : $S_k = \frac{0.0325H}{100}$

- Zone D : Pas de charge de neige.

Pour notre structure elle est implantée à ALGER qui appartient à la zone B, d'où

$$S_k = \frac{0.04H+10}{100}$$

Avec : H=256m

$$S_k = \frac{0.04 \cdot 256 + 10}{100} \Rightarrow S_k = 0.202 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 0.202 \cdot 0.8$$

$$\Rightarrow S = 0.161 \text{ KN/m}^2.$$

2.3 Etude au vent :

L'effet du vent sur une construction métallique est généralement prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Une étude approfondie doit être élaborée, pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles.

Le calcul doit être effectué séparément pour les deux directions principales du vent, qui sont perpendiculaires aux parois de la construction.

Le calcul sera mené conformément au règlement neige et vent RNV2013.

2.3.1 Données relatives au site :

La structure sera implantée dans un site relativement plat à végétation négligeable et libre de tous obstacles qui implique que la catégorie de notre terrain est de catégorie **III**. (tableau 2.4 RNV 2013)

Site plat :

$C_t = 1$ (Tableau 2.5. RNV2013)

Zone du vent : zone I (ANNEXE.1. RNV2013)

$q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$ (Tableau 2.3. RNV2013)

$K_t = 0,215$ (facteur de terrain)

$Z_0 = 0.3\text{m}$ (paramètre de rugosité)

$Z_{min} = 5 \text{ m}$ (hauteur minimale)

$\xi = 0.61$

2.3.1.1 Effets de la région :

Selon le RNV2013, notre projet est à Alger qui est classé en zone I.

Par conséquent, selon le **tableau 2-3 du RNV2013** :

$q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$.

$q_{ref} = 0.5 * \rho * V_{ref}^2$

$V_{ref} = 25 \text{ m/s}$ (annexe 1, zone de vents RNV2013.)

ρ : Est la masse volumique de l'air.

$\rho = 1.20 \text{ Kg/m}^3$

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

2.3.1.2 Effet du site :

Cet effet est pris en compte à l'aide d'un coefficient d'exposition $C_e(z)$. Ce dernier prend en compte les effets de la rugosité du terrain par le coefficient de rugosité $C_r(z)$ et de la topographie du site par le coefficient de topographie $C_t(z)$.

2.3.1.3 Coefficient de topographie :

$C_t(z)$ prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tels que les collines, les dénivellations isolées, etc., Il est déterminé comme suit :

$$C_t(z) = 1 \text{ pour } \phi < 0.05$$

$$C_t(z) = 1 + S_{max} * \left(1 - \frac{|x|}{k_{red} * L}\right) * e^{-(Z/L)}$$

- ϕ est la pente du versant au vent— $\phi = \frac{H}{L}$
- H (en m) est la hauteur du versant.
- L (en m) est une longueur caractérisant le versant au vent et prenant la valeur : L_{max}
- $\text{Max}(0.5 L_u ; 2H)$
- X (en m) est la distance horizontale entre le lieu considéré et la crête de l'obstacle
- Z (en m) est la distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au lieu considéré (site d'implantation).
- S_{max} , α et k_{red} sont des coefficients donnés dans le tableau 2.6 en fonction de la forme de l'obstacle et du rapport $\frac{H}{L}$
- L_u et L_d respectivement la longueur du versant au vent et sous le vent. Dans notre projet $\phi < 0.05 \Rightarrow C_t(z) = 1$.

2.3.1.4 Coefficient dynamique C_d :

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

D'une manière générale, le coefficient C_d peut être déterminé selon la procédure du paragraphe 3.3. De le RNV2013.

Cependant, la valeur simplifiée du paragraphe 3.2 peut être admise sous réserve de satisfaire les conditions qui y sont énoncées.

Le bâtiment est une structure métallique avec une hauteur inférieure à 15m (13 m dans notre cas) on prend $C_d = 1$.

2.3.1.5 Coefficient de rugosité

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

$$\left\{ \begin{array}{l} Cr(z) = Kt \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ pour } Z_{min} \leq z \leq 200 \\ Cr(z) = Kt \cdot \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) \text{ pour } z \leq Z_{min} \end{array} \right.$$

-KT est le facteur de terrain.

-Z0 est le paramètre de rugosité (en m).

-Zmin est la hauteur minimale (en m).

-Z est la hauteur considérée (en m).

-toiture :

$$Z=8.525 \quad Cr(z) = 0.215 \times \ln\left(\frac{8.525}{0.3}\right) = 0.719$$

-parois verticales :

$$Z=7.5 \quad Cr(z) = 0.215 \times \ln\left(\frac{7.5}{0.3}\right) = 0.692$$

2.3.1.6 Intensité de turbulence :

Il est défini comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent est donnée par :

$$Iv(z) = \frac{1}{Ct(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \text{ pour } z > Z_{min}$$

$$Iv(z) = \frac{1}{Ct(z) \cdot \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right)} \text{ pour } z \leq Z_{min}$$

- Calcul de $Iv(z)$ pour les parois verticales (Z=7.5m) :

$$Iv = \frac{1}{1 \cdot \ln\left(\frac{7.5}{0.3}\right)} = 0.310$$

- Calcul de $Iv(z)$ pour la toiture (Z=8.525m) :

$$Iv(z) = \frac{1}{1 \cdot \ln\left(\frac{8.525}{0.3}\right)} = 0.298$$

2.3.1.7 Coefficient d'exposition :

-la toiture :

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

$$C_e(z) = 1^2 * 0.719^2 * [1 + 7 * 0.298]$$

$$C_e(z) = 1.595$$

-les parois verticales :

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

$$C_e(z) = 1^2 * 0.692^2 * [1 + 7 * 0.310]$$

$$C_e(z) = 1.517$$

2.3.2 Pression dynamique de pointe $Q_p(z)$:

La pression dynamique de pointe $Q_p(z)$, à la hauteur de référence z est donnée par : (**Chap. 2 RNVA 2013 Formule 2.1**):

$$q_{dyn}(ze) = q_{réf} \times C_e(ze) [N/m^2]$$

- **Q_{réf} (en N/m²)** du tableau 2.2 de RNVA2013 en fonction de la zone de vent.
- **C_e** est le coefficient d'exposition au vent.
- **Ze (en m)** est la hauteur de référence.

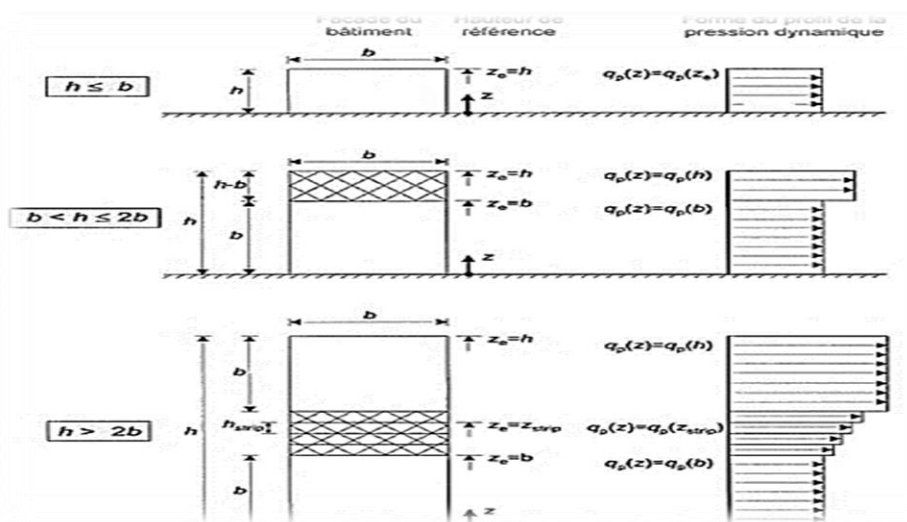


Figure 2-2 hauteurs de référence z_e et profil correspondant de la pression dynamique.

- **Hauteur de référence :**

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

$$\Rightarrow h \leq b ; Z_e = h = 7.5m$$

Pour les toitures, et selon RNVA 2013 (Chap. 2 article 2.3.2) ; Z_e est pris égal à la hauteur maximale des bâtiments : $Z_e = H = 8.525m$

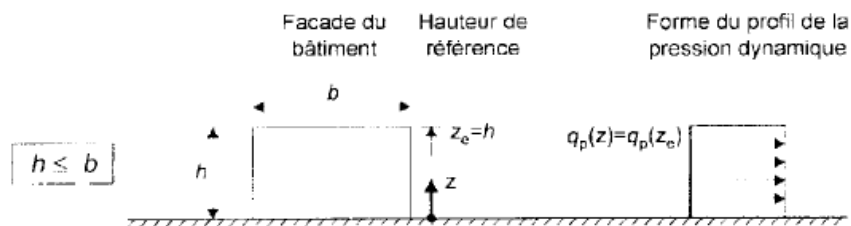


Figure 2-3 Hauteurs de référence Z_e pour $H \leq B$.

	$Q_{réf} [N/m^2]$	C_e	$Q_{dyn}(z_e) [N/m^2]$
Toitures	375	1.595	598.125
Parois	375	1.517	568.875

Tableau 2-1 Valeur de la pression dynamique

Détermination de la pression aérodynamique :

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

Si une face de la paroi est intérieure à la construction, l'autre extérieure :

$$W(z_j) = C_d * q_{dyn}(z_e) * [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/m^2]$$

- **$Q_{dyn}(z_e)$** : la pression dynamique de pointe calculée à la hauteur (z_e) relative à l'élément de surface j .
- **C_{pe}** : Coefficient de pression extérieur.

- **C_{pi}** : Coefficient de pression intérieur.

2.3.2.1 Détermination des coefficients de pression extérieure

C_{pe} :

Les coefficients de pression extérieure C_{pe} des constructions de type rectangulaire et leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée. Ils sont définis pour des surfaces chargées de 1 m² et 10 m², auxquelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement C_{pe1} et C_{pe10}.

C_{pe} s'obtient à partir des formules suivantes :

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

2.3.2.1.1 Vent perpendiculaire au long pan (sens vent v1) :

- **Paroi verticale :**

Il convient de diviser les parois comme l'indique la figure en dessous :

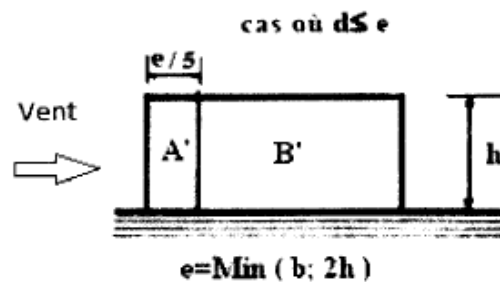


Figure 2-4 Légende pour les parois verticales.

Les données :

$$b = 24 \text{ m}, d = 12 \text{ m}, \text{ et } h = 7.5 \text{ m}$$

$\Rightarrow e = \min [b, 2h] = \min [24; 15] \text{ m}$ donc c'est le cas où $d < e$ avec A et B.

$$A' = \frac{e}{5} \times h = 3 \times 7.5 = 22.5 \text{ m}^2$$

$$B' = (e - \frac{e}{5}) \times h = (15 - 3) \times 7.5 = 90 \text{ m}^2$$

$$D = E = b \times h = 24 \times 7.5 = 180 \text{ m}^2.$$

Pour la détermination des valeurs de coefficients de pression extérieure C_{pe} on se réfère au tableau (5-1 du RNVA99) :

A		B, B'		C		D		E	
$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
- 1,0	- 1,3	- 0,8	- 1,0	- 0,5		+ 0,8	1,0	- 0,3	

Figure 2-5 Valeurs des surfaces de chaque zone

On remarque que toutes les surfaces sont supérieures à 10m^2 Donc : $C_{pe} = C_{pe10}$ pour chaque zone. (Selon RNVA 2013 chap5, article 5.1.1.2).

Zone	A'	B'	D	E
Surface (m^2)	22.5	90	180	180
C_{pe}	-1	-0.8	0.8	-0.3

Tableau 2-2 Valeurs des coefficients de C_{pe} sur les parois verticales.

- **La toiture :**

Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure ci-dessous :

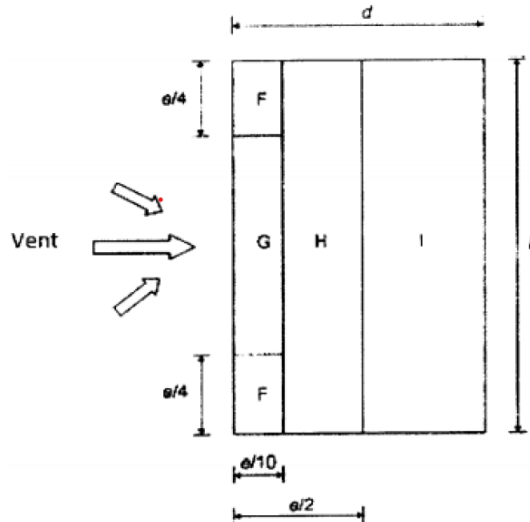


Figure 2-6 Légende pour la toiture

Les donné : $b= 24\text{m}$, $d= 12\text{m}$, et $h= 8.525\text{ m}$

$$\Rightarrow e = \min [b, 2h] = \min [24;17] \text{ m}=17\text{m}$$

$$F = \frac{e}{10} \times \frac{e}{4} = 7.26\text{m}^2$$

$$G = \frac{e}{10} \times b - \frac{e}{2} = 26.38 \text{ m}^2$$

$$H = \left(\frac{e}{2} - \frac{e}{10}\right) \times b = 163.68 \text{ m}^2$$

$$I = \left(\frac{e}{2} - \frac{e}{10}\right) \times b = 163.68 \text{ m}^2$$

$$J = \frac{e}{10} \times b = 40.98\text{m}^2$$

Zone	F	G	H	I	J
Surface (m ²)	7.26	26.38	163.68	163.68	40.98

Tableau 2-3 Surfaces des zones chargées pour la toiture (S en m²).

On remarque que :

La surface des zones de pression F de la toiture est entre 1m^2 et 10m^2

($1\text{m}^2 < S < 10\text{m}^2$) donc :

$$\mathbf{Cpe = Cpe1 + (Cpe10 - Cpe1) \times \log_{10}(S).}$$

Et les surfaces des zones de pression H,I et J sont supérieures à 10m^2

($S \geq 10\text{m}^2$).donc :

$$\mathbf{Cpe = Cpe10}$$

Les valeurs des coefficients d'expositions **Cpe** sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour $\alpha=5^\circ$ et $\alpha=15^\circ$

Tirées du tableau **5.4, chapitre2, (RNVA2013)**.

$$F(x) = F(X_0) + \frac{f(X_1) - f(X_0)}{X_1 - X_0} (X - X_0)$$

Exemple de calcul :

- **Zone F** : $S = 7.26 \text{ m}^2$ ($1\text{m}^2 < S < 10\text{m}^2$)

$$C_{pe1} = -2.5 + \frac{-2 + 2.5}{15 - 5} (9.46 - 5) = -2.277$$

$$C_{pe10} = -1.7 + \frac{-0.9 + 1.7}{15 - 5} (9.46 - 5) = 9.46 - 5 = -1.343$$

$$C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \times \log_{10}(S) = -2.277 + (-1.343 + 2.277) \times \log_{10}(7.26)$$

Cpe = -1.472

les résultats sont donnés Comme suit :

Zone	F	G	H	I	J
Cpe(dépression)	-1.472	-1.021	-0.466	-0.510	-0.335
Cpe(surpression)	0.089	0.089	0.089	-0.332	-0.332

Tableau 2-4 les valeurs de cpe pour chaque zone de toiture, cas de vent dans le

2.3.2.1.2 Vents perpendiculaires au pignon (sens vents v2) :

⇒ **Paroi verticale :**

$$b=12\text{m} \quad d=24\text{m} \quad h=7.5\text{m}$$

$$\Rightarrow e = \min [b, 2h] = \min [12; 2 \times 7.5] \text{ m donc c'est le cas où } d > e \text{ avec A, B et C.}$$

⇒ **Calcul des surfaces pour chaque zone :**

Zone	A	B	C	D	E
Surface (m ²)	18	72	90	180	180

Tableau 2-5 Surfaces des zones chargées pour la parois vertical (S en m²)

Toute les surface sont supérieur à 10 m² de ce fait Cpe = Cpe10

Zone	A	B	C	D	E
Cpe	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau 2-6 Les valeurs de Cpe de chaque zone dans la paroi, sens V2

• **Toiture :**

Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure ci-dessous :

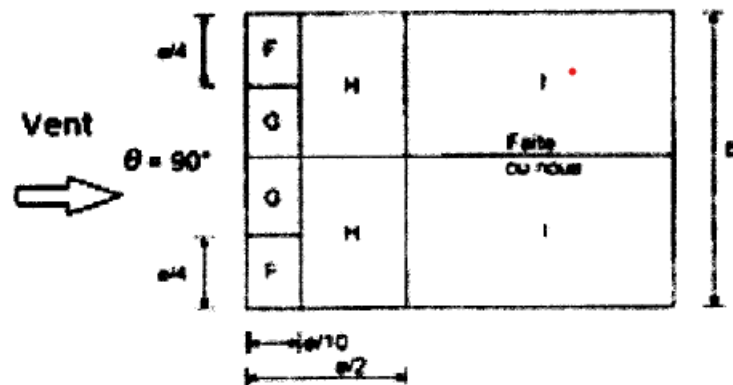


Figure 2-7 Légende pour la toiture.

Les données :

b= 12m, d= 24m, et h= 8.525 m

⇒ $e = \min [b, 2h] = \min [12 ; 17.05] = 12\text{m}$

⇒ **Calcule des surfaces pour chaque zone :**

Zone	F	G	H	I
Surface (m ²)	3,6	11.52	28.8	36

Tableau 2-7 Surfaces des zones chargées pour la toiture (S en m²)

On remarque que :

La surface des zones de pression F et G de la toiture sont entre 1m^2 et 10m^2 ($1\text{m}^2 < S < 10\text{m}^2$) donc :

$$C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \times \log_{10}(S).$$

Et les surfaces des zones de pression H et I sont supérieures à 10m^2 , ($S \geq 10\text{m}^2$).

Donc : $C_{pe} = C_{pe10}$

Les valeurs des coefficients d'expositions 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 5.4, chapitre2,(RNVA2013).

$$F(x) = F(X_0) + \frac{f(X_1) - f(X_0)}{X_1 - X_0} (X - X_0)$$

Exemple de calcul :

- **Zone F** : $S = 3.6\text{m}^2$ ($1\text{m}^2 < S < 10\text{m}^2$)

$$C_{pe10} = -1,6 + \frac{-1,3 + 1,6}{15 - 5} (9,46 - 5) = -1,466$$

$$C_{pe1} = -2,2 + \frac{-2,0 + 2,2}{15 - 5} (9,46 - 5) = 9,46 - 5 = -2,110$$

$$C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \times \log_{10}(S) = -2,11 + (-1,466 + 2,11) \times \log_{10}(3,782)$$

$C_{pe} = -1,737$

La même procédure pour calculer les coefficients d'autres zones, les résultats sont donnés Comme suit :

Zone	F	G	H	I
C _{pe} (dépression)	-1,737	-1.3	-0.655	-0,555
C _{pe} (surpression)	-1.737	-1.3	-0.655	-0.555

Tableau 2-8 Les valeurs de C_{pe} de chaque zone de toiture, cas de vent dans Le sens V2.

2.3.2.1.3 Vent perpendiculaire au long pan (sens V3) :

- **Paroi verticale :**

Il convient de diviser les parois comme l'indique la figure en dessous :

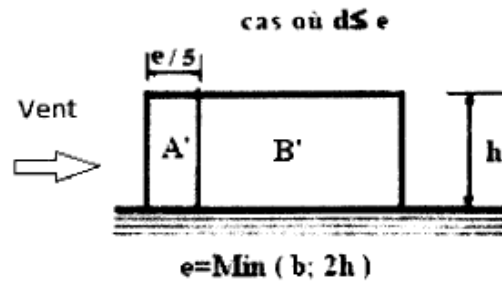


Figure 2-8 Légende pour les parois verticales.

Les données :

$$b = 24 \text{ m}, d = 12 \text{ m}, \text{ et } h = 7.5 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e = \min [b, 2h] = \min [24; 15] \text{ m donc c'est le cas où } d < e \text{ avec A et B.}$$

$$A' = \frac{e}{5} \times h = 3 \times 7.5 = 22.5 \text{ m}^2$$

$$B' = \left(e - \frac{e}{5}\right) \times h = (15 - 3) \times 7.5 = 90 \text{ m}^2$$

$$D = E = b \times h = 24 \times 7.5 = 180 \text{ m}^2.$$

On remarque que toutes les surfaces sont supérieures à 10 m^2 Donc : $C_{pe} = C_{pe10}$ pour chaque zone. (Selon RNVA 2013 chap5, article 5.1.1.2).

Zone	A'	B'	D	E
Surface (m^2)	22.5	90	180	180
C_{pe}	-1	-0.8	0.8	-0.3

Tableau 2-9 Valeurs des coefficients de C_{pe} sur les parois verticales.

• **La toiture :**

Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure ci-dessous :

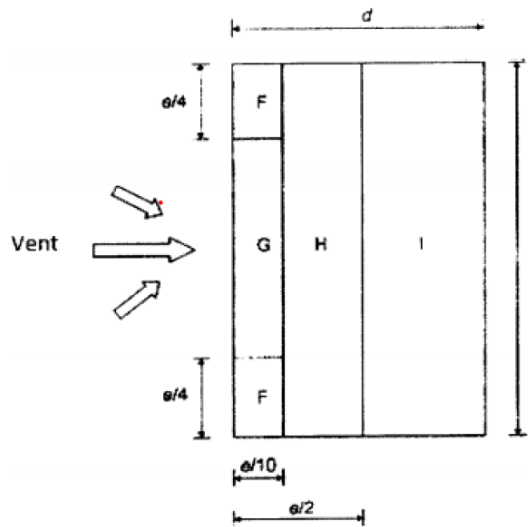


Figure 2-9 Légende pour la toiture

Zone	F	G	H	I	J
Surface (m ²)	7.26	26.38	163.68	163.68	40.98

Tableau 2-10 Surfaces des zones chargées pour la toiture (S en m²).

les résultats sont donnés Comme suit :

Zone	F	G	H	I	J
Cpe(dépression)	-1.472	-1.021	-0.466	-0.510	-0.335
Cpe(surpression)	0.089	0.089	0.089	-0.332	-0.332

Tableau 2-11 les valeurs de cpe pour chaque zone de toiture,cas vent dans le sens V1

2.3.2.2 Le coefficient de pression à l'intérieur (Cpi) :

2.3.2.2.1 Vents perpendiculaires au long pan (sens vents v1) :

Le Cpi dépend de la dimension et de la réparation des ouvertures de notre structure et en fonction de l'indice de perméabilité μ_p qui est définie par :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures ou } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{aires des ouvertures}} \quad [\text{Articles 5.2.2.2 RNV 2013 page 96}]$$

Notre hangar possède :

- 1 portail sur le long pan de dimension $(5 \times 5) \text{ m}^2$
- 16 impostes pour chaque long pan de dimension $(0.9 \times 0.8) \text{ m}^2$.

Dans ce cas le vent perpendiculaire au long pan le rapport $\frac{h}{d} = \frac{8.525}{12} = 0.71$

$\Rightarrow 0.25 < \frac{h}{d} < 1$ on utilise les valeurs **de C_{pi}** correspondant par interpolation

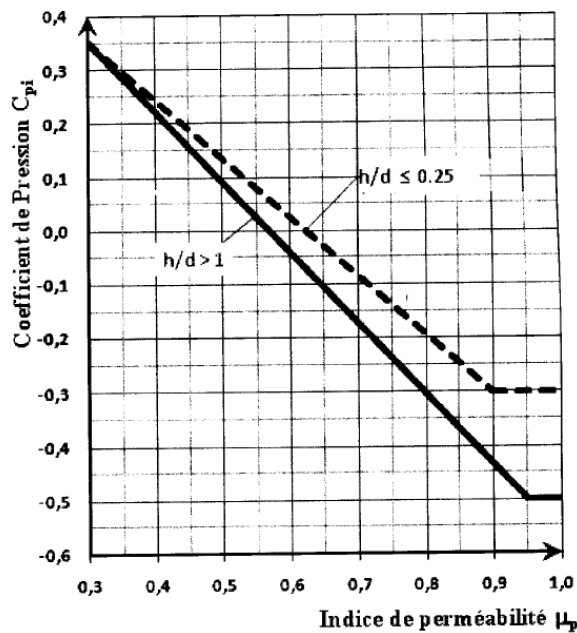


Figure 2-10 de RNVA 2013.

$$\mu_p = \frac{16 \times 0.9 \times 0.8 + 16 \times 0.9 \times 0.8 + 5 \times 5}{16 \times 4 \times 0.9 \times 0.8 + 25} = 0.67$$

Par interpolation on obtient : $C_{pi} = -0.10$

2.3.2.2.2 Vent perpendiculaires au pignon (sens vent v2) :

Notre hangar possède :

– 8 impostes sur chaque pignon de dimension (90 × 80) Cm²

Dans ce cas le vent perpendiculaire au pignon le rapport $\frac{h}{d} = \frac{8.525}{12} = 0.71$

⇒ $0.25 < \frac{h}{d} < 1$ on utilise les valeurs **de Cpi** correspondant par interpolation :

$$\mu_p = \frac{40 \times 0.9 \times 0.8 + 5 \times 5}{64 \times 0.9 \times 0.8 + 5 \times 5} = 0,756$$

Par interpolation on obtient : Cpi = -0.21

2.3.2.2.3 vent perpendiculaires au long pan 2 (sens vent v3) :

$$\mu_p = \frac{16 \times 0.9 \times 0.8 + 16 \times 0.9 \times 0.8}{16 \times 4 \times 0.9 \times 0.8 + 25} = 0.32$$

Par interpolation on obtient : cpi = 0.3

- **Calcul des différentes pressions aérodynamique agissant sur la structure :**

Les pressions sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$w(z_j) = qp(z_e) \times [Cpe - Cpi]$$

- **Sous V1**
 - a) **Sur les parois verticales :**

Zones	Cd	qdyn	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	w(ze) [N/m ²]
A	1	568.87	-1	-0.1	-0.9	-511.980
B	1	568.87	-0.8	-0.1	-0.7	-398.20
D	1	568.87	+0.8	-0.1	0.9	511.980
E	1	568.87	-0.3	-0.1	-0.2	-113.774

Tableau 2-12 Pression aérodynamique sur les parois sous V1

b) Sur la toiture

Zones	Cd	qdyn	Cpe		Cpi	Cpe-Cpi		w(ze) [N/m ²]	
			dépression	surpression		dépression	surpression	Dépression	surpression
F	1	598.13	-1.472	0.089	-0.1	-1.372	0.189	-820.627	113.045
G	1	598.13	-1.021	0.089	-0.1	-0.921	0.189	-550.873	113.045
H	1	598.13	-0.466	0.089	-0.1	-0.366	0.189	-218.913	113.045
I	1	598.13	-0.510	-0.332	-0.1	-0.410	-0.232	-245.231	-138.76
J	1	598.13	-0.335	-0.332	-0.1	-0.235	-0.232	114.559	-138.76

Tableau 2-13 Pression aérodynamique sur la toiture sous V1

- **Sous V2 :**

a) Sur les parois verticales :

Zones	Cd	qdyn	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	W(ze)[N/m ²]
A	1	568.875	-1	-0.21	-0.79	-449.411
B	1	568.875	-0.8	-0.21	-0.59	-335.63
C	1	568.875	-0.5	-0.21	-0.29	-164.973
D	1	568.875	0.8	-0.21	1.01	574.563
E	1	568.875	-0.3	-0.21	-0.09	-51.198

Tableau 2-14 Pression aérodynamique sur les parois sous V2

b) Sur la toiture :

Zones	Cd	qdyn	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	W(ze)[N/m ²]
F	1	598.13	-1.737	-0.21	-0.527	-315.211
G	1	598.13	-1.3	-0.21	-1.09	-651.956
H	1	598.13	-0.655	-0.21	-0.445	-266.165
I	1	598.13	-0.655	-0.21	-0.345	-206.353

Tableau 2-15 Pression aérodynamique sur la toiture sous V2.

- sous V3

a) sous les parois verticales :

Zones	Cd	qdyn	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	w(ze) [N/m ²]
A	1	568.87	-1	0.3	-1.3	-739.537
B	1	568.87	-0.8	0.3	-1.1	-625.762
D	1	568.87	+0.8	0.3	0.5	284.437
E	1	568.87	-0.3	0.3	-0.6	-341.325

Tableau 2-16 Pression aérodynamique sur les parois sous V3

b) sous la toiture :

Zones	Cd	qdyn	Cpe		Cpi	Cpe-Cpi		w(ze) [N/m ²]	
			dépression	surpression		dépression	surpression	Dépression	surpression
F	1	598.13	-1.472	0.089	0.3	-0.772	-0.211	-461.752	-126.204
G	1	598.13	-1.021	0.089	0.3	-1.321	-0.211	-790.123	-126.204
H	1	598.13	-0.466	0.089	0.3	-0.766	-0.211	-458.163	-126.204
I	1	598.13	-0.510	-0.332	0.3	-0.810	-0.632	-484.481	-378.015
J	1	598.13	-0.335	-0.332	0.3	-0.655	-0.632	-391.771	-378.015

Tableau 2-17 Pression aérodynamique sur la toiture sous V3.

2.3.3 Effet de la variation de la température :

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

Pour la vérification de la sécurité structurale, la valeur représentative ΔT de la variation uniforme de température dépend de la zone climatique. Les valeurs proposées dans la norme **DTR-BC.2.44** sont données ci-après :

La zone	La variation de température
L'Algérie du nord	+35°C et -15°C
Le proche et moyen sud	45°C et -20°C
L'extrême sud	50°C et -30°C

Tableau 2-18 La variation de température

Le hangar est situé à Alger (Nord) donc si on prend une température de montagne $t_0=20^{\circ}\text{c}$ donc $\Delta T=t-t_0=35-20=+15^{\circ}\text{c}$ donc on prend une variation de température $\Delta T=15^{\circ}$

CHAPITRE 3

ETUDE DES ELEMENTS

SECONDAIRES

3.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous traiterons les éléments résistants (les pannes, les potelets, les lisses de bardage) qui constituent le hangar et qui seront soumis aux différents chargements. Ce calcul nous fournira les profilés pouvant assurer à la fois la résistance et la stabilité de la structure.

3.2 Etude des pannes

3.2.1 Les données :

- Chaque panne repose sur 2 appuis de distance **L=6m**.
- On dispose de 5 lignes de pannes sur chaque versant de toiture, ce qui donne un espacement entre chaque panne **e = 1.20 m**
- La pente de chaque versant est **$\alpha = 9.46^\circ$**
- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs) ...**14.2kg/m²**
- Poids propre d'accessoires de pose ...**5 kg/m²**
- Poids propre de la panne (estimé **IPE120**) ...**10.4kg/ml**
- Les pannes sont en acier ...**S235**.
- $F_y = 235 \text{ N/mm}^2$ (la limite d'élasticité de l'acier)

3.2.2 Principe de dimensionnement :

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

- Une charge verticale : le poids propre de la panne et de la couverture appliqué à son centre de gravité suivant la verticale, cette charge est décomposée en une composante f parallèle à l'âme de la panne et une autre composante t parallèle aux semelles.
- Une charge oblique : due au vent parallèle à l'âme de la panne.
- Les pannes sont dimensionnées par le calcul pour satisfaire simultanément :
 - Aux conditions de résistance (ELU : flexion + cisaillement) ;
 - Aux conditions de déversement (ELU : déversement) ;
 - Aux conditions de la flèche (ELS).

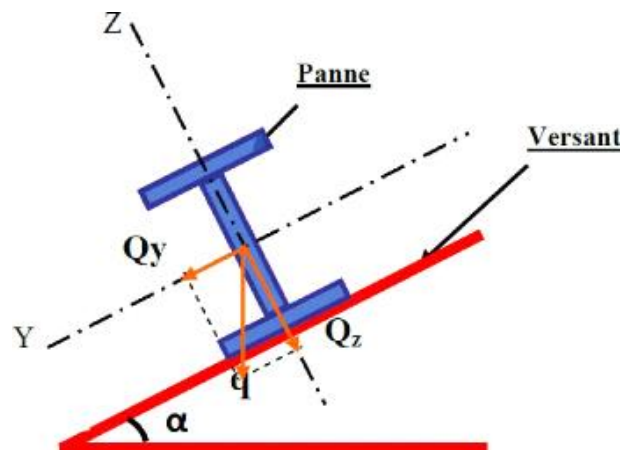


Figure 3-1 Orientation des charges sur les pannes

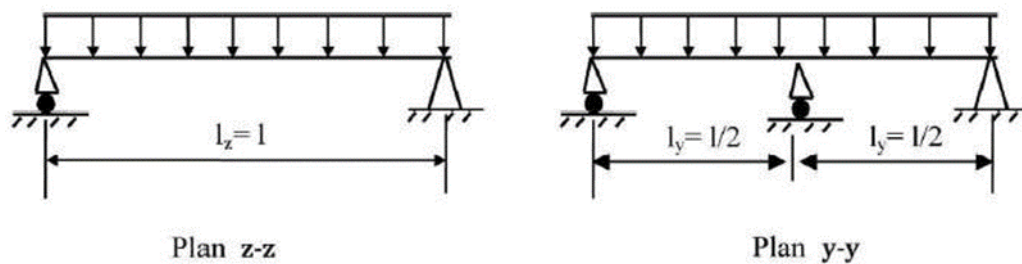


Figure 3-2 Schéma statique des pannes suivant les axes Y et Z.

3.2.3 Evaluation des charges et surcharges

- **Charges exploitation (Q) :**

On considère dans les calculs une charge d'entretien qui est égale au poids de deux ouvriers qui est équivalente à deux charges concentrées de 100 kg divisant la panne en trois portées. (Toiture inaccessible).

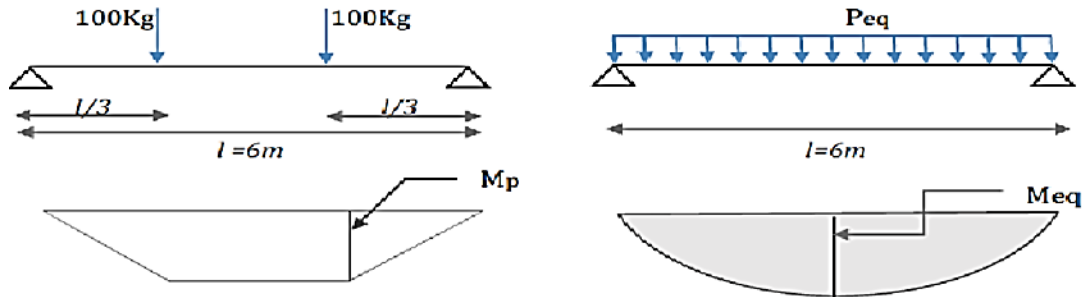


Figure 3-3 Moment dû à la charge d'entretien.

La charge (p) uniformément répartie due à la surcharge d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments max due à (p) aux charges ponctuelles (Peq)

$$Peq = \frac{8 \times P}{3 \times l} = \frac{8 \times 100}{3 \times 6} = 44.44 \text{ kg/m}^2$$

- **Les charges permanentes (G)**

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

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

$$G = (14.2 + 5) \times 1.20 + 10.4$$

$$G = 33.34 \text{ kg/ml}$$

$$G = 0.334 \text{ kn/ml}$$

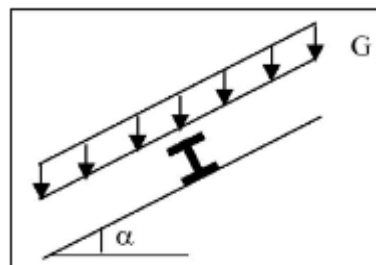


Figure 3-4 Schéma statique des charges Permanentes sur les pannes.

- **Surcharges du vent (V) :**

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent

(Zone F: vent de soulèvement) donc $W = W \times e = -1354.255 \times 1.20 = -1.624 \text{ kn/m}$

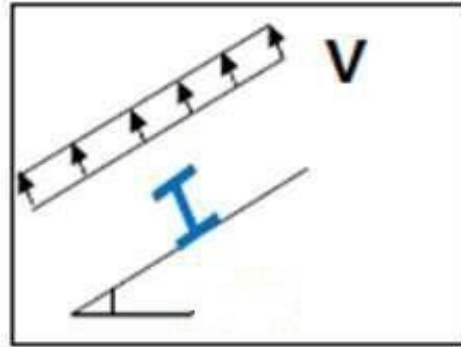


Figure 3-5 Schéma statique des Surcharges Du vent sur les pannes

- **Surcharges de la neige (N) :**

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

$$S = 0.161 \times \cos(9.46) = 0.158 \text{ kn/m}^2$$

$$S = S \times e = 0.158 \times 1.20 = 0.189 \text{ kn/m}$$

- **Décomposition des charges :**

Suivant l'axe Z-Z :	Suivant l'axe Y-Y :
$G_z = 0.329 \text{ kn/m}$	$G_y = 0.054 \text{ kn/m}$
$Q_z = 0.438 \text{ kn/m}$	$Q_y = 0.073 \text{ kn/m}$
$W_z = -0.984 \text{ kn/m}$	$W_y = 0 \text{ kn/m}$
$S_z = 0.186 \text{ kn/m}$	$S_y = 0.031 \text{ kn/m}$

Tableau 3-1 Tableau représentatif des forces selon les 2 directions

3.2.4 Les combinaisons d'actions :

3.2.4.1 L'état limite ultime (ELU) :

- **L'axe Z-Z**

$$G_z + 1.5W_z = -1.147 \text{ kn/m}$$

$$1.35G_z + 1.5Q_z = 1.101 \text{ kn/m}$$

$$1.35G_z + 1.5S_z = 0.723 \text{ kn/m}$$

$$1.35G_z + 1.35(W_z + S_z) = -0.633 \text{ kn/m}$$

- **L'axe Y-Y**

$$1.35G_y + 1.5Q_y = 0.182 \text{ kn/m}$$

$$1.35G_y + 1.5S_y = 0.119 \text{ kn/m}$$

$$1.35G_y = 0.072 \text{ kn/m}$$

3.2.4.2 L'état limite de servies (ELS) :

- **L'axe Z-Z**

$$G_z + W_z = -0.655 \text{ kn/m}$$

$$G_z + Q_z = 0.767 \text{ kn/m}$$

$$G_z + S_z = 0.515 \text{ kn/m}$$

- **L'axe Y-Y ;**

$$G_y + Q_y = 0.127 \text{ kn/m}$$

$$G_y + S_y = 0.085 \text{ kn/m}$$

$$G_y + (W_y + S_y) = 0.158 \text{ kn/m}$$

3.2.5 Prédimensionnement :

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche à l'ELS : $f \leq f_{adm}$

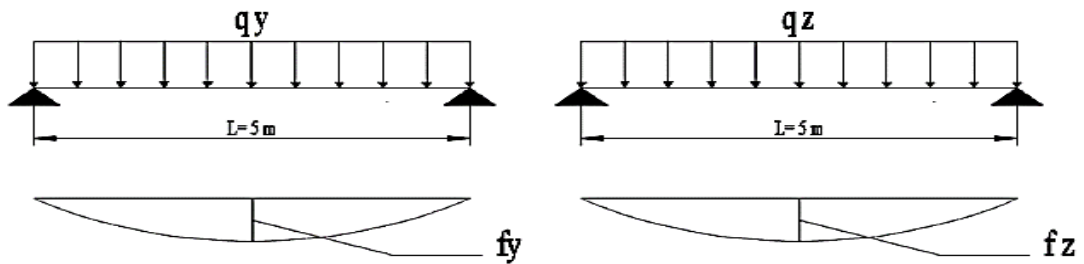


Figure 3-6 Schéma statique de la panne suivant axe Z et Y

Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée (axe Z-Z)

$$f_z \leq f_{adm} = \frac{L}{200}$$

Où :

f_{adm} : est la flèche admissible

L : est la portée de la panne

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{q_z \times L^4}{E \times I_y} \leq \frac{L}{200} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times q_z \times 200 \times L^3}{384 \times E} = \frac{5 \times 0.767 \times 10^{-2} \times 200 \times 600^3}{384 \times 21000} = 205.446 \text{ cm}^4$$

D'après le tableau des profilés, on opte sur un IPE120 avec les caractéristiques suivantes :

IPE	I_y (cm^4)	I_z (cm^4)	W_{ply} (cm^3)	$W_{pl,z}$ (cm^3)	A_{vz} (cm^2)	A_{vy} (cm^2)	I_w (cm^6)	h mm	b mm	tw mm	tf mm	r mm	d mm
120	317.8	27.7	60.7	13.6	6.31	8.6	0.89×10^{-3}	120	64	4.4	6.8	7	106.4

Tableau 3-2 Caractéristique de L'IPE 120

3.2.5.1 Condition de la flèche :

- **Vérification de la flèche suivant l'axe Z-Z :**

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{q_z \cdot l^4}{E \cdot I_y} = 1.939 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = 3 \text{ cm}$$

La condition de la flèche suivant l'axe z-z est vérifiée.

- **Vérification de la flèche suivant l'axe Y-Y :**

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{q_y \cdot l^4}{E \cdot I_z} = 2.46 \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = 3 \text{ cm}$$

La condition de la flèche suivant l'axe y-y est vérifiée

- **Détermination de la classe de profilé IPE120 :**

- **Ame**

$$d/t_w = 106.4/4.4 = 24.181 \leq 72\varepsilon = 72 \rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

$$E t : \varepsilon = W_{235}/f_y = W_{235}/235 = 1 \Rightarrow \varepsilon = 1$$

- **Semelle**

$$C/t_f = (b/2)/t_f = 32/6.8 = 4.705 \leq 10\varepsilon \Rightarrow \text{Section de classe 01.}$$

3.2.5.2 Vérification des contraintes

- **Vérification à la flexion :**

Les pannes travaillent à la flexion déviée, il faut donc vérifier que :

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

Pour un profilé laminé en **classes I** donc :

$$\alpha = 1 ; \beta = 2$$

Avec :

- **$M_{y,sd}$** : 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.

- **Mpl,z,Rd**: Moment fléchissant de résistance plastique suivant l'axe z-z.
- **Qy**: Charge appliquée dans le plan perpendiculaire à l'âme
- **Wpl,y**: Module de résistance plastique de la section suivant l'axe y-y.
- **Wpl,z**: Module de résistance plastique de la section suivant l'axe z-z.

- $M_{y, sd} = \frac{q_{z, sd} \times L^2}{8} = \frac{1.147 \times 6^3}{8} = 5.161 \text{ KN.M}$

- $M_{z, sd} = \frac{q_{y, sd} \times L^2}{8} = 0.814 \text{ KN.M}$

- $M_{pl, y, Rd} = \frac{W_{pl, y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = 14.26 \text{ KN.M}$

- $M_{pl, z, Rd} = \frac{W_{pl, z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = 3.169 \text{ KN.M}$

$$\left[\frac{5.161}{14.26} \right]^1 + \left[\frac{0.814}{3.169} \right]^2 = 0.427 \leq 1 \quad (\text{condition vérifiée})$$

• **Vérification au cisaillement :**

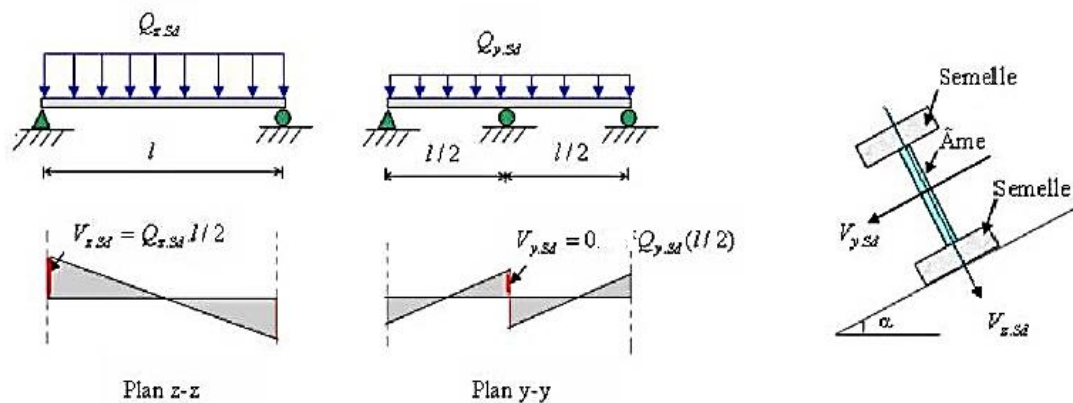


Figure 3-7 Panne de toiture en cisaillement sous les différents plans de chargement

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes (**Eurocode 03, p158**) :

$$\begin{cases} V_{z, sd} \leq V_{plz, rd} \\ V_{y, sd} \leq V_{ply, rd} \end{cases}$$

$$V_{z, sd} = \frac{q_{z, sd} \times L}{2} = 3.441 \text{ KN}$$

$$V_{y, sd} = \frac{q_{y, sd} \times L}{2} = 0.540 \text{ KN}$$

$$V_{plz, Rd} = \frac{A_{vz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = 14.57 \text{ KN}$$

$$V_{ply, Rd} = \frac{A_{vy} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = 19.86 \text{ KN}$$

Avec :

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 IPE140) en cm²

γM0: facteur de résistance en section (γM0 = 1.1)

fy: limite d'élasticité d'acier (fy = 2350 dan/cm²)

$$\left\{ \begin{array}{l} Vz.sd = 3.441 \leq Vplz.Rd = 14.57KN \Rightarrow \text{vérifiée} \\ Vy.sd = 0.540 \leq Vply.Rd = 19.86KN \Rightarrow \text{vérifiée} \end{array} \right\}$$

• Vérification du déversement :

Le déversement est un phénomène d'instabilité qui se manifeste par un flambement Latéral et une rotation de la section transversale.

La vérification se fait par la condition suivante :

$$My.sd \leq Mbrd = \chi_{lt} \times \beta_w \times Wply \times \frac{fy}{\gamma_{m1}} \quad (\text{EC3 art 5.5.2})$$

Avec :

brd moment résistant au diversement.

$\beta_w = 1$ (section de classe 1).

χ_{lt} : coefficient de réduction pour le déversement en fonction de $\bar{\lambda}_{lt}$:

$\bar{\lambda}_{lt}$: élancement réduit vis-à-vis du déversement

$$\bar{\lambda}_{lt} = \left(\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \right) \times \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{fy}} = 93.9\varepsilon ; \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}}$$

D'où : $\lambda_1 = 93.9$

Pour les poutres à section transversale constante ou doublement symétrique, notamment les série de profils laminés I et H, l'élancement λ_{lt} peut être déterminé par la formule approximative ci-après qui place en sécurité. (EC3. Annexe F art F.2)

$$\lambda l t = \frac{l/i_z}{\sqrt{c_1 \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{l/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.125}}}$$

$$\lambda l t = \frac{600/1.45}{\sqrt{1.132 \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{600/1.65}{12/6.8} \right)^2 \right]^{0.125}}}$$

$$\lambda l t = 104.608$$

D'où :

$$\overline{\lambda l t} = \left(\frac{104.608}{93.9} \right) = 1.114$$

$\overline{\lambda l t} > 0,4$ Donc il y'a un risque de déversement.

La valeur de $\chi l t$ peut être obtenue à partir du tableau 5.5.2 de l'Eurocode3 des coefficients de réduction de flambement.

Courbe « a » pour les profils laminés.

$$\overline{\lambda l t} = 0.406 \rightarrow \chi l t = 0.58676$$

$$M_{brd} = \chi l t \times \beta_w \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{brd} = 0.58676 \times 1 \times 60.7 \times \frac{23.5 \times 10^{-2}}{1.1} = 7.608 \text{ KN.m}$$

$$M_{y.sd} = 5.161 \text{ KN.m} < M_{brd} = 7.608 \text{ KN.m}$$

La stabilité au déversement est **vérifiée**, donc on opte pour un IPE120.

3.3 Les lisses de bardages :

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles (IPE, UAP) ou de profilés minces pliés. Elles sont portées par les poteaux de portique ou par les potelets intermédiaires,

- **Les charges permanentes :**

- Poids propre de bardage (panneaux sandwichs.....**14.2 kg / m²**
- Poids propre d'accessoires d'attache**5 kg / m²**

- Poids propre de la lisse.....**12.9 kg / m**

Les charges appliquées sur la lisse par mètre linéaire :

$G = 14.2 \text{ Kg/m}^2$ Poids propre de panneau sandwich

Charge du vent : $W = -0.739 \text{ KN/m}^2$

Espacement entre les lisses : $e = 1,5 \text{ m}$

D'où : $W = -1.108 \text{ KN /m}$

- **Poids des lisses :**

$G = (P_{\text{panneau}} + P_{\text{accessoires}}) * 1.5 + P_{\text{lisses}}$

$G = (14.2 + 5) * 1.5 + 12.9 = 41,7 \text{ Kg/m}^2$

$G = 0,417 \text{ Kn/m}$

3.3.1 Combinaisons des charges :

- **ELU**

$q_y = 1.35G = 1.35 \times 0,417 = 0,562 \text{ Kn/ml}$

$q_z = 1.5 w = 1.5 \times 1.108 = 1.662 \text{ Kn/m}$

- **ELS**

$q_y = G = 0,417 \text{ Kn/m}$

$q_z = w = -1.108 \text{ KN /m}$

3.3.2 Prédimensionnement des lisses :

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche :

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

$$I_y \geq \frac{5 \times 1.108 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 541,2} = 2.224 < 3$$

On opte pour un **IPE140, $I_y = 541,2 \text{ cm}^2$**

- **Caractéristiques ipe 140 :**

IPE	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{ply} (cm ³)	W _{pl,z} (cm ³)	Av _z (cm ²)	Av _y (cm ²)	I _w (cm ⁶)	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	d mm
140	541,2	44.9	88.3	19.2	7.6	10.6	0.89x10 ⁻³	140	73	4.7	6.9	7	112.2

Tableau 3-3 Caractéristiques de l'IPE 140

- **Conditions de résistance :**

– Détermination de la classe de profilé :

Ame :

$$d/t_w = 112.2/4.7 = 23.87 \leq 72\varepsilon = 72 \rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

$$\text{Et : } \varepsilon = W_{235}/f_y = W_{235}/235 = 1 \Rightarrow \varepsilon = 1$$

Semelle :

$$C/t_f = (b/2)/t_f = 36.5/6.9 = 5,28 \leq 10\varepsilon \Rightarrow \text{Section de classe 01.}$$

3.3.2.1 Vérification a la flexion bi axiale

On doit vérifier la condition de la flexion bi axiale avec un calcul plastique.

$$\left[\frac{M_{y.sd}}{M_{pl.y.rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z.sd}}{M_{pl.z.rd}} \right]^\beta \quad \text{Avec } \alpha = 2 \text{ et } \beta = 1 \text{ pour les sections de classe 1}$$

Calcul des moments résistants plastiques pour les deux axes z-z' et y-y'.

$$M_{y.sd} = \frac{(qz \times l^2)}{8} = \frac{3,046 \times 6^2}{8} = 13,707 \text{ Kn. m}$$

$$M_{z.sd} = \frac{qy \times l^2}{8} = \frac{0,562 \times 3^2}{8} = 3,426 \text{ Kn. m}$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{88,3 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 20,75 \text{ Kn. m}$$

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} \times F_y}{Y_{m0}} = \frac{19,2 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 4,512 \text{ Kn.m}$$

$$\left(\frac{13,707}{20,75}\right)^2 + \left(\frac{0,632}{4,512}\right)^1 = 0,576 < 1$$

Donc la section de l'IPe 140 est vérifiée.

3.3.2.2 Vérification au cisaillement :

$$V_{sd.z} \leq V_{plz.rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = \frac{7,6 \times 23,5}{1 \times \sqrt{3}} = 103,11 \text{ KN}$$

$$V_{sd.y} \leq V_{ply.rd} = \frac{A_{vy} \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = \frac{10,6 \times 23,5}{1 \times \sqrt{3}} = 143,81 \text{ KN}$$

$$\text{D'où } V_{sd.z} = \frac{q_z \times l}{2} = \frac{1,662 \times 6}{2} = 4,986 \text{ KN} < V_{plz.rd} = 103,11 \text{ KN}$$

$$V_{sd.y} = \frac{q_y \times l}{2} = \frac{0,562 \times 6}{2} = 1,686 \text{ KN} < V_{ply.rd} = 143,81 \text{ KN}$$

La résistance des lisses au cisaillement est vérifiée.

3.3.2.3 Vérification au déversement :

$$M_{y.sd} \leq M_{brd} = \chi_{lt} \times \beta_w \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} \quad (\text{EC3 art 5.5.2})$$

Avec :

- brd moment résistant au déversement.
- $\beta_w = 1$ (section de classe 1).
- χ_{lt} : coefficient de réduction pour le déversement en fonction de $\bar{\lambda}_{lt}$:

$\bar{\lambda}_{lt}$: élancement réduit vis-à-vis du déversement

$$\bar{\lambda}_{lt} = \left(\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1}\right) \times \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \varepsilon ; \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

D'où : $\lambda_1 = 93,9$

$$\chi_{lt} = \frac{l/i_z}{\sqrt{c_1} \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{l/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

l : longueur de maintien latérale ($L = 6\text{m}$)

$$\lambda_{lt} = \frac{600/1.65}{\sqrt{1.132} \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{600/1.65}{14/6.9} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{lt} = 25.529$$

$$\overline{\lambda}_{lt} = \left(\frac{25.529}{93.9} \right) = 0.271$$

$\overline{\lambda}_{lt} < 0,4$ Donc il n'y a pas un risque de déversement.

On opte pour un **IPE140** pour les lisses de bardage.

3.4 Calcul de l'échantignole :

L'échantignole est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux traverses. Elle est réalisée au moyen d'un plat plié ; elle est dimensionnée en flexion sous l'effet de l'effort de soulèvement du vent et de l'effort suivant versant.

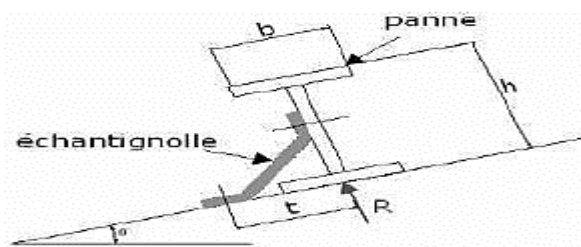


Figure 3-8 Disposition de l'échantignole

3.4.1 L'excentrement (t) :

On a adopté un IPE 140 : $b = 7.3\text{cm}$ et $h = 14\text{ cm}$

$$7.3\text{ cm} \leq t \leq 15\text{ cm}$$

Soit : $t = 10\text{cm}$.

3.4.2 Combinaison d'action :

$$Q_{uz} = -1.147\text{KN/m}$$

$$Q_{uy} = 0.182\text{ KN/m}$$

3.4.3 Calcul des réactions :

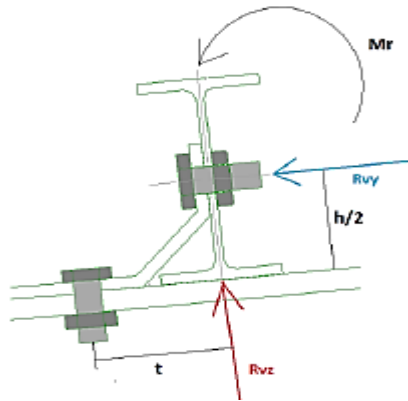


Figure 3-9 Schéma statique de l'échantignolle

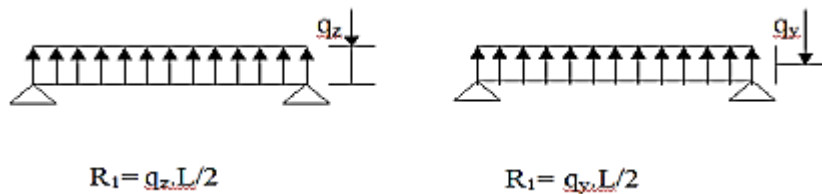


Figure 3-10 Schéma statique des charges appliquées

$$R_z = \frac{Q_{uz} \times l}{2} = \frac{1.147 \times 6}{2} = 3.441 \text{ KN}$$

$$R_y = \frac{0.375 Q_{uy} \times l}{2} = \frac{0.375 \times 0.182 \times 6}{2} = 0.204 \text{ KN}$$

$$\diamond F_z = 2 R_z = 6.882 \text{ KN}$$

$$\diamond F_y = 2 R_y = 0.408 \text{ KN}$$

3.4.4 Calcule du moment de renversement :

L'effort **R** risque de provoquer le pliage de l'échantignolle. Pour prévenir ce risque, il faut vérifier que le moment de renversement M_r ne dépasse pas le moment de pliage **M**pliage. $M_r \leq M_{\text{pliage}}$

$$M_r = (F_z \cdot t) + (F_y \cdot \frac{h}{2}) = (6.882 \times 0.10) + (0.408 \times \frac{0.14}{2})$$

$$M_r = 0.716 \text{ KN.m}$$

3.4.5 Calcul de l'épaisseur :

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

$$M_{sd} = M_R \leq M_{el,Rd} = \frac{W_{el} * f_y}{\gamma_{M_0}} \rightarrow W_{el} \geq \frac{M_R * \gamma_{M_0}}{f_y}$$

$$W_{ely} \geq \frac{M_r * \gamma_{m_0}}{f_y} = \frac{0.716 \times 1 \times 10^2}{23.5}$$

$$W_{ely} \geq 3.046 \text{ Cm}^2$$

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

On prend $b=20$ cm

$$W_{ely} = \frac{20 \times e^2}{6} = 3.046$$

D'où :

$$e = \sqrt{\frac{3.046 \times 6}{20}} = 0.955 \text{ cm}$$

Donc on adopte un échantignole de **1 cm** d'épaisseur.

3.5 Les potelets

Les potelets sont des éléments de l'ossature en I ou H qui sont articulés dans les deux extrémités qui sont destinés à rigidifier le bardage. Leurs caractéristiques varient en fonction de la nature de bardage et la hauteur de la construction.

Le potelet travaille :

- A la flexion sous l'action de l'effort du vent provenant du bardage et lisse
- A la compression sous l'effet du poids propres, du poids du bardage et lisse

Par conséquent le potelet risque de :

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

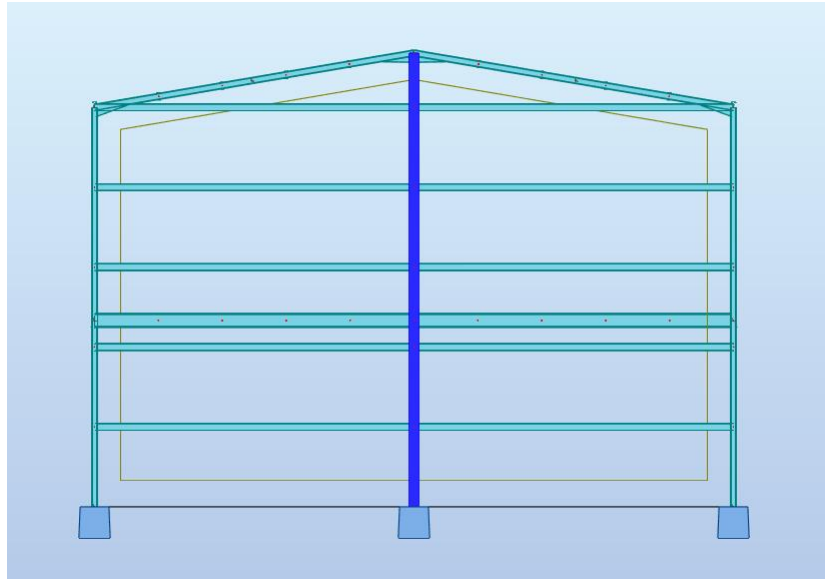


Figure 3-11 Schéma des potelets

3.5.1 Evaluation des charges et surcharges :

- Nombre de lisses supporté par le potelet (n=5)
- La hauteur du potelet (le plus sollicité) L=8.525m
- Entre axe du potelet e =6 m
- Poids propre de panneau sandwich (TR75)14.2Kg /m²
- Poids propre d'accessoires d'attaches 5Kg/m²
- Poids propre de la lisse estimé (IPE140) 12.9Kg/m

• Charges permanents G :

$$G = (G \text{ panneau sandwich} + G_{\text{acc}}) \times S + G \text{ lisses} \times l \times n$$

$$G = (0.142+0.05)+(6 \times 8.525) + 0.129 \times 6 \times 5 = 13.69 \text{ Kn}$$

• Surcharges du vent :

$$W = -449.411 \text{ N/m}^2$$

$$W = 0.449 \times 6 = 2.694 \text{ Kn/m}$$

3.5.2 Dimensionnement du potelet :

- **Sous la condition de la flèche :**

La vérification de la flèche se fait sous charges non pondérées : $V = 2.857 \text{ Kn /m}$

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

$$I_y \geq \frac{200 \times 5 \times w \times l^3}{384 \times E} = \frac{1000 \times 2.694 \times 852^3 \times 10^{-2}}{384 \times 21000}$$

$$I_y \geq 2066.169 \text{ cm}^4$$

Donc on adopte un **HEA180** avec $I_y = 2510.3 \text{ cm}^4$

HEA	I_y cm^4	I_z cm^4	W_{plz} cm^3	W_{ply} cm^3	T_f cm	t_w cm	A cm^2	G kg/m^2	H cm	B cm
180	2510.3	924.6	156.5	324.9	0.95	0.6	45.3	35.5	17.1	18

Tableau 3-4 Caractéristique du profilé.

3.5.3 Vérification de la stabilité de potelet

a) Vérification de l'effort axial

Les potelets sont sollicités à la flexion due au vent et à la compression due au poids des potelets et de bardage et des lisses. Ils sont assujettis au portique par appuis glissants.

Alors les potelets sont comprimés et fléchis. On vérifie la formule suivante :

$$N_{sd} \leq \min (0.25N_{pl}, R_d ; 0.5 \times A_w \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}})$$

$$N_{sd} = 1.35G = 1.35 \times 13.69 = 18.481 \text{ Kn}$$

$$N_{pl,Rd} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 45.3 \times \frac{23.5}{1} = 1064.55 \text{ Kn}$$

$$A_w = A - 2b t_f$$

$$0.5 \times A_w \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0.5 \times (45.3 - 2 \times 18 \times 0.95) \times \frac{23.5}{1} = 130.425 \text{ Kn}$$

$$N_{sd} \leq \min (266.137 ; 130.425) \Rightarrow N_{sd} = 18.481 \text{ Kn} \leq 130.425 \text{ KN}$$

\Rightarrow Condition vérifiée

b) Vérification de l'effort tranchant :

on utilise la condition suivante : $V_{sd,max} \leq V_{plrd}$

$$V_{sd} = \frac{qz * l}{2} = \frac{1.5 \times w \times l}{2} = \frac{1.5 \times 2.694 \times 8.525}{2} = 17.224 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = A_{vy} * \frac{f_y}{\gamma_{m0} * \sqrt{3}} = (35.5 \times 23.5) / \sqrt{3} = 481.654 \text{ Kn}$$

$$V_{sd} < V_{plrd}$$

⇒ la condition au cisaillement est **vérifiée**

c) Verification de la stabilite au flambement flexion

Pour cette vérification on utilise la formule suivante

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} * \left(\frac{A * f_y}{\gamma_{m1}}\right)} + \frac{k_y * M_{y_{sd}}}{W_{ply} * \left(\frac{f_y}{\gamma_{m1}}\right)} + \frac{k_z * M_{z_{sd}}}{W_{plz} * \left(\frac{f_y}{\gamma_{m1}}\right)} \leq 1$$

$$M_{y_{sd}} = 1.5 \times W \times \frac{l^2}{8} = 1.5 \times 2.694 \times \frac{8.525^2}{8} = 36.710 \text{ Kn.m}$$

$$M_{z_{sd}} = 0$$

• la longueur de flambement

Autour de l'axe $y-y'$ (dans le plan de l'âme), le potelet risque de flamber sur toute sa hauteur donc la longueur de flambement $l_{ky} = 8.52 \text{ m}$

Autour de l'axe faible $z-z'$ (dans le plan perpendiculaire à l'âme), on suppose que le potelet est empêché de flamber sur toute sa hauteur par les lisses de bardage. Il ne pourra flamber que le long des tronçons séparés par les lisses de bardages, donc la longueur de flambement est l'espacement entre les lisses $l_{kz} = 1.5 \text{ m}$

Pour HEA180, les rayons de giration sont : $i_y = 7.47 \text{ cm}$; $i_z = 4.52 \text{ cm}$

• Calcul Des élancements

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{852}{7.47} = 114.05$$

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{150}{4.52} = 33.185$$

• Calcul des élancements critiques

$$\text{Acier S235} \quad \varepsilon = \left(\frac{235}{f_y}\right)^{0.5} = 1 \quad \text{Donc } \lambda_{cr} = 93.9\varepsilon = 93.9$$

- **Classe de la section**

Classe de la semelle : (comprimée)

$$\frac{c}{tf} = \frac{b}{2tf} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{18}{2 * 0.95} = 9.47 \leq 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

Classe de l'âme : (Flexion composée)

$$\frac{d}{tw} \leq 72\varepsilon \Rightarrow \frac{122}{6} = 20.33 \leq 72 \rightarrow \text{ame de classe 1}$$

- **Calcul des élancements réduits**

Le HEA 180 est de classe 1 $\mapsto \beta_w = 1$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} * \sqrt{\beta_w} = 1.21 > 0.2$$

\rightarrow il y a un risque de flambement $y - y'$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} * \sqrt{\beta_w} = 0.35 > 0.2$$

\rightarrow il y a un risque de flambement $z - z'$

- **Calcul le coefficient de réduction X_{min}**

$$\frac{h}{b} = \frac{171}{180} = 0.95 < 1.2$$

$$tf = 9.5 < 100mm$$

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flambement / } y'y : \text{ courbe (b)} \\ \text{Flambement / } z'z : \text{ courbe (c)} \end{array} \right.$

On utilise la formule suivante

$$\frac{Nsd}{X_{min} \times \left(\frac{Afy}{\gamma_{m1}}\right)} + \frac{kl \times My, sd}{wply \left(\frac{fy}{\gamma_{m1}}\right)}$$

- **Calcul le coefficient de réduction χ_{mi}**

$$\phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,598$$

$$\phi_y = 0,5 \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 1,403$$

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur d'implification
y-y	B	0,34
z-z	C	0,49

Tableau 3-5 Courbe de flambement en fonction de facteur d'amplification

$$X_y = \frac{1}{(\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 + \lambda y^2})} = 0.323$$

$$X_z = \frac{1}{(\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 + \lambda z^2})} = 0.636$$

$\chi_{min} = \min(\chi_y ; \chi_z)$ choix de la courbe de flambement d'après **tableau 5.5.3**

Eurocode 3 partie 1-1

▪ **Calcul de K_y**

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta M_y - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - w_{el,y}}{W_{el,y}} \right)$$

$$\mu_y = -1.58 \leq 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{X_y \cdot A \cdot f_y} = 1,004$$

$$\frac{N_{sd}}{X_z \times \left(\frac{A f_y}{m_1} \right)} + \frac{k_y \times M_{y, sd}}{w_{ply} \left(\frac{f_y}{m_1} \right)} = 0.37 < 1 \text{ (condition vérifiée)}$$

▪ **Vérification au déversement**

$$\frac{N_{sd}}{X_z \times \frac{A f_y}{m_1}} + \frac{k_y \times M_{y, sd}}{w_{ply} \left(\frac{f_y}{m_1} \right)}$$

$$k_{lt} = 1 - \frac{\mu_{lt} \cdot N_{sd}}{X_y \cdot A \cdot f_y} = 1 ; U_{lt} = -0.132$$

– **Calcul de λ_{lt}**

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l}{i_z}}{\sqrt{c_1 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0.125}}}$$

$$\lambda_{LT} = 214.73$$

$$\lambda_{lt} = 162,88 / 93,9 = 2.28 > 0,4$$

⇒ (il y a risque de déversement)

$$\phi_{lt} = 2,57, \alpha_{LT} = 0.49$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{lt} \times \frac{A f_y}{m_1}} + \frac{k_{lt} \times M_{y, sd}}{w_{ply} \left(\frac{f_y}{m_1} \right)} = 0.01 < 1 \text{ (condition vérifiée)}$$

On peut conclure que le **HEA 180** convient comme potelet pour notre structure.

3.6 Calcul de l'escaliers :

Les escaliers sont des éléments qui permettent l'accès aux différents étages du bâtiment. Dans notre projet, on a un seul type d'escalier métallique qui est composé de deux volées liées à un palier de repos, ce dernier se compose d'une solive encastrée aux poteaux, la volée est constituée de deux limons, et des marches constituées par des cornières de support et de tôle striée.

3.7 Définition :

- **Un palier** : dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée, est une aire plane située à chaque étage au départ et à l'arrivée d'une volée d'escaliers.
- **Une volée** : c'est une partie droite ou courbée d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- **Limon** : c'est une partie rampante d'un escalier dans laquelle s'assemblent les marches et contremarches.
- **Giron** : c'est la largeur d'une marche d'escalier, mesurée entre l'aplomb de deux contremarches successives.

✓ **Avantage des escaliers métalliques :**

L'escalier en métal est un escalier pré-usiné, La structure d'acier vient en deux ou trois morceaux qui sont assemblés, par boulons, sur place et elle est ensuite recouverte de marches, de contremarches et de limons.

La préfabrication sur mesure et le calcul informatisé des dimensions assurent aussi une grande précision et une qualité uniforme du travail.

Economie de mains d'œuvres et temps de travail.

✓ **Inconvénients des escaliers métalliques :**

L'entretien et protection contre la corrosion.

3.8 Choix des dimensions :

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

$$60\text{cm} \leq g + 2.h \leq 64\text{cm} \quad \text{avec } h = \frac{H}{n}$$

3.9 Prédimensionnement de l'escalier du RDC :

h : Hauteur D contre marche donné par : $16\text{cm} \leq h \leq 18\text{ cm}$

l : Largeur de la marche (giron) donné par : $25\text{cm} \leq h \leq 32\text{ cm}$

n : Nombre de contremarche.

H : Hauteur à franchir avec une volée $H=2.21$

La condition assurant le confort de l'escalier est donnée par la relation de BLONDEL

$$60\text{ cm} \leq g + 2 h \leq 64\text{ cm}$$

Avec :

Si on prend $h = 16\text{ cm}$ $n = \frac{2.21}{16} = 13.81$ contremarches

Donc on prend 14 contremarches :

$$n - 1 = 14 - 1 = 13 \text{ (marche)}$$

Application de la règle de BLONDEL :

$$60\text{ cm} \leq g + 2h \leq 64\text{ cm}$$

$$60 - 2 \times h \leq g \leq 64 - 2 \times h$$

$$60 - 2 \times 16 \leq g \leq 64 - 2 \times 16$$

$$28\text{ cm} \leq g \leq 32\text{ cm}$$

On prend : $g = 28\text{ cm}$

$$\text{Angle d'inclinaison } \alpha = \text{arc tg} = \frac{2.21}{3.6} = 0.613 \quad \alpha = 31.54^\circ$$

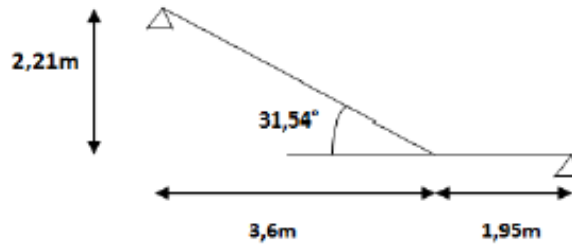


Figure 3-12 Schéma statique d'escaliers.

✓ **Évaluation des charges :**

a) Charges permanentes :

Garde-corps $0.02 \times 78.5 = 1.57 \text{ KN/m}^2$.

Tôle striée (5 mm) $0.005 \times 78.5 = 0.40 \text{ KN/m}^2$.

$$G = 1.97 \text{ KN/m}^2$$

b) Charges d'exploitation

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

✓ Pré dimensionnement de la Cornière :

Les cornières sont sollicitées par :

$$G = 1.97 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2.$$

Chaque cornière reprend la moitié de la charge.

✓ Combinaison de charge :

ELU :

$$= (1.35 G + 1.5 Q) \times \frac{0.28}{2}$$

$$= (1.35 \times 1.97 + 1.5 \times 2.5) \times 0.28 / 2$$

$$= 0.897 \text{ KN/m}.$$

ELS:

$$= (G+Q) \times \frac{0.28}{2}$$

$$= (1.97 + 2.5) \times 0.28 / 2 = 0.626 \text{ KN/m}$$

$$=0.626\text{KN/m}$$

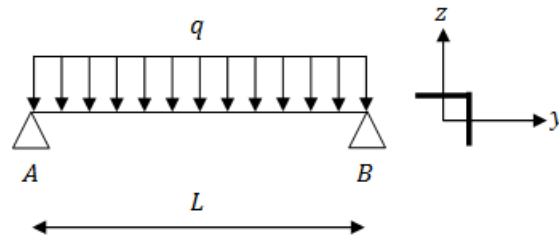


Figure 3-13 Schémas statique de la cornière

Condition de flèche :

$$\text{Il faut vérifier : } f_{cal} \leq f_{adm}$$

Avec :

$$\frac{5 \times q_{ser} \times l^4}{384 \times E \times I_Y}$$

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

$$I_Y > 300 \times \frac{5 \times q_{ser} \times l^3}{384 \times E} = 300 \times \frac{5 \times 0.626 \times 10^{-2} \times 160^2}{384 \times 21000} = 4.47 \text{ cm}^4$$

Soit une cornière à ailes égale L40x40x5 avec les caractéristiques suivantes

$$I_Y = I_Z = 5.43 \text{ cm}^4$$

$$W_{ely} = W_{elz} = 1.91 \text{ cm}^3$$

$$G_{corniere} = 0.0297 \text{ Kn/m}$$

3.9.1 Vérification en tenant compte du poids du profilé :

- **La flèche :**

$$f_{cal} \leq f_{adm}$$

$$Q = G_{corniere} = 0.626 + 0.0297 = 0.0656 \text{ Kn/m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 0.656 \times 10^{-2} \times 160^4}{384 \times 21000 \times 5.43} = 0.49 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{160}{300} = 0.53 \text{ cm vérifiée}$$

- **La résistance :**

Il faut vérifier que : $M_{sd} < M_{rd}$ $M_{sd} = \frac{q l^2}{8}$

$$q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times \frac{G}{2} + 1.35 \times (G_{corniere})$$

$$q_u = (1.35 \times 1.97 + 1.5 \times 2.5) \times \frac{0.28}{2} + 1.35 \times (0.0297) = 0.94 \text{ Kn/m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{0.94 \times 1.60^2}{8} = 0.30 \text{ Kn/m}$$

$$M_{rd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1.91 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 0.45 \text{ Kn/m} > 0.30 \text{ Kn/m} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

• Vérification au Cisaillement :

$$v_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{0.94 \times 1.60}{2} = 0.752 \text{ Kn}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{m0}} = \frac{1.6 \times \frac{23.5}{\sqrt{3}}}{1} = 21.71 \text{ Kn} > 0.752 \text{ Kn}$$

$$V_{pl,rd} > v_{sd} \Rightarrow \text{Vérifier}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors L40x40x5 convient comme cornière de support.

Conclusion : on choisit pour la cornière de support une cornière L40x40x5

3.10 Pré dimensionnement du limon :

Le limon est l'élément qui supporte le poids total de l'escalier et qui permet aux marches de prendre appui.

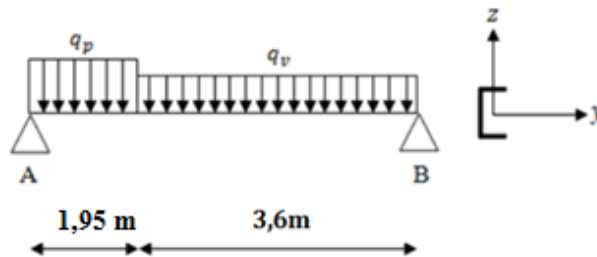


Figure 3-14 charges appliquées sur un limon.

3.10.1 Evaluation de charges :

- **Volée :**

Charges permanentes :

-Poids estimé de 2 limon (UPN160) : $2 \times 0.189 = 0.378 \text{ KN/m}$.

-Cornière (40 40 5) : $2 \times 0.0297 = 0.0594 \text{ KN/m}$.

-Tôle striée d'épaisseur ($e = 5\text{mm}$) : $0.005 \times 78.5 = 0.40 \text{ KN/m}^2$

-Garde-corps : $0.02 \times 78.5 = 1.57 \text{ KN/m}^2$.

-Charge totale : $G_v = (0.40 \times 1.60) + (1.57 \times 1) + 0.0594 + 0.0378 = 2.31 \text{ KN/ml}$

- **Palier :**

Charges permanentes :

- Revêtements en carrelage ($e=2\text{cm}$) : $0.2 \times 2 = 0.4 \text{ KN/m}^2$

- Mortier de pose ($e=1.5 \text{ cm}$) : $0.2 \times 1.5 = 0.3 \text{ KN/m}^2$

- Dalle en béton armé ($e=10 \text{ cm}$) : $0.1 \times 25 = 2.5 \text{ KN/m}^2$

- Tôle type TN 40 : 0.15 KN/m^2

$GP = 3.35 \text{ Kn/m}^2$

a) Charges d'exploitation :

$Q = 2.5 \text{ kn/m}^2$

$Q = 2.5 \times \frac{1.6}{2} = 2 \text{ Kn/m}$

La charge revenant au limon est :

$$Q_v = \frac{G_v + Q}{2} = \frac{2.31 + 2}{2} = 2.155 \text{ Kn/m}$$

$$Q_v = \frac{(G_p + Q) \times E_m}{2} = \frac{(3.35 + 2) \times 1.6}{2} = 4.28 \text{ Kn/m}$$

E_m : La longueur de la marche

$Q = \max(q_v; q_p) = 4.28 \text{ Kn/m}$

3.10.2 Condition de flèche :

Il faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{adm}$

Avec :
$$f_{cal} = \frac{5 \times q_p \times l^4}{384 \times E \times I_Y} \leq f_{adm} = \frac{l}{300}$$

$$I_y = 300 \times \frac{5 \times q \times l^3}{384 \times E} = 300 \times \frac{5 \times 4.28 \times 10^{-2} \times 555^3}{384 \times 21000} = 1331.80 \text{ cm}^4$$

Soit un UPN 180 avec les caractéristiques suivantes :

$$I_y = 1350 \text{ cm}^4$$

$$W_{ply} = 179 \text{ cm}^3$$

$$G_{profilé} = 0.220 \text{ Kn/m}$$

$$A_{vz} = 15.09 \text{ cm}^2$$

3.10.3 Vérification en tenant compte du poids du profilé :

- **La flèche :**

$$q' = q + G_{profilé} = 4.28 + 0.22 = 4.5 \text{ Kn/m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 4.5 \times 10^{-2} \times 555^4}{384 \times 21000 \times 1350} = 1.90 \text{ cm} > \frac{555}{300} = 1.85 \text{ cm} \Rightarrow \text{n'est pas vérifiée}$$

Donc on augmente la section à un UPN 200 avec les caractéristiques suivantes :

$$I_y = 1910 \text{ cm}^4$$

$$W_{ply} = 228 \text{ cm}^3$$

$$G_{profilé} = 0.252 \text{ Kn/m}$$

$$A_{vz} = 17.71 \text{ cm}^2$$

3.10.4 Vérification en tenant compte du poids du profilé :

- **La flèche :**

$$q' = q + G_{profilé} = 4.28 + 0.252 = 4.53 \text{ Kn/m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 4.53 \times 10^{-2} \times 555^4}{384 \times 21000 \times 1910} = 1.35 \text{ cm} < \frac{555}{300} = 1.85 \text{ cm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

- **La résistance :**

$$\text{Charge totale : } G_v = (0.40 \times 1.60) + (1.57 \times 1) + 0.0594 + 0.252 \times 2 = 2.77 \text{ KN/ml}$$

$$Q_v = \frac{1.35 \times G_v + 1.5 \times Q}{2} = \frac{1.35 \times 2.77 + 1.5 \times 2.5}{2} = 3.74 \text{ Kn/m}$$

$$Q_p = \frac{(1.35 \times G_p + 1.5 \times Q) \times E_m}{2} = \frac{(1.35 \times 3.35 + 1.5 \times 2.5) \times 1.6}{2} = 6.62 \text{ Kn/m}$$

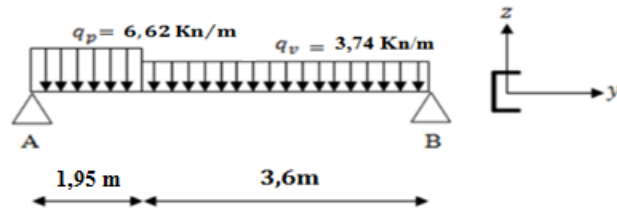


Figure 3-15. les charges appliquer sur le limon.

Le limon est considéré comme une poutre isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les réactions d'appuis et le moment maximal

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 26.11 \text{ Kn}$$

$$\sum \left(\frac{M}{A} \text{ et B} \right) = 0 \Rightarrow R_A = 11.245 \text{ Kn}$$

$$R_B = 14.865 \text{ Kn}$$

• Calcul des efforts internes

$$\left\{ \begin{array}{l} 0 \leq x \leq 1.95 \\ M_z = -3.31 \times X^2 + 11.245 \times x \\ T_y = 6.62 \times x + 11.245 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} X=0 \Rightarrow & M_z = 0 \text{ Kn.m} \quad T_y = -11.245 \text{ Kn} \\ X=1.95 \Rightarrow & M_z = 9.40 \text{ Kn.m} \quad T_y = 1.40 \text{ Kn} \end{array} \right.$$

Le moment est maximum pour : $x = \frac{11.235}{6.62} = 1.70 \text{ m} < 1.91 \text{ m}$

$$0 \leq x \leq 3.6$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_z = -1.84 \times X^2 + 14.865 \times x \\ T_y = -3.74 \times x + 14.865 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} X=0 \Rightarrow & M_z = 0 \text{ Kn.m} \quad T_y = 14.865 \text{ Kn} \\ X=3.6 \Rightarrow & M_z = 29.66 \text{ Kn.m} \quad T_y = 1.40 \text{ Kn} \end{array} \right.$$

Le moment est maximum pour : $x = \frac{14.865}{3.59} = 4.14 \text{ m} < 3.6 \text{ m}$

$M_{\max} = 29.66 \text{ Kn.m}$

Donc les efforts maximums sont :
$$\left\{ \begin{array}{l} M_{sd} = 29.66 \text{ Kn.m} \\ V_{sd} = R_A = 14.865 \text{ Kn} \end{array} \right.$$

$$M_{rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{288 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 67.68 \text{ Kn.m} > 29.66 \text{ Kn.m} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

- **Cisaillement :**

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{m0}} = \frac{17.71 \times \frac{23.5}{\sqrt{3}}}{1} = 240.28 \text{ Kn} > 14.865 \text{ Kn}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Conclusion : on choisit pour le limon et pour la volée un **UPN200**.

CHAPITRE 4

ETUDE DU PLANCHER MIXTE

4.1 Introduction

Le plancher mixte est un plancher béton & acier, composé d'une couche en béton armé connecté aux semelles supérieures des solives par des éléments de liaison appelés connecteurs dont le rôle est de rendre solidaire les solives en acier avec la dalle de béton en évitant tout glissement relatif. Une telle dalle est dite collaborante, elle participe à l'inertie globale du plancher.

4.2 Etude du plancher collaborant :

Notre projet dispose de 1 planchers collaborant à usage de stockage avec les caractéristiques suivantes :

- Dalle en béton armé d'épaisseur $t=12\text{cm}$
- Coefficient d'équivalence (acier/béton) : $n= 210000/30500=6,88$
- Coefficient de retrait du béton : $\varepsilon=2\times 10^{-2}$
- Contrainte admissible des matériaux :
- Pour l'acier S235 : $f_y=235\text{ MPa}$
- Pour le béton : $f_{c28}=25\text{ MPa}$.

4.3 Vérification des solives :

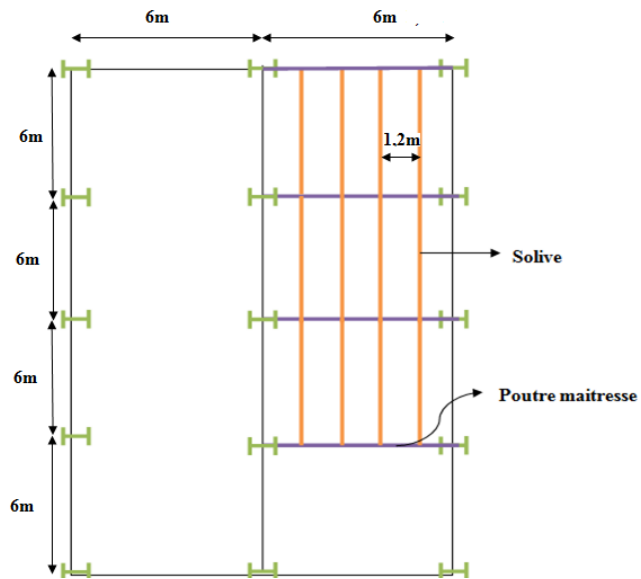


Figure 4-1 schéma de la disposition des solives

4.3.1 Phase de réalisation :

Le profilé en acier travaille seul et les charges de la phase de construction sont :

- Le poids propre de la tôle : $G_{\text{tôle}} = 0,15 \text{ KN/m}^2$
- Le poids propre du béton frais : $G_{\text{béton}} = 2,5 \text{ KN/m}^2$
- La surcharge construction (ouvrier) : $Q_{\text{ouvrier}} = 1 \text{ KN/m}^2$

A. Combinaison des charges :

D'après notre disposition des solives on a un entre axe : $e_{\text{solive}} = 1,2 \text{ m}$

ELU :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times e = [1,35(2,5 + 0,15) + 1,5 \times 1] \times 1,2 = 6,093 \text{ KN/m}$$

ELS :

$$q_s = (G + Q) \times e = [(2,5 + 0,15) + 1] \times 1,2 = 4,02 \text{ KN/m}$$

4.3.1.1 Condition de la flèche :

On adopte un étayement à mi- travée, à partir de la condition de la flèche :

$$f_{cal} \leq f_{adm}$$

$$\frac{2.05 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{l}{250}$$

$$I_y \geq \frac{250 \times 2.05 \times 4.02 \times 10^{-2} \times 300^3}{384 \times 21000} = 68.981 \text{ cm}^4$$

Soit ,on adopte un **IPE100** avec **I_y=171 cm⁴**

4.3.1.2 Condition de la résistance :

Il faut vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

En prenant compte du poids propre réel du profilé :

$$q_u = 6.093 + 0.081 \times 1,2 = 6.190 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 4,02 + 0.081 = 4.101 \text{ KN/m}$$

$$\frac{q_u \times l^2}{8} \leq \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\frac{6.190 \times 3^2}{8} < \frac{39.4 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1.1}$$

$$6.963 \text{ Kn.m} < 8.417 \text{ Kn.m}$$

La condition de la résistance est donc vérifiée.

4.3.1.3 Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{plrd}$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{6.190 \times 3}{2} = 9.285 \text{ Kn}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} \times \left(\frac{F_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m1}} = \frac{5.1 \times 13.567}{1.1} = 62.901 \text{ Kn}$$

$$V_{sd} = 9.289 \text{ Kn} < V_{plrd} = 62.901 \text{ Kn} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$V_{sd} \leq 0,5V_{plrd} \rightarrow$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Toutes les conditions sont vérifiées, avec l'utilisation d'un étayement en phase de construction. Donc l'IPE 100 convient comme solive pour le plancher à usage stockage.

4.3.2 Phase finale :

On commence par le dimensionnement du plancher. Le béton ayant durci en cette phase, donc le profilé et la dalle (la section mixte) travaillent ensemble, ce qui nous donne les charges suivantes :

- Revêtement en carrelage +mortier de pose +accessoires : 1.7 KN/m²
- Poids propre du béton sec : 2.5 KN/m²
- Poids de la tôle (TN40) : 0.15 KN/m²
- Poids propre du profile (IPE100) : 0.081 KN/m
- Surcharge de construction (usage stockage) : 3.5 KN/m²

A. Combinaison de charges :

$$ELU : q_u = 1,35 \times 0,081 + (1,35 \times 4,35 + 1,5 \times 3,5) \times 1,2 = 13,456 \text{ KN/m.}$$

$$ELS : q_s = 0,081 + (4,35 + 3,5) \times 1,2 = 9,01 \text{ KN/m.}$$

4.3.2.1 Vérification de la résistance à l'ELU :

On vérifiera la condition suivante : $s_d \leq M_{plrd}$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{13,456 \times 6^2}{8} = 60,552 \text{ Kn.m}$$

- **Calcul de l'axe neutre plastique (ANP) :**
 - Calcul de la largeur efficace :**

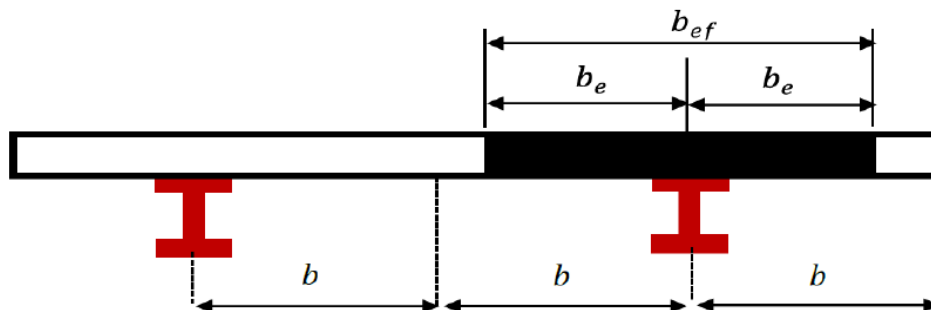


Figure 4-2 largeur participante d'une dalle mixte.

$$be = \min \left[\frac{l_0}{8} ; \frac{b}{2} \right] = \min [0,75 ; 0,6] = 0,6m$$

$$beff = 2be = 1.2 m$$

Avec : l_0 : largeur de la solive.

b : l'entraxe des solives.

b) Calcul des résistances plastiques du profilé en traction F_a et F_c de la dalle en compression :

$$F_a = \frac{A}{\gamma_{ma}} \times f_y = \frac{10.3}{1.1} \times 23.5 = 220.045 \text{ Kn}$$

$$F_c = beff \times hc \times \frac{0.85F_{c28}}{\gamma_b} = 120 \times 8 \times \frac{0.85 \times 2.5}{1.5} = 1360 \text{ Kn.m}$$

$F_a \leq F_c \Rightarrow$ L'ANP se situe dans la dalle de compression.

c) Calcul de la distance entre l'ANP et la face supérieure de la dalle de compression:

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff} \times \left(\frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \right)} = \frac{220.045}{120 \times \left(\frac{0.85 \times 2.5}{1.5} \right)} = 1.294 \text{ cm} < 8 \text{ cm}$$

\Rightarrow l'ANP passe par la dalle.

• Calcul du moment plastique résistant :

$$M_{plrd} = F_a \times \left(\frac{h_a}{2} + h_p + hc - \frac{Z}{2} \right)$$

$$M_{plrd} = 220.045 \left(\frac{10}{2} + 4 + 8 - \frac{1.294}{2} \right) \times 10^{-2}$$

$$M_{plrd} = 35.983 \text{ KN.m.}$$

$$M_{sd} = 60.844 \text{ Kn.m} > M_{plrd} = 35.983 \text{ KN.m}$$

\Rightarrow La condition de la résistance n'est pas vérifiée.

La condition de la résistance n'est pas vérifiée on augmente à un IPE140 et on refait les calculs :

$$\underline{ELU} : q_u = 1,35 \times 0,129 + (1,35 \times 4,35 + 1,5 \times 3,5) \times 1,2 = 13.520 \text{ KN/m}$$

$$\underline{ELS} : q_s = 0,129 + (4,35 + 3,5) \times 1,2 = 9.549 \text{ KN/m}$$

On vérifiera la condition suivante : $sd \leq M_{plrd}$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{13.520 \times 6^2}{8} = 60.84 \text{ Kn.m}$$

- **Calcul des résistances plastiques du profilé en traction F_a et F_c de la dalle en de compression :**

$$F_a = \frac{A}{\gamma_{ma}} \times f_y = \frac{16.4}{1.1} \times 23.5 = 350.363 \text{ Kn}$$

$$F_c = b_{eff} \times h_c \times \frac{0.85 F_{c28}}{\gamma_b} = 120 \times 8 \times \frac{0.85 \times 2.5}{1.5} = 1360 \text{ Kn.m}$$

$F_a \leq F_c \Rightarrow L'ANP$ se situe dans la dalle de compression.

- **Calcul de la distance entre l'ANP et la face supérieure de la dalle de compression :**

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff} \times \left(\frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \right)} = \frac{350.363}{120 \times \left(\frac{0.85 \times 2.5}{1.5} \right)} = 2.06 \text{ cm} < 8 \text{ cm}$$

$\Rightarrow l'ANP$ passe par la dalle.

- **Calcul du moment plastique résistant :**

$$- M_{plrd} = F_a \times \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z}{2} \right) = 350.363 \left(\frac{14}{2} + 4 + 8 - \frac{2.06}{2} \right) = 62.96 \text{ KN.m}$$

$$- M_{sd} = 60.84 \text{ Kn.m} < M_{plrd} = 62.96 \text{ KN.m}$$

\Rightarrow La condition de la résistance est vérifiée.

4.3.2.2 Vérification de la flèche :

$$f_{cal} \leq f_{adm}$$

$$\frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E_a \times I_m} \leq \frac{l}{200}$$

$$\frac{5 \times 9.549 \times 300^4 \times 10^{-2}}{384 \times 21000 \times 541.2} \leq \frac{300}{250}$$

$$0,886 \text{ cm} < 1,2 \text{ cm}$$

La flèche est donc vérifiée.

- **Calcul du moment d'inertie de la section mixte I_m :**

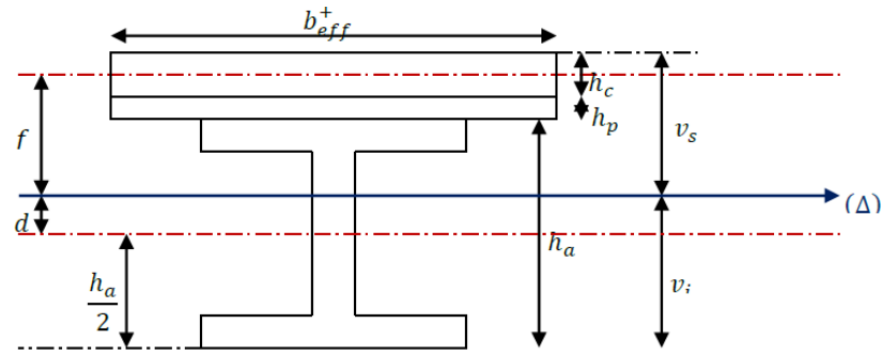


Figure 4-3 position de l'axe neutre (Δ)

- v_i : position de la fibre la plus tendue de l'acier par rapport à l'axe neutre.
- v_s : position de la fibre la plus tendue du béton par rapport à l'axe neutre.

$$I_m = I_a + A_a \times d^2 + \frac{b_{eff}(h_c + h_p)^3}{12\eta} + \frac{b_{eff}(h_c + h_p)}{\eta} f^2$$

$$\eta = 2n = 2 \times 6,88 = 13,76$$

$$S = A_a + \frac{b_{eff}(h_c + h_p)}{\eta} = 16,4 + \frac{120 \times (8+4)}{13,76} = 121,051 \text{ cm}^2$$

$$d = \frac{b_{eff}(h_c + h_p)}{\eta} \times \frac{(h_c + h_p + h_a)}{2S} = \frac{120(8+4)}{13,76} \times \frac{(8+4+14)}{2 \times 121,051} = 11,23 \text{ cm}$$

$$v_s = \frac{h_a}{2} + (h_c + h_p) - d = \frac{14}{2} + 8 + 4 - 11,23 = 7,77 \text{ cm}$$

$$v_i = \frac{h_a}{2} + d = \frac{14}{2} + 11,23 = 18,23 \text{ cm}$$

$$f = \frac{(h_c + h_p + h_a)}{2} - d = \frac{8+4+14}{2} - 11,23 = 1,77 \text{ cm}$$

$$I_m = 5776,802 \text{ cm}^4$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 9,549 \times 600^4 \times 10^{-2}}{384 \times 21000 \times 5776,802} \leq \frac{600}{200}$$

$$1,328 \text{ cm} \leq 3 \text{ cm}$$

La condition de la flèche est **vérifiée**.

4.3.2.3 Vérification du cisaillement :

$$V_{sd} \leq V_{plrd}$$

$$q_u = 13,52 \text{ Kn.m}$$

$$V_{sd} = \frac{q_{u \times l}}{2} = \frac{13.52 \times 6}{2} = 40.56 \text{ Kn}$$

$$V_{prld} = A_{vz} \times \frac{\left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m1}} = \frac{7.64 \times \left(\frac{23.5}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m1}} = 94.234 \text{ Kn}$$

$$V_{sd} = 40.68 \text{ Kn} \leq V_{prld} = 94.234 \text{ Kn}$$

La condition au cisaillement est **vérifiée**.

4.4 Calcul des contraintes :

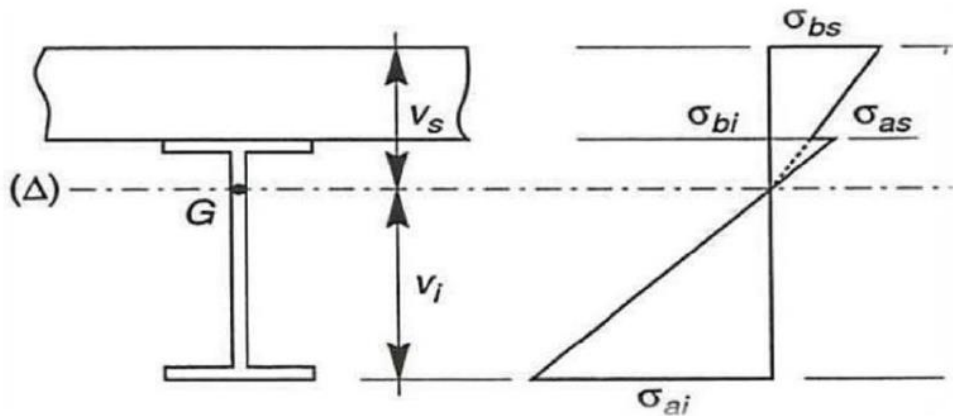


Figure 4-4 diagrammes de contraintes en flexion simple.

4.4.1 Contraintes dues au moment fléchissant :

A. Contraintes dans la poutre en acier :

-Traction dans la fibre inférieure :

$$\delta_{ai} = \frac{-M_{sd}}{I_m} \times \vartheta_i = \frac{-60.84}{5776.802} \times 18.23 \times 10^3 = -191.994 \text{ Mpa}$$

-Compression dans la fibre supérieure :

$$\delta_{as} = \frac{M_{sd}}{I_m} \times |[V_s - (h_c + h_p)]| = \frac{60.84}{5776.802} \times |[7.77 - (8 + 4)]| \times 10^3$$

$$\delta_{as} = 44.549 \text{ Mpa}$$

B. Contrainte dans la dalle de compression :

- Compression dans la fibre inférieure :

$$\delta_{bi} = \frac{Msd}{\eta \times Im} |[Vs - (hp + hc)]| = \frac{60.84}{13.76 \times 5776.802} \times |[7.77 - (8 + 4)]| \times 10^3 = 3.237 \text{ Mpa}$$

$$\delta_{bs} = \frac{Msd}{\eta \times Im} \times Vs = \frac{60.84}{13.76 \times 5776.802} \times 7.77 \times 10^3 = 5.947 \text{ Mpa}$$

B. Contrainte due au retrait :

- Calcul de β :

$$\beta = \frac{hc + hp + ha}{2} = \frac{8+4+14}{2} = 13 \text{ cm}$$

- Calcul de α :

$$\alpha = \frac{Iy}{Aa \times \beta} = \frac{541.2}{16.4 \times 13} = 2.538 \text{ cm}$$

$$B = \text{beff} \times (hp + hc) = 120(8 + 4) = 1440 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{B \times Ea \times \varepsilon \times \beta \times Aa}{(\eta \times Iy \times Aa) + (B \times Iy) + (B \times Aa \times \beta^2)}$$

$$K = \frac{1440 \times 21000 \times 2 \times 10^{-4} \times 13 \times 16.4}{(13.76 \times 541.2 \times 16.4) + (1440 \times 541.2) + (1440 \times 16.4 \times 13^2)}$$

$$K = 0.208 \text{ Kn.m}$$

- Calcul de Y_1 :

$$Y_1 = \frac{h_a}{2} + \alpha = \frac{14}{2} + 2.538 = 9.538 \text{ cm}$$

- Calcul de Y_2 :

$$Y_2 = Y_1 + h_c + h_p = 9.538 + 8 + 4 = 21.538 \text{ cm}$$

Alors les valeurs des contraintes sont :

$$\delta_{as} = K \times Y_1 = 0.208 \times 9.538 \times 10 = 19.839$$

$$\delta_{ai} = K \times (h_a - Y_1) = 0.208 \times (14 - 9.538) \times 10 = 9.280$$

$$\delta_{bi} = -\frac{(Ea \times \varepsilon - KY_1)}{\eta} = -\frac{(21000 \times 2 \times 10^{-4} - 0.208 \times 9.538 \times 10)}{13.76} = -1.136 \text{ Mpa}$$

$$\delta_{bs} = \frac{(Ea \times \varepsilon - K \times Y_2)}{\eta} = \frac{(21000 \times 2 \times 10^{-4}) - 0.208 \times 21.538 \times 10}{13.76} = -2.950 \text{ Mpa}$$

Donc les contraintes finales sont :

$$\sigma_{as} = 19.839 + 44.549 = 64.388 \text{ Mpa} < f_y = 235 \text{ Mpa} \quad \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{ai} = 9.280 - 191.994 = -182.714 \text{ Mpa} < f_y = 235 \text{ Mpa} \quad \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{bi} = -1.136 + 3.237 = \mathbf{2.101 \text{ Mpa}} < \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ Mpa} \quad \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{bs} = -2.950 + 5.974 = \mathbf{3.024 \text{ Mpa}} < \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ Mpa} \quad \text{Vérifiée}$$

4.5 Calcul de la poutre maitresse :

Les poutres porteuses (sommiers) sont des éléments structuraux qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux. Elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion (flexion simple plan).

- **Caractéristiques du plancher :**

- Portée du sommier : $L = 6 \text{ m}$
- Entre axe des sommiers : $e_{\text{sommier}} = 6 \text{ m}$
- Entre axe des solives : $e_{\text{solive}} = 1.2 \text{ m}$
- Charges permanentes du plancher : $G = 4.35 \text{ KN/m}^2$
- Surcharges d'exploitation : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$
- Poids de la solive : $G_{\text{solive}} = 0.129 \text{ KN/m}$
- Les solives exercent des charges concentrées sur le sommier avec :

$$P_{\text{solive}} = G_{\text{solive}} \times E_{\text{sommier}} = 0.129 \times 6 = 0.774 \text{ Kn}$$

4.5.1 Vérification de la flèche :

Pour calculer les efforts internes de cette poutre, on utilise le principe de superposition.

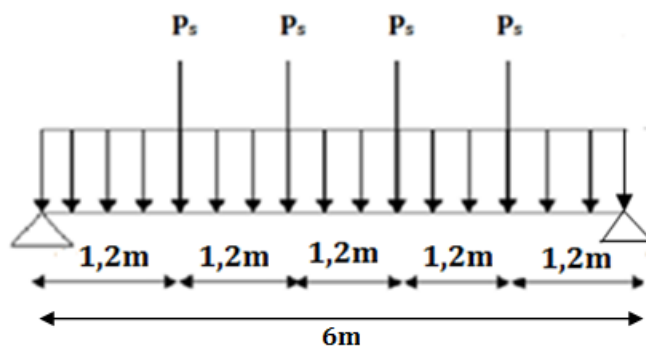


Figure 4-5 Schéma statique du sommier.

On considère le sommier soumis à une charge répartie P_s sur sa longueur.

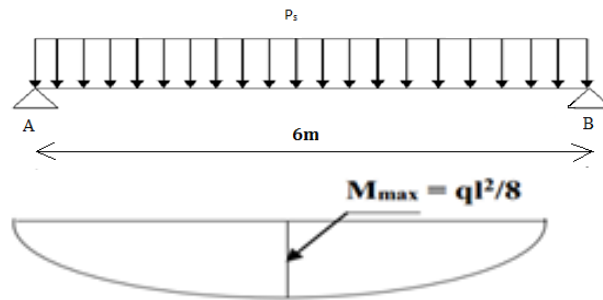


Figure 4-6 Schéma statique du sommier sous charge répartie.

- **Combinaisons de charges :**

$$P_s = (G + Q) \times e_{\text{sommier}} = (4,35 + 3.5) \times 6 = 47,1 \text{ Kn/m}$$

Il faut vérifier que :

$$f_{\text{cal}} = \frac{5}{384} \times \frac{P_s \times L^4}{E \times I_{y1}} \leq f = \frac{L}{250}$$

$$I_{y1} = 250 \times \frac{5}{384} \times \frac{P_s \times L^3}{E} = 250 \times \frac{5}{384} \times \frac{47.1 \times 10^{-2} \times 600^3}{21000} = 15770.09 \text{ cm}^4$$

On choisit **HEA300** ($I_y = 18263.5 \text{ cm}^4$)

4.5.2 Vérification de la résistance :

$$P_u = 1,35(G \times e_{\text{sommier}} + G_{\text{profile}}) + 1,5Q \times e_{\text{sommier}}$$

$$P_u = 1,35 (4.35 \times 6 + 0.883) + 1,5 \times 3.5 \times 6$$

$$P_u = 67.93 \text{ Kn/m}$$

$$M_{sd} = \frac{P_u \times L^2}{8} = \frac{67.93 \times 6^2}{8} = 305.68 \text{ Kn.m}$$

$$M_{plrd} = W_{ply} \times \frac{F_y}{\gamma_m} = 1383.3 \times \frac{23.5}{1.1} = 295.52 \text{ Kn.m}$$

$M_{plrd} < M_{sd}$ la condition n'est pas vérifiée, on augmente la section.

On choisit **HEA 320**

$$P_u = 1,35(G \times e_{\text{sommier}} + G_{\text{profile}}) + 1,5Q \times e_{\text{sommier}}$$

$$P_u = 1,35 (4.35 \times 6 + 0.976) + 1,5 \times 3.5 \times 6$$

$$P_u = 68.05 \text{ Kn/m}$$

Il faut vérifier que :

$$M_{sd} = \frac{P_u \times L^2}{8} = \frac{68.05 \times 6^2}{8} = 306.225 \text{ Kn.m}$$

$$M_{plrd} = W_{ply} \times \frac{F_y}{\gamma_m} = 1628.1 \times \frac{23.5}{1.1} = 347.8 \text{ Kn.m}$$

$$M_{sd} < M_{plrd}$$

La résistance est vérifiée.

- **Vérification de la flèche :**

$$f_{cal} = \frac{5}{384} \times \frac{P_s \times L^4}{E \times I_{y1}} \leq f = \frac{L}{250}$$

$$2.384 \leq 2.4$$

⇒ La flèche est vérifiée.

4.5.3 Vérification au cisaillement :

$$V_{sd} = q_u \times \frac{L}{2} = \frac{41.1 \times 23.5}{2} = 204.15 \text{ Kn.m}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} \times F_y}{\gamma_{m1} \times \sqrt{3}} = 506.939$$

$$V_{sd} = 204.15 \text{ Kn.m} < V_{plrd} = 506.939 \text{ Kn.m}$$

⇒ Le cisaillement est **vérifiée**.

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte **HEA 320** comme sommier pour le plancher.

4.5.4 Ferrailage de la dalle du plancher :

- **Combinaisons d'actions :**

ELU:

$$P_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$P_u = 1,35 \times 4,35 + 1,5 \times 3,5 = 11.12 \text{ Kn/m}$$

ELS:

$$P_s = G + Q = 4,35 + 3,5 = 7.85 \text{ Kn/m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.2}{6} = 0.2 < 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens } l_x$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times q_x^2}{8} = \frac{11.12 \times 1.2^2}{8} = 2.00 \text{ Kn.m}$$

- **Moment en travée et en appuis :**

Moment en travée : $M_t = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 2 = 1,7 \text{ Kn.m.}$

Moment sur appuis : $M_a = 0,4 \times M_0 = 0,4 \times 2 = 0,8 \text{ Kn.m.}$

4.5.5 Calcul des armatures en travée :

$$b = 1 \text{ m}$$

$$h = 10 - 3,5 = 6,5 \text{ cm} = 0,065 \text{ m}$$

$$d = 0,9h = 0,058 \text{ m}$$

$$u_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = < 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.576$$

$$z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.044 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_t}{z \cdot F_t} = \frac{1.7 \times 10^{-2}}{0.044 \times 348} = 1.11 \text{ cm}^2$$

Donc : on ferraille avec **4HA8** = 2.01 cm²

Les armatures de répartition sont données par :

$$A_r = \frac{2.01}{4} = 0.50$$

On choisit **4HA8** avec **A=2.01 cm²**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times \frac{100 \times 0.058 \times 10^2 \times 2.1}{400} = 0.7 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$$

4.5.6 Calcul des armatures en appuis :

$$u_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.167 < 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.229$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.052 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_t}{z \cdot F_t} = 0.442 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

Donc : on ferraille avec **4HA8=2,01 cm²**

4.5.7 Espacement des barres :

$$- S_{t/x} = \min[(3.h_c); 33] = 17.4 \text{ cm}$$

La condition à satisfaire est :

$$- S_{t/x} = \frac{100}{5} = 20 \leq 20 \text{ cm}$$

$$- S_{t/y} = \min[(4.h_c); 45] = 23.2 \text{ cm}$$

La condition à satisfaire :

$$- S_{t/x} = \frac{100}{4} = 25 \leq 25 \text{ cm}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_X = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{11.12 \times 1.2}{2} = 6.67 \text{ Mpa}$$

$$\tau = \frac{V_x}{b \times d} = \frac{6.67}{1 \times 0.058} \times 10^{-3} = 0.115 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ Mpa} > \tau = 0.115 \text{ vérifiée}$$

schema de ferrailage:

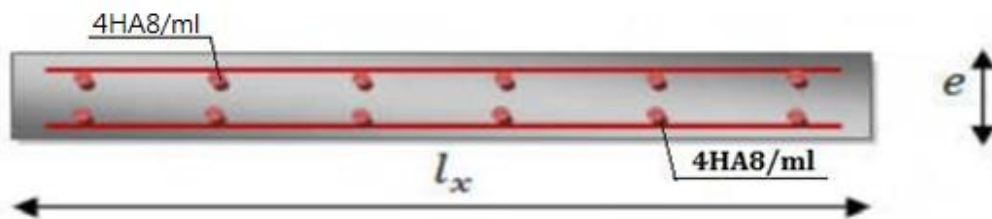
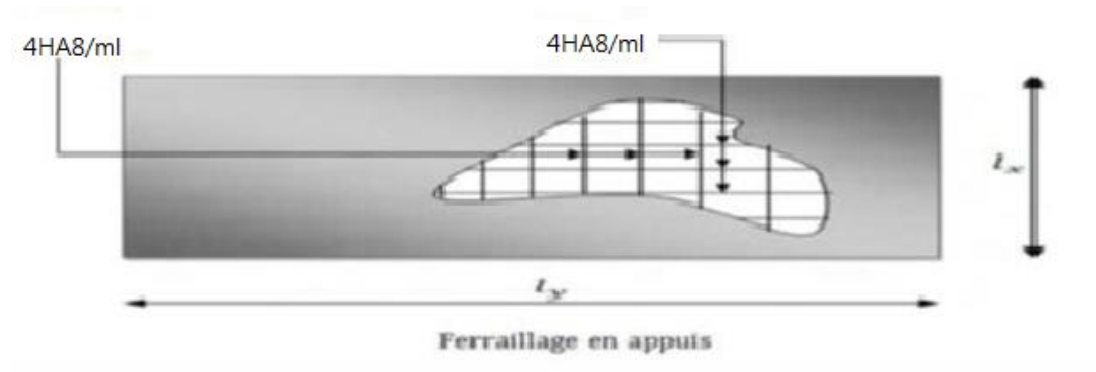
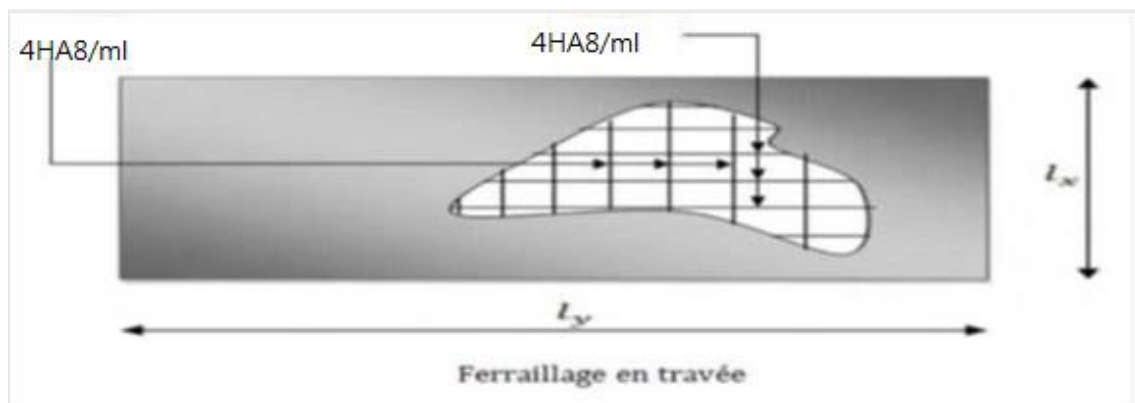


Figure 4-7 Ferrailage de la dalle

CHAPITRE 5

MODELISATION ET ETUDE

SISMIQUE

Introduction

Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur. Dans notre modélisation on a utilisé le logiciel des éléments finis Robot version 2019.

5.1 Modélisation 3D de la structure :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre infini de degré de liberté (DDL) par un modèle ayant un nombre fini de DDL, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes, La modélisation d'une structure consiste à établir un modèle à partir des plans architecturaux (Modèle réel) de la construction, et d'y ajouter les modifications nécessaires pour une approche du meilleur comportement possible et d'une résistance optimale de la structure sous l'action des différentes charges.

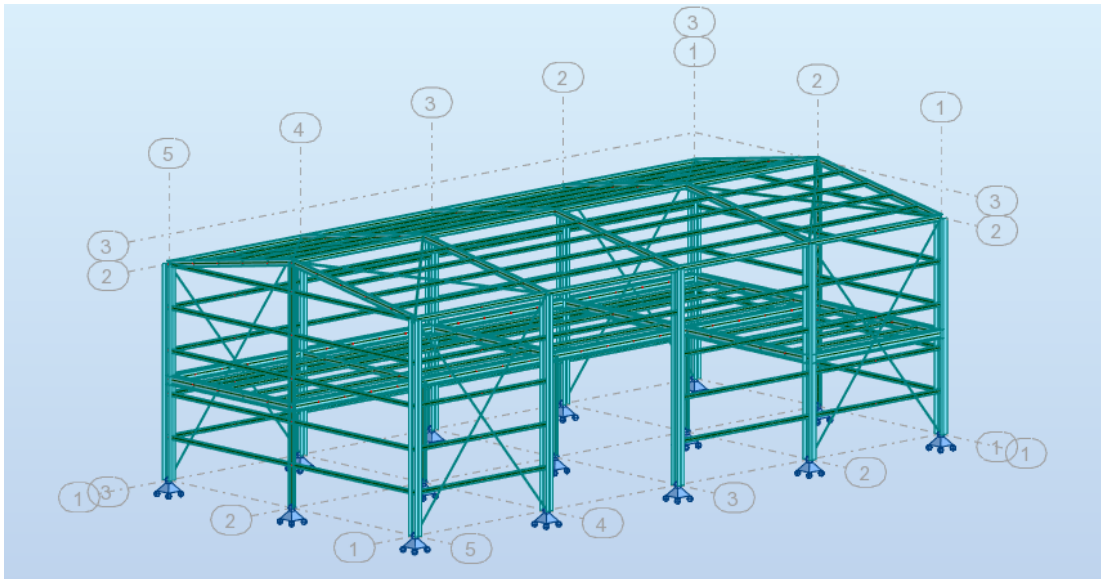


Figure 5-1 Vue en 3D de la structure

5.2 Dimensionnement des éléments principaux :

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

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

5.2.1 Le prédimensionnement des poteaux :

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

Famille 1 \Rightarrow poteaux

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

En suivant les étapes mentionnées ci-dessus, nous saisissons le numéro de famille correspondant aux types de barres poteau (1) dans la rubrique de

dimensionnement des familles, et de cocher sur type d'état limite comme indiqué sur la figure ci-dessous, puis nous cliquons sur Calculer.

- Après avoir lancé le calcul, le logiciel nous fournis une liste des
- Profilés, les résultats sont donnés sous forme d'un tableau dans la figure ci-après :







Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 1 POTEAUX						
1	 HEA 180	ACIER	70.49	116.14	1.19	7 G+1.5W2
	 HEA 200		63.39	105.40	0.86	
	 HEA 220		57.25	95.25	0.62	
1	 HEB 160	ACIER	77.46	129.67	1.03	7 G+1.5W2
	 HEB 180		68.52	114.88	0.72	
	 HEB 200		61.47	103.65	0.53	

Figure 5-2 Pré dimensionnement du poteau avec robot

5.2.2 Prédimensionnement des traverses :

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

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

⇒**Récapitulation des sections adoptées aux différents éléments :**

Elements	Section
Poteaux	HEA 220
Traverses	IPE240
Contreventement vertical	CAE 140*13
Contreventement horizontal	CAE 120*14

Tableau 5-1 Récapitulatifs des sections adoptées après le pré dimensionnement

5.3 Vérifications par rapport aux exigences de RPA99/2003 :

5.3.1 Période de vibration :

Le tableau suivant montre les 10 premiers périodes de vibration de la structure étudiée :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
14/ 1	1,79	0,56	0,01	95,03
14/ 2	2,81	0,36	1,31	95,17
14/ 3	3,03	0,33	1,41	95,92
14/ 4	3,80	0,26	1,42	97,72
14/ 5	4,01	0,25	1,46	97,76
14/ 6	4,29	0,23	2,27	97,77
14/ 7	4,40	0,23	2,65	97,83
14/ 8	4,47	0,22	2,81	97,96
14/ 9	4,53	0,22	3,21	98,02
14/ 10	4,55	0,22	3,23	98,04
14/ 11	4,57	0,22	3,24	98,04
14/ 12	4,58	0,22	3,32	98,05
14/ 13	4,62	0,22	3,91	98,06
14/ 14	4,67	0,21	4,17	98,06
14/ 15	4,68	0,21	4,18	98,06
14/ 16	4,70	0,21	4,56	98,10
14/ 17	4,90	0,20	4,61	98,28
14/ 18	4,96	0,20	5,09	98,28
14/ 19	5,05	0,20	5,09	98,28
14/ 20	5,05	0,20	5,09	98,28

Tableau 5-2 Récapitulatifs des sections adoptées après le pré dimensionnement

Remarque :

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

(article 4.34 RPA99)

5.3.2 Déformation de la structure :

La déformation de la structure suivant les modes sur chaque direction (X, Y et Z) sont présentés sur les figures ces dessus :

1er mode : $T = 0.56s$ Translation suivant X-X.

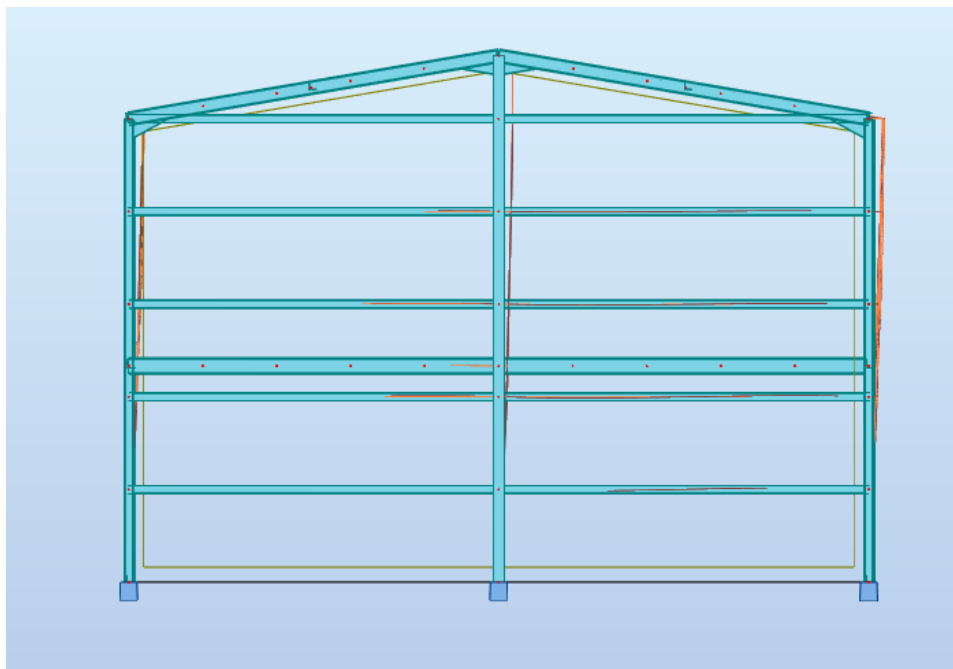
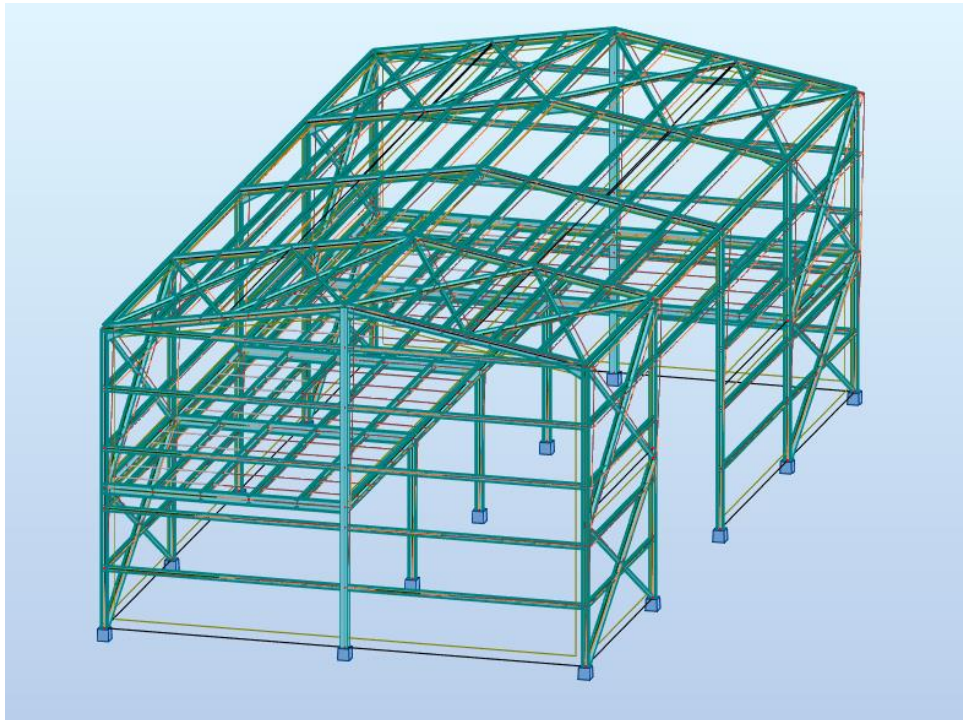


Figure 5-3 mode de déformation 1

1eme mode : T= 0.56s Translation suivant Y-Y

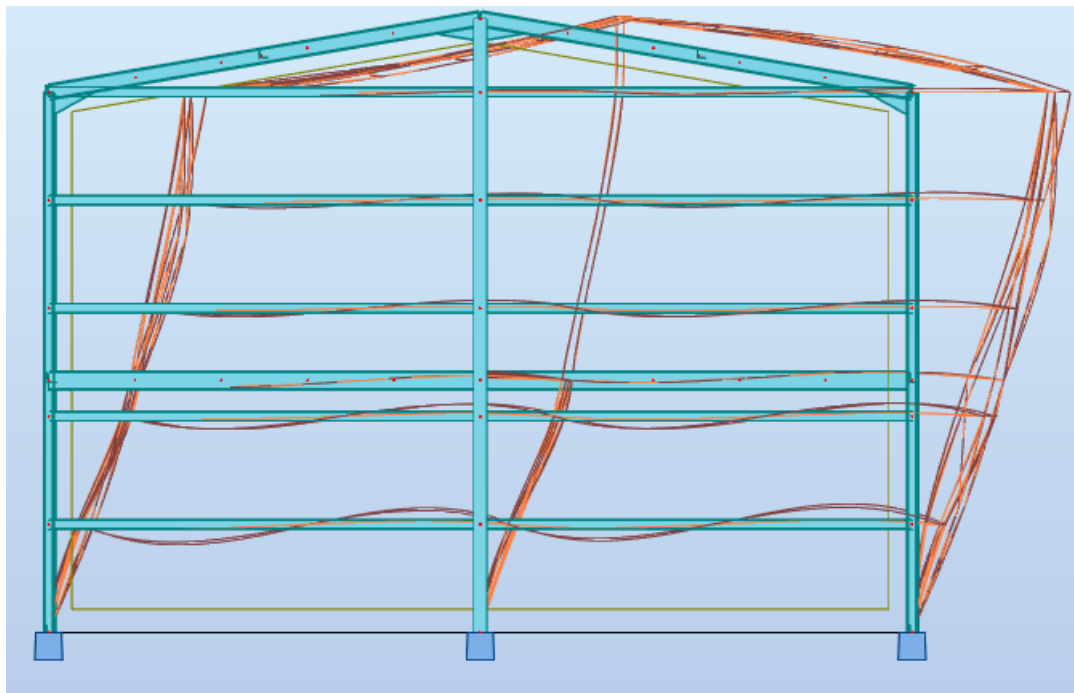
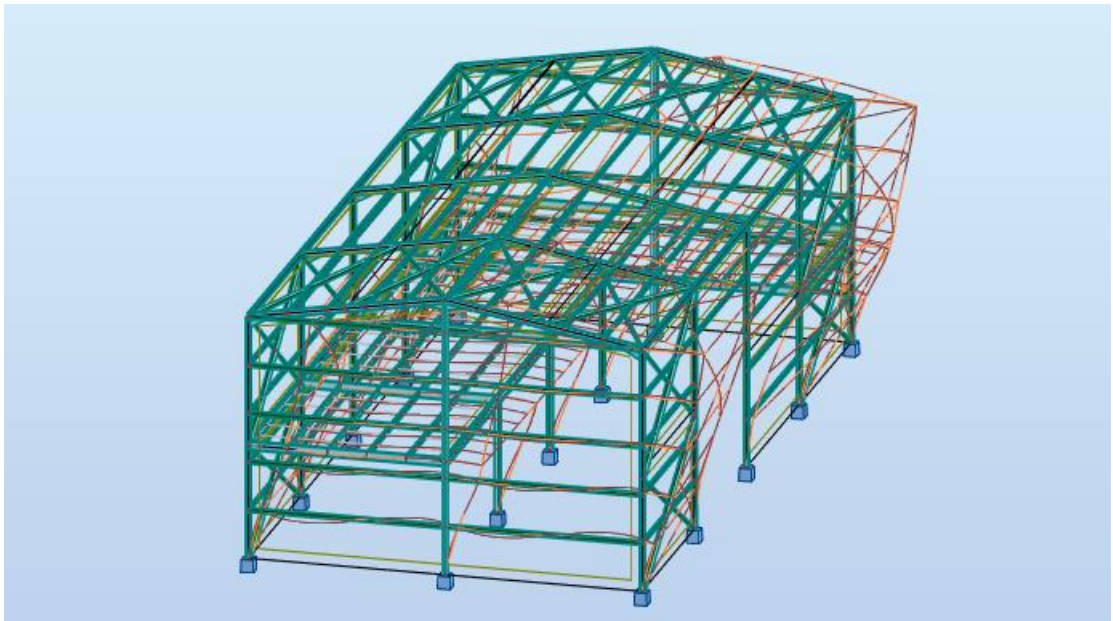


Figure 5-4 mode de déformation 2

2eme mode : $T= 0.36s$ Translation suivant X-X

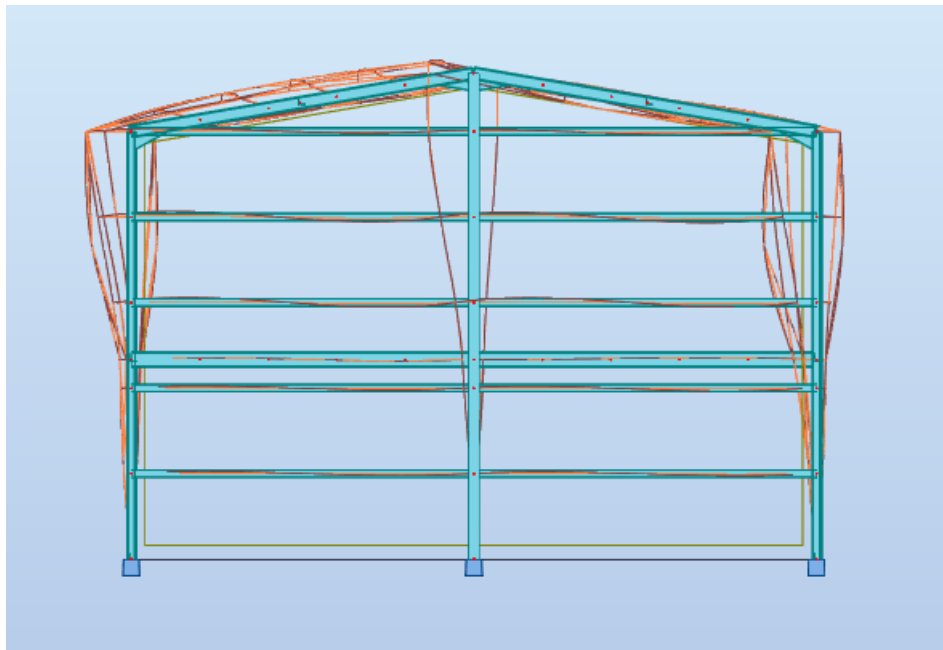
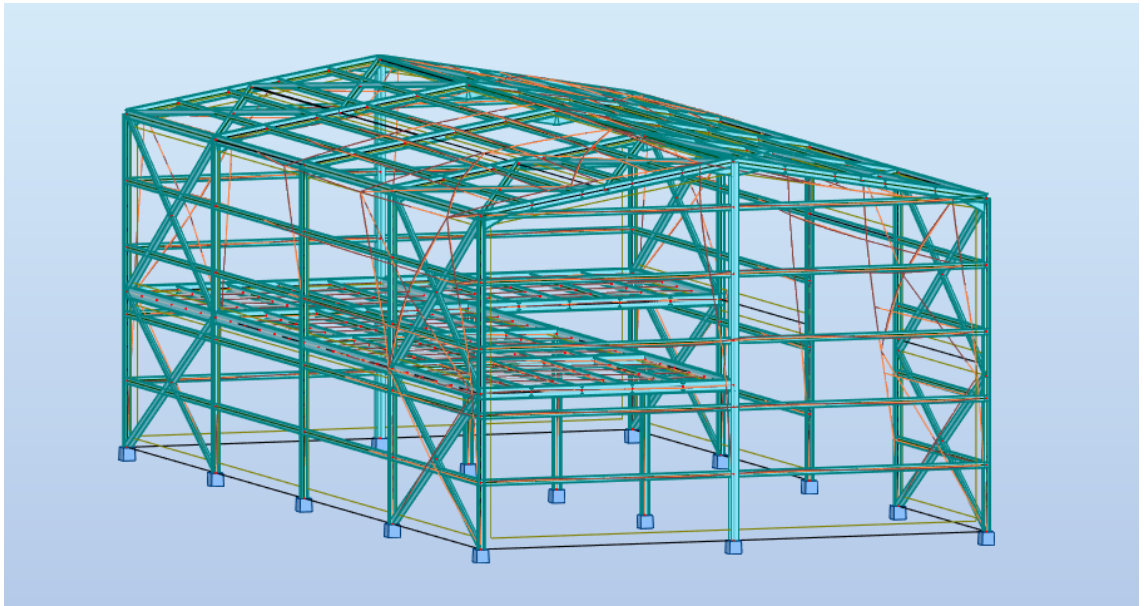


Figure 5-5 mode de déformation 2

2eme mode : $T= 0.36s$ Translation suivant Y-Y

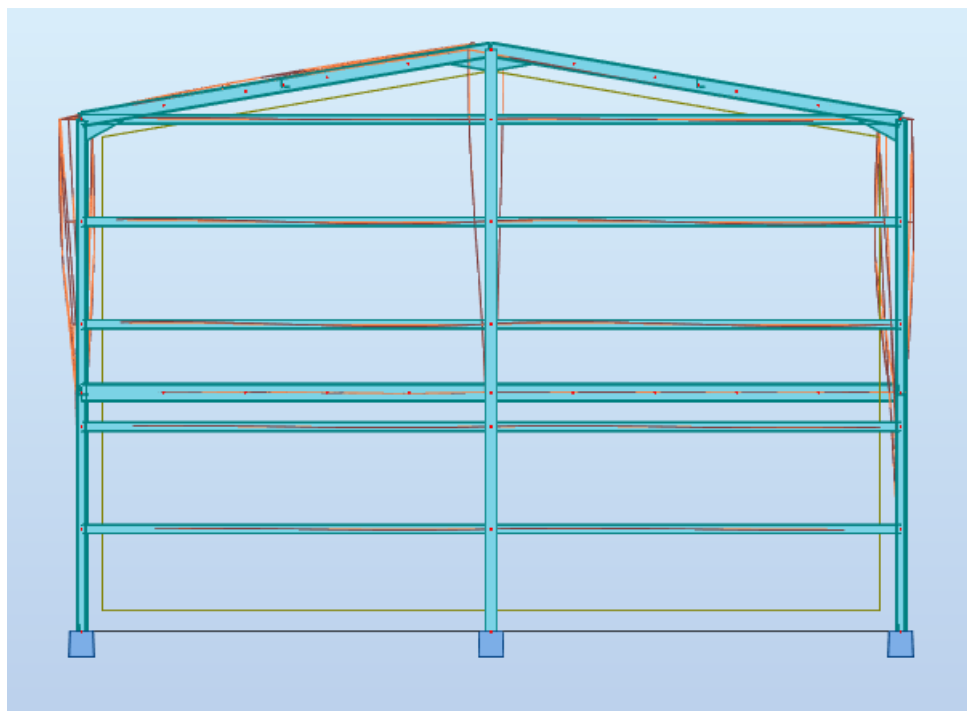
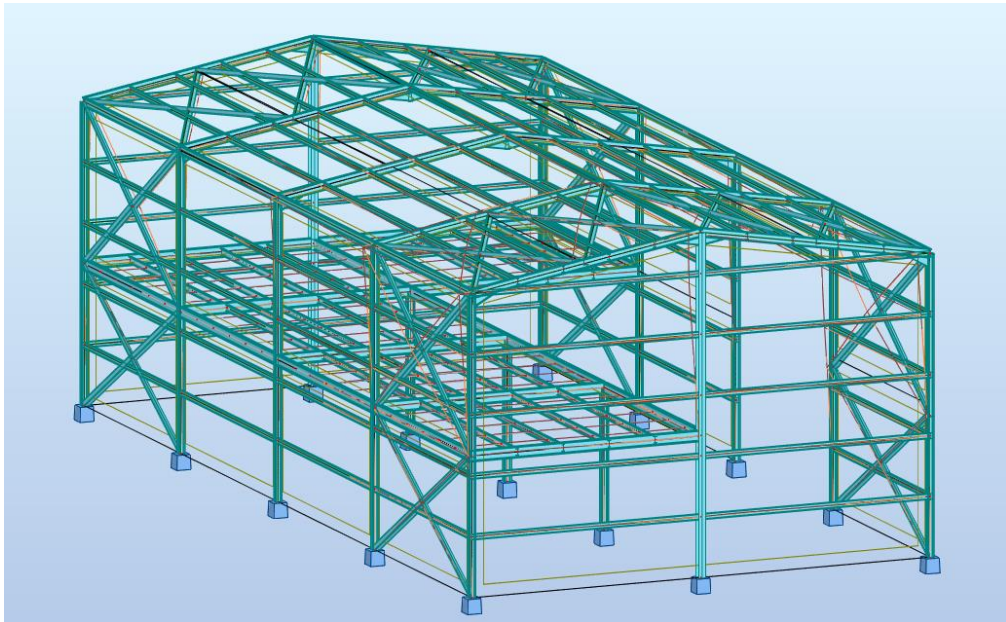


Figure 5-6 mode de déformation 2

5.4 Vérification de l'effort sismique a la base

La force sismique totale à la base de la structure est alors donnée par :

$$V_{st} = \frac{A \times D_{x,y} \times Q_{x,y}}{R} \times W$$

Calcul du Facteur d'amplification dynamique moyen « D » :

Donné par la formule 4.2 du RPA en fonction de la catégorie du site d'implantation de l'ouvrage du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \text{si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \text{si } T > 3s \end{cases}$$

- T : Période fondamentale du bâtiment donné par **la formule 4.6 du RPA99**
- Ct : Coefficient qui dépend du système de contreventement et du type de remplissage (Portiques auto stables en acier avec remplissage en maçonnerie) donné par le **Tableau 4.6 du RPA** $\Rightarrow Ct = 0,05$

$$T = Ct * hn^{\frac{3}{4}} \Rightarrow T = 0,249s$$

$$T < T_2 \dots \dots \Rightarrow D = 2,5\eta \Rightarrow D = 2,7$$

Poids total de la structure « W »

Poids total de la structure donné par la formule 4-5 du RPA.

$$W = WGi + \beta WQi$$

Avec :

- **WG_i**: Poids du aux charges permanentes et a celle des équipements fixes éventuels.
- **WQ_i**: Poids du aux charges d'exploitations.
- **β** : Fonction de pondération selon la nature et la durée de la charge.

$\beta = 0,2$ **Tableau 4.5 RPA 99/2003**

$W = 9237$ Kg extrait du robot

D'après le RPA 99/version 2003 article 4.2.3, la force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions orthogonales selon la formule :

$$v_{st} = v_{sty} = \frac{0.25 \times 2.7 \times 1.15}{4} \times 168.03 = 32.60 \text{ Kn}$$

5.4.1 Résultats de force sismique

Selon l'article 4.3.6 du RPA99/2003, la résultante des forces sismique à la base **V_{dyn}** obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Si $V_{dyn} < 0.8 V_{st}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments) dans le rapport :

$$r = \frac{0.8 \times V_{st}}{V_{dyn}}$$

- **Vérification des efforts tranchant :**

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

$$V_{dyn} \begin{cases} V_{dyn}^X = 36.12 \text{ Kn} \\ V_{dyn}^Y = 142.66 \text{ Kn} \end{cases}$$

Résultats des forces sismiques	V_{dyn} (KN)	V_{st} (KN)	$0.8 \times V_{st}$ (KN)	$V_{dyn} > 0.8 \times V_{st}$
Sens X-X	36.12	32.25	25.8	Vérifiée
Sens Y-Y	142.66	32.25	25.8	Vérifiée

Tableau 5-3 Vérification d'effort tranchant

CHAPITRE 6

VERIFICATION DES ELEMENTS

PRINCIPAUX

6.1 INTRODUCTION

Pour satisfaire aux exigences de résistance et d'utilisation d'une structure, CCM 97 s'appuie sur les vérifications aux états limites. Les états limites ultimes (ELU) sont associés à la ruine de la structure tandis que les états limites de service (ELS) correspondent à des états au-delà desquels les critères d'exploitation normale ne sont plus satisfaits.

En ce qui concerne les vérifications aux ELU, CCM 97 fait une large place au calcul plastique. La résistance de la structure mixte peut être déterminée par un calcul plastique pour les sections soumises à la traction, à la compression ou à la flexion chaque fois que ces sections sont de classe 1 ou 2. Le calcul plastique est également utilisé pour déterminer la résistance à l'effort tranchant. Toutefois, la résistance élastique peut être utilisée dans tous les cas sans restriction.

La vérification des éléments principaux se fera à l'aide du logiciel robot.

6.2 Vérification des traverses :

La diagonale la plus sollicitée (N°42 sous 1.35(G+W2+S)) est illustrée dans la figure suivante

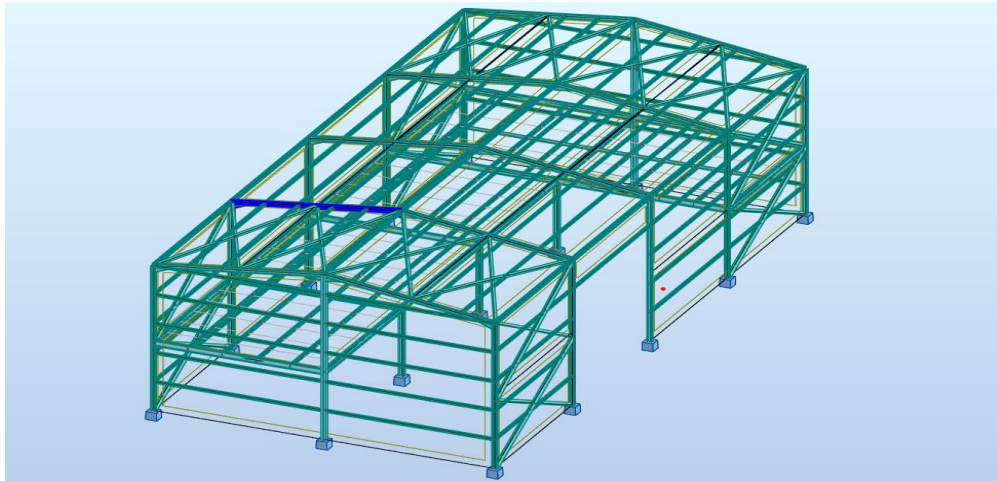


Figure 6-1 Traverse la plus sollicité

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel robot sont :

$N_{sd}=44.46$ KN (Correspondant)

$V_{sd}= 25.15$ KN (Correspondant)

$M_{sd}=35.77$ KN.m (Max)

6.2.1 Détermination de la classe de la section transversale :

6.2.1.1 - La classe du profilé

$$\alpha = \frac{1}{d} \left(\frac{d+dc}{2} \right) < 1 \quad \text{avec} \quad dc = \frac{N_{sd}}{t_w + f_y} = \frac{44.46}{0.6+23.5} = 1.84 \text{ cm}$$

Donc $\alpha = 0.55 \leq 1$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{19.04}{0.62} = 30.70 \leq 64.39 \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

La section de IPE 240 est de classe 01

6.2.2 Vérification de la résistance de la section transversale :

6.2.2.1 Vérification de l'effort tranchant :

La vérification à faire est comme suit :

$$V_{sd} \leq 0,5 V_{plrd}$$

$$V_{plrd} = A_{vy} \times \frac{f_y}{\sqrt{3}} = 336.47 \text{ Kn}$$

$V_{sd} = 25.15 \text{ KN} \leq 0,5 V_{plrd} = 168.23 \text{ kn} \Rightarrow$ la condition vérifiée

6.2.2.2 Vérification de l'effort normale :

La vérification à faire est comme suit :

$$N_{sd} \leq \min \left(0.25 N_{pl}, R_d ; 0.5 * A_w \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \right)$$

$$A_w = A - 2 \times b \times t_f = 15.58 \text{ cm}^2$$

$$N_{plrd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = 918.85 \text{ Kn}$$

$$0.5 * A_w \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 183.06 \text{ Kn}$$

$$44.46 \leq \min (229.71; 183.06)$$

$$44.46 \text{ Kn} \leq 183.06 \text{ Kn}$$

6.2.2.3 Vérification de moment fléchissant :

La vérification à faire est comme suit :

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

$$M_{sd} = 35.77 \text{ KN.m} \leq M_{ply} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 86.15 \text{ kn.m}$$

6.2.3 Vérification de la résistance au phénomène d'instabilité :

- **Vérification au déversement :**

Calcul de l'élanement réduit vis-à-vis de déversement $\bar{\lambda}_{lt}$

$$\lambda_{lt} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w} = 0.4$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{\frac{l}{I_z}}{\sqrt{c_1 \left(1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l}{\frac{I_z}{h}} \right)^2 \right)^{0.125}}}$$

$$\lambda_{lt} = \frac{34.52}{93.3} \sqrt{1} = 0.37 < 0.4$$

⇒ Donc il n'y a pas de risque de déversement

- **Vérification au flambement :**

La vérification à faire est comme suit :

$$\frac{N_{sd}}{x_{min} \times \frac{A_{fy}}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \times M_{y_{sd}}}{W_{ply} \times \frac{A_{fy}}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

- **Les longueurs de flambement :**

Autour de l'axe fort y-y' (dans le plan de l'âme) : la traverse risque de flamber sur toute sa longueur, donc la longueur de flambement $l_{ky} = 6.09\text{m}$

Autour de l'axe faible z-z' (dans le plan perpendiculaire de l'âme) : la traverse est empêchée de flamber sur toute sa longueur par les pannes, donc la longueur de flambement $l_{kz} = 1,025\text{ m}$

- **Calcul des élancements réduits et le coefficient de réduction**

Pour l'IPE240, les rayons de giration sont :

$$I_y = 9.97\text{ cm} \quad I_z = 2.69\text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{L K_y}{i_y} = 61.08$$

$$\lambda_z = \frac{L K_z}{i_z} = 38.10$$

$$A_y = 24.8\text{ cm}^2$$

$$A_z = 19.1\text{ cm}^2$$

$$A_x = 39.1\text{ cm}^2$$

$$t_w = 0.62\text{ cm}$$

$$I_y = 3891.6\text{ cm}^4$$

$$I_z = 283.58\text{ cm}^4$$

$$I_x = 9.97\text{ cm}^4$$

$$t_f = 0.98\text{ cm}$$

$$W_{ely} = 324.3\text{ cm}^3$$

Détermination de la courbe de flambement de profilé

$$\frac{h}{b} = 2 > 1.2$$

$$t_f = 0.98 < 40\text{mm}$$

Donc :

Flambement / y'y : courbe (a) et $\lambda_y = 0.65 \Rightarrow \chi_y = 0.8898$

Flambement / z'z : courbe (b) et $\lambda_z = 0.4 \Rightarrow \chi_z = 0.9261$

$$\phi_z = 0,5[1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0.614$$

$$\phi_y = 0,5[1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0.936$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z) = (0,8898; 0.9261) = 0.8898$$

• **Calcul de coefficient Ky :**

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta M_y - 4) + \left(\frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right)$$

$$\mu_y = 0.65 \times (2 \times 1.3 - 4) + \left(\frac{366.6 - 324.3}{324.3} \right)$$

$$\mu_y = -0.779 \leq 0.9$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{X_y \cdot A \cdot f_y} = 0.88$$

$$\frac{N_{sd}}{X_z \times \frac{A f_y}{m_1}} + \frac{K_y \times M_y \cdot s_d}{W_{ply} \times \frac{f_y}{m_1}} = 0.007 < 1 \text{ condition vérifiée}$$

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
42 TRAVERSES	<input checked="" type="checkbox"/> IPE 240	ACIER E24	27.94	112.78	0.82	10 1,35(G+W2+S)

Tableau 6-1 Vérification de (IPE 240) avec logiciel Robot

Vérification avec Robot

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
29 TRAVERSES	<input checked="" type="checkbox"/> IPE 240	ACIER E24	27.94	112.78	0.31	10 1,35(G+W2+S)
30	<input checked="" type="checkbox"/> IPE 240	ACIER E24	27.94	112.78	0.15	7 G+1.5W2
31 TRAVERSES	<input checked="" type="checkbox"/> IPE 240	ACIER E24	27.94	112.78	0.28	7 G+1.5W2
32 TRAVERSES	<input checked="" type="checkbox"/> IPE 240	ACIER E24	27.94	112.78	0.27	10 1,35(G+W2+S)
38 TRAVERSES	<input checked="" type="checkbox"/> IPE 240	ACIER E24	27.94	112.78	0.55	10 1,35(G+W2+S)
39 TRAVERSES	<input checked="" type="checkbox"/> IPE 240	ACIER E24	27.94	112.78	0.34	9 1,35+1.5Q
40 TRAVERSES	<input checked="" type="checkbox"/> IPE 240	ACIER E24	27.94	112.78	0.67	10 1,35(G+W2+S)
41 TRAVERSES	<input checked="" type="checkbox"/> IPE 240	ACIER E24	27.94	112.78	0.36	10 1,35(G+W2+S)
42 TRAVERSES	<input checked="" type="checkbox"/> IPE 240	ACIER E24	27.94	112.78	0.82	10 1,35(G+W2+S)
43 TRAVERSES	<input checked="" type="checkbox"/> IPE 240	ACIER E24	27.94	112.78	0.44	10 1,35(G+W2+S)

Tableau 6-2 Vérification des traverses avec logiciel robot

Remarque :

La note de calcul pour la traverse est jointe dans l'annexe 5.

6.3 Vérification des poteaux

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
2	HEA 220	ACIER	57.25	95.25	0.60	7 G+1.5W2
5	HEA 220	ACIER	57.25	95.25	0.70	10 1,35(G+W2+S)
6	HEA 220	ACIER	57.25	95.25	0.69	10 1,35(G+W2+S)
13	HEA 220	ACIER	57.25	95.25	0.70	10 1,35(G+W2+S)
14	HEA 220	ACIER	57.25	95.25	0.42	7 G+1.5W2
15	HEA 220	ACIER	57.25	95.25	0.27	10 1,35(G+W2+S)
16	HEA 220	ACIER	57.25	95.25	0.23	10 1,35(G+W2+S)
17	HEA 220	ACIER	57.25	95.25	0.46	7 G+1.5W2
18	HEA 220	ACIER	57.25	95.25	0.54	7 G+1.5W2
86	HEA 220	ACIER	26.72	44.45	0.43	8 1,35G+1.5S
87	HEA 220	ACIER	26.72	44.45	0.43	8 1,35G+1.5S
88	HEA 220	ACIER	26.72	44.45	0.56	7 G+1.5W2
210 210	HEA 220	ACIER	57.25	95.25	0.62	7 G+1.5W2
211 210	HEA 220	ACIER	57.25	95.25	0.62	7 G+1.5W2
212 210	HEA 220	ACIER	57.25	95.25	0.62	7 G+1.5W2

Tableau 6-3 Vérification des poteaux

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.
TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 2 **POINT:** 2 **COORDONNEE:** $x = 0.03 L = 0.25 m$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 7 G+1.5W2 1*1.00+4*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00 MPa$



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 220

$h=21.0 cm$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=22.0 cm$	$A_y=53.70 cm^2$	$A_z=20.67 cm^2$	$A_x=64.34 cm^2$
$tw=0.7 cm$	$I_y=5409.70 cm^4$	$I_z=1954.56 cm^4$	$I_x=28.58 cm^4$
$tf=1.1 cm$	$W_{ply}=568.46 cm^3$	$W_{plz}=270.59 cm^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 54.93 kN$	$M_{y,Ed} = 6.01 kN*m$	$M_{z,Ed} = -0.01 kN*m$	$V_{y,Ed} = 0.02 kN$
$N_{c,Rd} = 1511.99 kN$	$M_{y,Ed,max} = 56.35 kN*m$	$M_{z,Ed,max} = 0.62 kN*m$	$V_{y,c,Rd} = 728.59 kN$
$N_{b,Rd} = 803.94 kN$	$M_{y,c,Rd} = 133.59 kN*m$	$M_{z,c,Rd} = 63.59 kN*m$	$V_{z,Ed} = 23.87 kN$
$MN_{,y,Rd} = 133.59 kN*m$	$MN_{,z,Rd} = 63.59 kN*m$	$V_{z,c,Rd} = 280.45 kN$	$M_{b,Rd} = 106.64 kN*m$

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 0.00$	$M_{cr} = 180.95 kN*m$	Courbe,LT -	$X_{LT} = 0.76$
$L_{cr,upp}=7.50 m$	$\lambda_{m_LT} = 0.86$	$\phi_{i,LT} = 0.94$	$X_{LT,mod} = 0.80$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 7.50 \text{ m}$

$L_{cr,y} = 5.25 \text{ m}$

$\lambda_{my} = 57.25$

$\lambda_{my} = 0.61$

$\chi_y = 0.83$

$k_{yy} = 1.03$



en z:

$L_z = 7.50 \text{ m}$

$L_{cr,z} = 5.25 \text{ m}$

$\lambda_{mz} = 95.25$

$\lambda_{mz} = 1.01$

$\chi_z = 0.53$

$k_{yz} = 1.16$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.04 < 1.00$ (6.2.4.(1))

$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.00 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))

$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6.(1))

$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.09 < 1.00$ (6.2.6.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{my} = 57.25 < \lambda_{max} = 210.00$ $\lambda_{mz} = 95.25 < \lambda_{max} = 210.00$ STABLE

$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.53 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

$N_{Ed}/(\chi_y \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.60 < 1.00$ (6.3.3.(4))

$N_{Ed}/(\chi_z \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.36 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Profil correct !!!

6.4 Vérification des diagonales de la palée de stabilité

6.4.1 Contreventement vertical :

La diagonale la plus sollicitée (N°125 sous 7 G+1.5W2) est illustrée dans la figure suivante

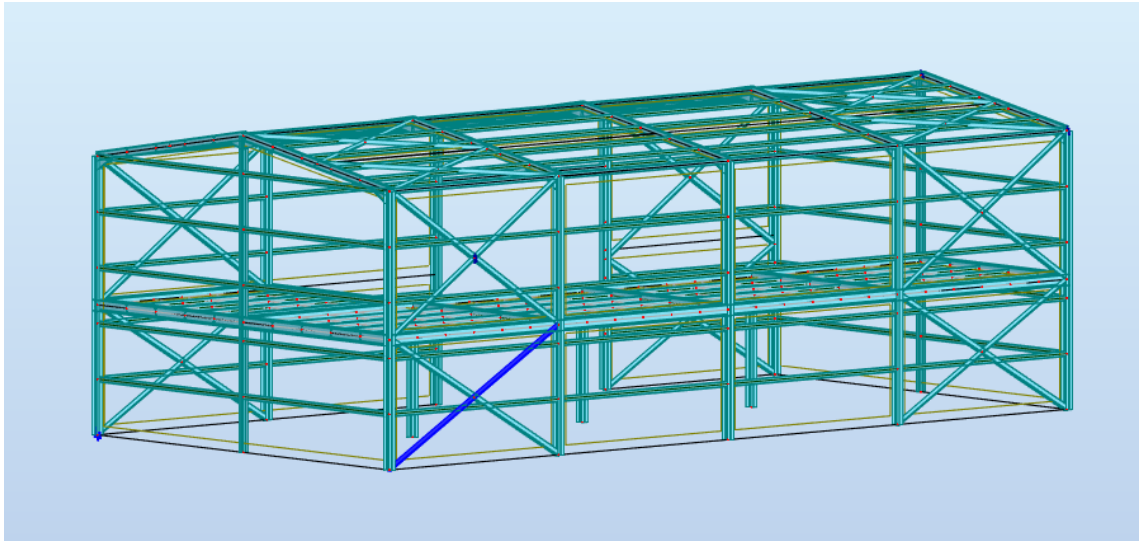


Figure 6-2 La diagonale de la poutre au vent la plus sollicitée

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
117 CV 117	CAE 140x13	ACIER E24	81.25	81.25	0.47	7 G+1.5W2
118	CAE 140x13	ACIER E24	40.63	40.63	0.08	7 G+1.5W2
119	CAE 140x13	ACIER E24	40.63	40.63	0.07	8 1.35G+1.5S
124 CV 124	CAE 140x13	ACIER E24	84.35	84.35	0.21	7 G+1.5W2
125 CV 125	CAE 140x13	ACIER E24	81.25	81.25	0.84	7 G+1.5W2
126	CAE 140x13	ACIER E24	42.18	42.18	0.06	7 G+1.5W2
128 CV 128	CAE 140x13	ACIER E24	84.35	84.35	0.68	7 G+1.5W2
129	CAE 140x13	ACIER E24	42.18	42.18	0.10	7 G+1.5W2
130 CV 130	CAE 140x13	ACIER E24	81.25	81.25	0.45	7 G+1.5W2
131	CAE 140x13	ACIER E24	40.63	40.63	0.05	8 1.35G+1.5S
132 CV 132	CAE 140x13	ACIER E24	84.35	84.35	0.37	7 G+1.5W2
133 CV 133	CAE 140x13	ACIER E24	81.25	81.25	0.48	7 G+1.5W2
134	CAE 140x13	ACIER E24	42.18	42.18	0.04	10 1.35(G+W2+S)
135	CAE 140x13	ACIER E24	42.18	42.18	0.06	7 G+1.5W2
136 CV 136	CAE 140x13	ACIER E24	84.35	84.35	0.39	7 G+1.5W2
137	CAE 140x13	ACIER E24	40.63	40.63	0.10	7 G+1.5W2
138	CAE 140x13	ACIER E24	40.63	40.63	0.16	7 G+1.5W2
139	CAE 140x13	ACIER E24	42.18	42.18	0.10	7 G+1.5W2
140	CAE 140x13	ACIER E24	40.63	40.63	0.06	10 1.35(G+W2+S)
141	CAE 140x13	ACIER E24	42.18	42.18	0.04	10 1.35(G+W2+S)
178	CAE 140x13	ACIER E24	42.18	42.18	0.06	10 1.35(G+W2+S)
179	CAE 140x13	ACIER E24	40.63	40.63	0.10	7 G+1.5W2
180	CAE 140x13	ACIER E24	40.63	40.63	0.14	7 G+1.5W2
181	CAE 140x13	ACIER E24	42.18	42.18	0.06	10 1.35(G+W2+S)

Tableau 6-4 Vérification de (CAE140X13) avec logiciel Robot

Note de calcul du contreventement le plus sollicité

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.
TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 125 CV_125 **POINT:** 2 **COORDONNEE:** x = 0.08 L = 0.58 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 7 G+1.5W2 1*1.00+4*1.50

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: CAE 140x13

h=14.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=14.0 cm	Ay=18.20 cm ²	Az=18.20 cm ²	Ax=34.95 cm ²
tw=1.3 cm	Iy=638.54 cm ⁴	Iz=638.54 cm ⁴	Ix=19.55 cm ⁴
tf=1.3 cm	Wely=63.35 cm ³	Welz=63.35 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 13.50 kN	M _{y,Ed} = 0.14 kN*m	M _{z,Ed} = -2.89 kN*m	V _{y,Ed} = 4.69 kN
N _{c,Rd} = 821.33 kN	M _{y,Ed,max} = -0.35 kN*m	M _{z,Ed,max} = -11.84 kN*m	V _{y,c,Rd} = 246.93 kN
N _{b,Rd} = 561.35 kN	M _{y,c,Rd} = 14.89 kN*m	M _{z,c,Rd} = 14.89 kN*m	V _{z,Ed} = 0.17 kN
			V _{z,c,Rd} = 246.93 kN

kN

Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 6.95 m Lam_y = 0.87
 Lcr,y = 3.47 m Xy = 0.68
 Lamy = 81.25 kyy = 1.00



en z:

Lz = 6.95 m Lam_z = 0.87
 Lcr,z = 3.47 m Xz = 0.68
 Lamz = 81.25 kzz = 1.01

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.21 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 81.25 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 81.25 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.83 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.83 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct!!!

6.4.2 Contreventement horizontal

La diagonale la plus sollicitée (N°195 sous 1,35(G+W2+S)) est illustrée dans la figure suivante

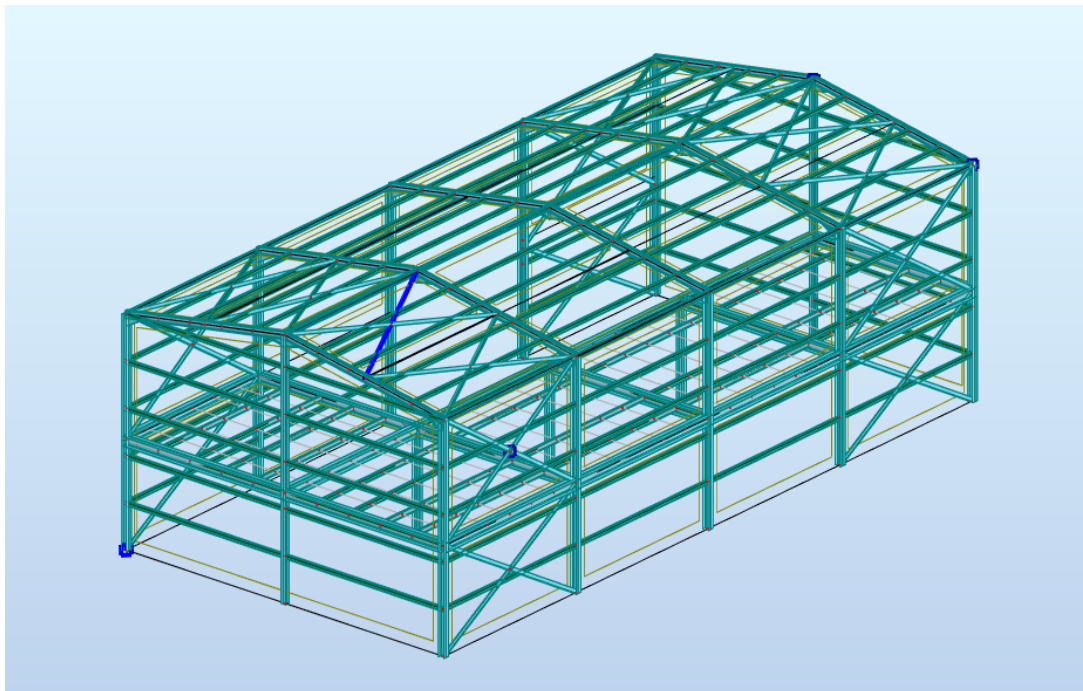


Figure 6-3 La diagonale de la poutre au vent la plus sollicité

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
127	OK CAE 120x14	ACIER E24	46.17	46.17	0.06	10 1,35(G+W2+S)
182	OK CAE 120x14	ACIER E24	46.44	46.44	0.42	10 1,35(G+W2+S)
183	OK CAE 120x14	ACIER E24	46.44	46.44	0.42	10 1,35(G+W2+S)
184	OK CAE 120x14	ACIER E24	46.17	46.17	0.11	10 1,35(G+W2+S)
185	OK CAE 120x14	ACIER E24	46.31	46.31	0.40	10 1,35(G+W2+S)
186	OK CAE 120x14	ACIER E24	46.44	46.44	0.05	10 1,35(G+W2+S)
187 CV 187	OK CAE 120x14	ACIER E24	92.35	92.35	0.71	10 1,35(G+W2+S)
188 CV 188	OK CAE 120x14	ACIER E24	92.88	92.88	0.76	10 1,35(G+W2+S)
189	OK CAE 120x14	ACIER E24	46.31	46.31	0.40	10 1,35(G+W2+S)
190	OK CAE 120x14	ACIER E24	46.44	46.44	0.17	10 1,35(G+W2+S)
191 CV 191	OK CAE 120x14	ACIER E24	92.35	92.35	0.32	10 1,35(G+W2+S)
192	OK CAE 120x14	ACIER E24	46.44	46.44	0.06	10 1,35(G+W2+S)
193 CV 193	OK CAE 120x14	ACIER E24	92.88	92.88	0.49	10 1,35(G+W2+S)
194	OK CAE 120x14	ACIER E24	46.17	46.17	0.07	10 1,35(G+W2+S)
195 CV 195	OK CAE 120x14	ACIER E24	92.88	92.88	0.95	10 1,35(G+W2+S)
197 CV 197	OK CAE 120x14	ACIER E24	92.35	92.35	0.63	10 1,35(G+W2+S)
198	OK CAE 120x14	ACIER E24	46.17	46.17	0.06	10 1,35(G+W2+S)
199	OK CAE 120x14	ACIER E24	46.44	46.44	0.05	10 1,35(G+W2+S)
202	OK CAE 120x14	ACIER E24	46.17	46.17	0.11	10 1,35(G+W2+S)
203	OK CAE 120x14	ACIER E24	46.44	46.44	0.17	10 1,35(G+W2+S)
204	OK CAE 120x14	ACIER E24	46.44	46.44	0.06	10 1,35(G+W2+S)
205	OK CAE 120x14	ACIER E24	46.17	46.17	0.07	10 1,35(G+W2+S)
207 CV 207	OK CAE 120x14	ACIER E24	92.35	92.35	0.19	10 1,35(G+W2+S)
209 CV 209	OK CAE 120x14	ACIER E24	92.61	92.61	0.19	10 1,35(G+W2+S)

Tableau 6-5 Vérification des (CAE120X14) avec logiciel Robot

note de calcul du contreventement le plus sollicité

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.
TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 195 CV_195 **POINT:** 2 **COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.02 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 10 1,35(G+W2+S) (1+4+5)*1.35

MATERIAU:

ACIER E24 fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: CAE 120x14

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=16.80 cm ²	Az=16.80 cm ²	Ax=31.82 cm ²
tw=1.4 cm	Iy=419.77 cm ⁴	Iz=419.77 cm ⁴	Ix=20.67 cm ⁴
tf=1.4 cm	Wely=49.27 cm ³	Welz=49.27 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 47.73 kN	My,Ed = 0.06 kN*m	Mz,Ed = 0.01 kN*m	Vy,Ed = -0.44 kN
Nc,Rd = 747.77 kN	My,Ed,max = 8.82 kN*m	Mz,Ed,max = 1.47 kN*m	Vy,c,Rd = 227.94 kN
Nb,Rd = 451.65 kN	My,c,Rd = 11.58 kN*m	Mz,c,Rd = 11.58 kN*m	Vz,Ed = 3.88 kN
Vz,c,Rd = 227.94 kN			

Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 6.75 m Lam_y = 0.99
 Lcr,y = 3.37 m Xy = 0.60
 Lamy = 92.88 kyy = 1.03



en z:

Lz = 6.75 m Lam_z = 0.99
 Lcr,z = 3.37 m Xz = 0.60
 Lamz = 92.88 kzz = 1.03

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 92.88 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 92.88 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{,Ed}/(X_y \cdot N_{,Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.95 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{,Ed}/(X_z \cdot N_{,Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.95 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

CHAPITRE 7

CALCUL DES ASSEMBLAGES

7.1 Introduction

En construction métallique, les ossatures s'organisent en squelettes, la conception des assemblages est primordiale pour que toute la pièce assemblée travaille ensemble. L'élaboration de cette dernière doit prendre en compte les trois fonctions suivantes :

- Transmettre les efforts entre les différents éléments structuraux.
- Correspondre au type de liaison voulue (encastrement, articulation, etc.).
- Assurer l'esthétique de l'ouvrage.

De plus, le choix d'un type d'assemblage doit être en accord avec les sections des profilés composant la structure. L'interaction ossature-assemblage ne pouvant être négligée, la conception des assemblages doit donc être intégrée dans les phases préliminaires de l'élaboration du projet.

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

7.2 Types et fonctionnement d'un assemblage

On dispose de trois types d'assemblages :

- **L'assemblage riveté**

- **L'assemblage boulonné par boulons ordinaires ou par boulons HR ou BP**

: est un moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il offre sur site. Dans notre cas, le choix a été porté sur le boulon de haute résistance (HR) il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale ou carrée et un écrou en acier à très haute résistance :

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb} (N/mm^2)$	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{tb} (N/mm^2)$	400	400	500	500	600	600	800	1000

Tableau 7-1 Caractéristique mécanique des boulons selon leur classe d'acier

- **L'assemblage soudé** : En charpente soudée les assemblages procure plus de rigidité, cela a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièces de métal à assembler.

Ces trois types d'assemblages correspondent à deux types de fonctionnement distincts :

- **Fonctionnement par obstacle** : c'est le cas des boulons ordinaires dont les tiges reprennent les efforts tranchants le fonctionnement est en cisaillement.
- **Fonctionnement par adhérence** : dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence surfacique des pièces en contact. Cela concerne le soudage, le collage, le boulonnage par boulons HR (haute résistance).
- **Fonctionnement mixte** : c'est le cas du rivetage, à savoir que les rivets assurent la transmission des efforts par adhérence des pièces jusqu'à une certaine limite.

7.3 Précaution constructive :

Il faut être particulièrement vigilant dans la conception et le calcul des assemblages afin de se prémunir contre tout risque de rupture brutale.

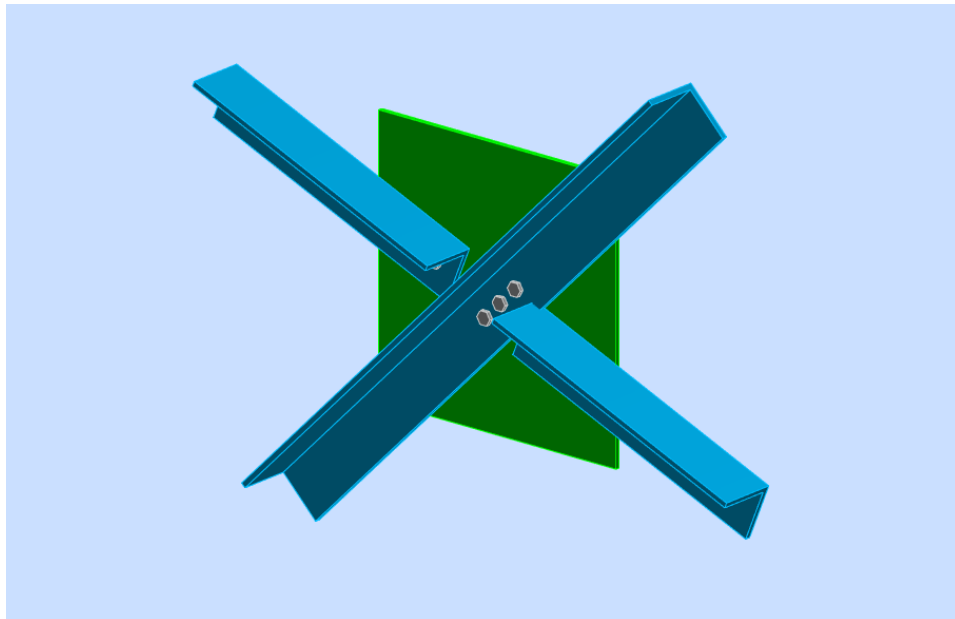


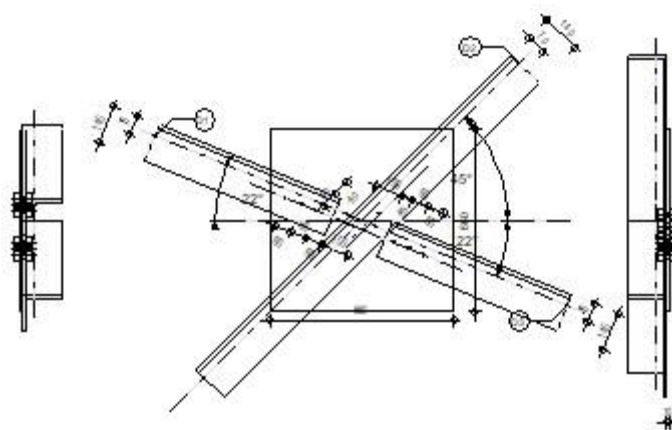


Figure 7-2 Assemblage contreventement gousset 3D

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019</p> <p>Calcul de l'assemblage au gousset</p> <p>NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009</p>	 <p>Ratio 0,13</p>
--	--	---

01-CAE Mod1
02-CAE Mod1
03-CAE Mod1



GENERAL

Assemblage N°: 4
 Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement
 Noeud de la structure: 130
 Barres de la structure: 126, 128, 181, 128,

GEOMETRIE

BARRES

	Barre 1	Barre 2-4	Barre 3		
Barre N° :	126	128	181		
Profilé :	CAE 140x13	CAE 140x13	CAE 140x13		
h	140	140	140		mm
b _f	140	140	140		mm
t _w	13	13	13		mm
t _f	13	13	13		mm
r	15	15	15		mm
A	34,95	34,95	34,95		cm ²
Matériau :	ACIER E24	ACIER E24	ACIER E24		
f _y	235,00	235,00	235,00		MPa
f _u	365,00	365,00	365,00		MPa
Angle	α	22,4	45,0	22,4	Deg
Longueur	l	0,00	0,00	0,00	m

BOULONS**Barre 1**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	8.8	Classe du boulon
d =	18 [mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	20 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s =	1,92 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v =	2,54 [cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{yb} =	550,00 [MPa]	Limite de plasticité
f _{ub} =	800,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
n =	3	Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons	60; 60 [mm]	
e ₁ =	60 [mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e ₂ =	70 [mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
e _c =	100 [mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 2-4

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	8.8	Classe du boulon
d =	18 [mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	20 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s =	1,92 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v =	2,54 [cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{yb} =	550,00 [MPa]	Limite de plasticité
f _{ub} =	800,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
n =	3	Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons	60; 60 [mm]	
e ₂ =	70 [mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

Barre 3

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	8.8	Classe du boulon
d =	18 [mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	20 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s =	1,92 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v =	2,54 [cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{yb} =	550,00 [MPa]	Limite de plasticité
f _{ub} =	800,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
n =	3	Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60; 60 [mm]
 $e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 70$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 100$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

GOUSSET

$l_p = 660$ [mm] Longueur de la platine
 $h_p = 660$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_p = 10$ [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

$h_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_2 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_2 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_3 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_3 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_4 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_4 = 0$ [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0; 0)

$e_v = 330$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

$e_H = 330$ [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau: ACIER E24

$f_y = 235,00$ [MPa] Résistance

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas: 10: 1,35 (G+W2+S) (1+4+5) * 1.35

$N_{b1,Ed} = 31,09$ [kN] Effort axial
 $N_{b2,Ed} = -25,74$ [kN] Effort axial
 $N_{b3,Ed} = 29,17$ [kN] Effort axial
 $N_{b4,Ed} = -27,49$ [kN] Effort axial

RESULTATS

BARRE 1

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 97,72$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ 2,50 > 0,00 **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,75$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ 0,75 > 0,00 **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 128,1$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd1z} = 170,82$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$
Pression du boulon sur la platine			
Direction x			
$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$k_1 = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bx} = 0,75$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons		$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,75 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd2x} = 98,5$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou		$F_{b,Rd2x} = k_1 * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$
Direction z			
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd2z} = 131,40$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$e = 31$ [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons		
$M_0 = 0,96$ [kN*m]	Moment fléchissant réel		$M_0 = N_{b1,Ed} * e$
$F_{NSd} = 10,36$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial		$F_{NSd} = N_{b1,Ed} / n$
$F_{MSd} = 7,97$ [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment		$F_{MSd} = M_0 * X_{max} / \sum X_i^2$
$F_{x,Ed} = 10,36$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x		$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = 7,97$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z		$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} = 13,08$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon		$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 98,55$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x		$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 131,40$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z		$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 10,36 < 98,55$	vérifié	(0,11)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 7,97 < 131,40$	vérifié	(0,06)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$13,08 < 97,72$	vérifié	(0,13)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$\beta_3 = 0,54$	Coefficient de réduction		[Tableau 3.8]
$A_{net} = 32,35$ [cm ²]	Aire de la section nette		$A_{net} = A - d_0 * t_{f1}$
$N_{u,Rd} = 510,09$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette		$N_{u,Rd} = (\beta_3 * A_{net} * f_{u1}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} = 739,19$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute		$N_{pl,Rd} = (0.9 * A * f_{y1}) / \gamma_{M2}$
$ N_{b1,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ 31,09 < 510,09$	vérifié	(0,06)
$ N_{b1,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ 31,09 < 739,19$	vérifié	(0,04)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 7,80$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
------------------------------------	---	--

$A_{nt} = 7,80$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 16,90$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 343,17$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$ (0,09)
$ N_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	31,09 < 343,17	vérifié

BARRE 2-4

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 97,72$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ 2,50 > 0,00 **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,67$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ 0,67 > 0,00 **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 113,8$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ 2,50 > 0,00 **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ 1,00 > 0,00 **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 170,82$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ 2,50 > 0,00 **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,75$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ 0,75 > 0,00 **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 98,5$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ 2,50 > 0,00 **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ 1,00 > 0,00 **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 131,40$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$e = 31$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$M_0 = 0,05$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_0 = N_{b2,Ed} \cdot e$

$F_{NSd} = 0,58$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial $F_{NSd} = N_{b2,Ed} / n$

$F_{MSd} = 0,45$ [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment $F_{MSd} = M_0 \cdot x_{max} / \sum x_i^2$

$F_{x,Ed} = 0,58$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{NSd}$

$F_{z,Ed} = 0,45$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{MSd}$

cisaillement des boulons

$e = 31$ [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons		
$F_{Ed} = 0,73$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon		$F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$
$F_{Rdx} = 98,55$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x		$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 131,40$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z		$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 0,58 < 98,55$	vérifié	(0,01)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 0,45 < 131,40$	vérifié	(0,00)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$0,73 < 97,72$	vérifié	(0,01)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$\beta_3 = 0,54$	Coefficient de réduction		[Tableau 3.8]
$A_{net} = 32,35$ [cm ²]	Aire de la section nette		$A_{net} = A - d_0 \cdot t_f$
$N_{u,Rd} = 510,09$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette		$N_{u,Rd} = (\beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_{u2}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} = 739,19$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute		$N_{pl,Rd} = (0,9 \cdot A \cdot f_{y2}) / \gamma_{M2}$
$ N_{b2,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ 1,75 < 510,09$	vérifié	(0,00)
$ N_{b2,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ 1,75 < 739,19$	vérifié	(0,00)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 7,80$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} = 14,30$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} = 307,90$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous		$V_{effRd} = 0,5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ N_{b2,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 1,75 < 307,90$	vérifié	(0,01)

BARRE 3

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 97,72$ [kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement		$F_{v,Rd} = 0,6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
-------------------------	---	--	---

Pression du boulon sur la barre

Direction x			
$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$k_{1x} = \min[2,8 \cdot (e_2/d_0) - 1,7, 2,5]$
$k_{1x} > 0,0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bx} = 0,67$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons		$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0,25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0,0$	$0,67 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd1x} = 113,88$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou		$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_f / \gamma_{M2}$

Direction z			
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$k_{1z} = \min[2,8 \cdot (e_1/d_0) - 1,7, 1,4 \cdot (p_1/d_0) - 1,7, 2,5]$
$k_{1z} > 0,0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0,0$	$1,00 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd1z} = 170,82$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_f / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x			
$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$k_{1x} = \min[2,8 \cdot (e_2/d_0) - 1,7, 2,5]$
$k_{1x} > 0,0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bx} = 0,75$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons		$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0,25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0,0$	$0,75 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd2x} = 98,55$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou		$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_f / \gamma_{M2}$

Direction z			
$k_{1z} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	2,50	> 0,00	vérifié
$\alpha_{bz} =$	1,00	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	1,00	> 0,00	vérifié
$F_{b,Rd2z} =$	131,40 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$e =$	31 [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons	
$M_0 =$	0,90 [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = N_{b3,Ed} \cdot e$
$F_{NSd} =$	9,72 [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b3,Ed} / n$
$F_{MSd} =$	7,48 [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{MSd} = M_0 \cdot x_{max} / \sum x_i^2$
$F_{x,Ed} =$	9,72 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} =$	7,48 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} =$	12,27 [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} =$	98,55 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} =$	131,40 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	9,72	< 98,55	vérifié (0,10)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	7,48	< 131,40	vérifié (0,06)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	12,27	< 97,72	vérifié (0,13)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$\beta_3 =$	0,54	Coefficient de réduction	[Tableau 3.8]
$A_{net} =$	32,35 [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - d_0 \cdot t_{r3}$
$N_{u,Rd} =$	510,09 [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (\beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_{u3}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} =$	739,19 [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = (0.9 \cdot A \cdot f_{y3}) / \gamma_{M2}$
$ N_{b3,Ed} \leq N_{u,Rd}$	29,17	< 510,09	vérifié (0,06)
$ N_{b3,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	29,17	< 739,19	vérifié (0,04)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} =$	7,80 [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} =$	14,30 [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} =$	307,90 [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ N_{b3,Ed} \leq V_{effRd}$	29,17	< 307,90	vérifié (0,09)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,13

7.4.2 Assemblage traverse - traverse :

L'assemblage traverse - traverse est réalisé par l'intermédiaire d'une platine boulonnée

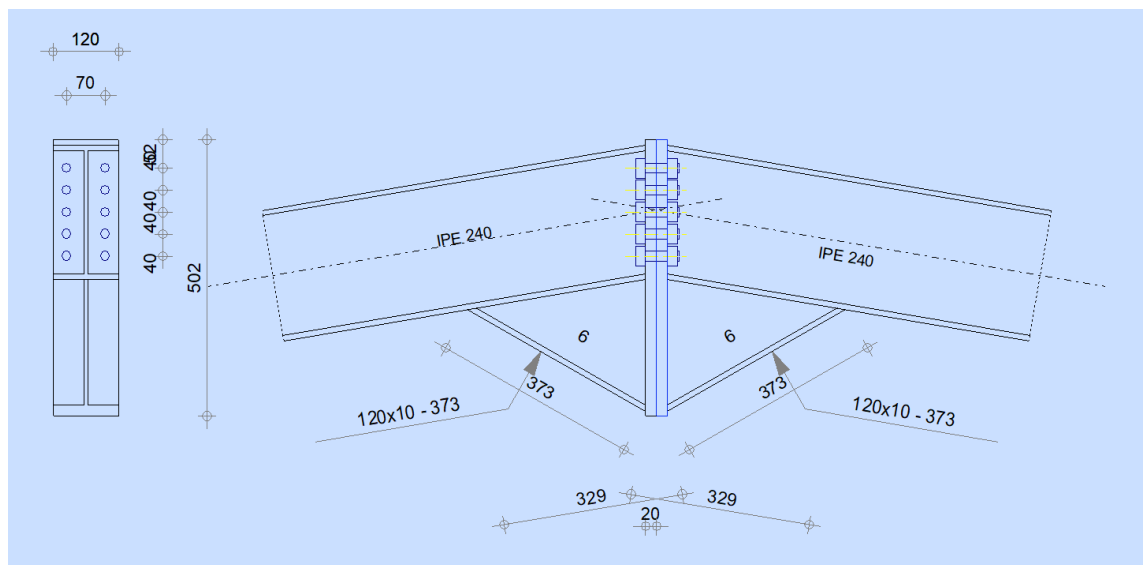


Figure 7-3 Assemblage traverse-traverse

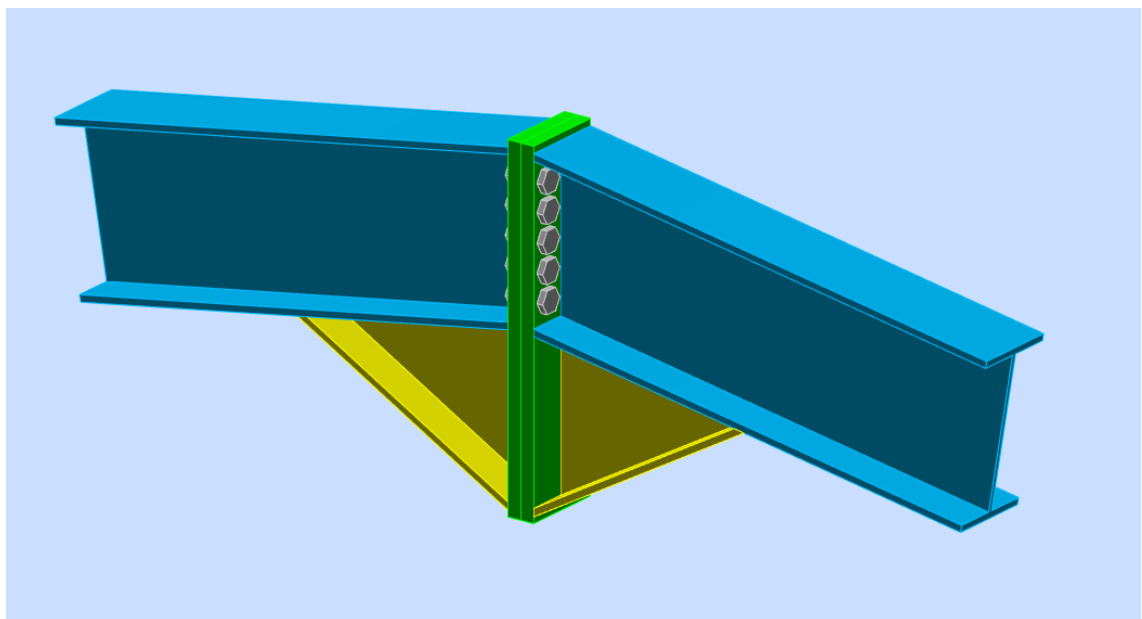
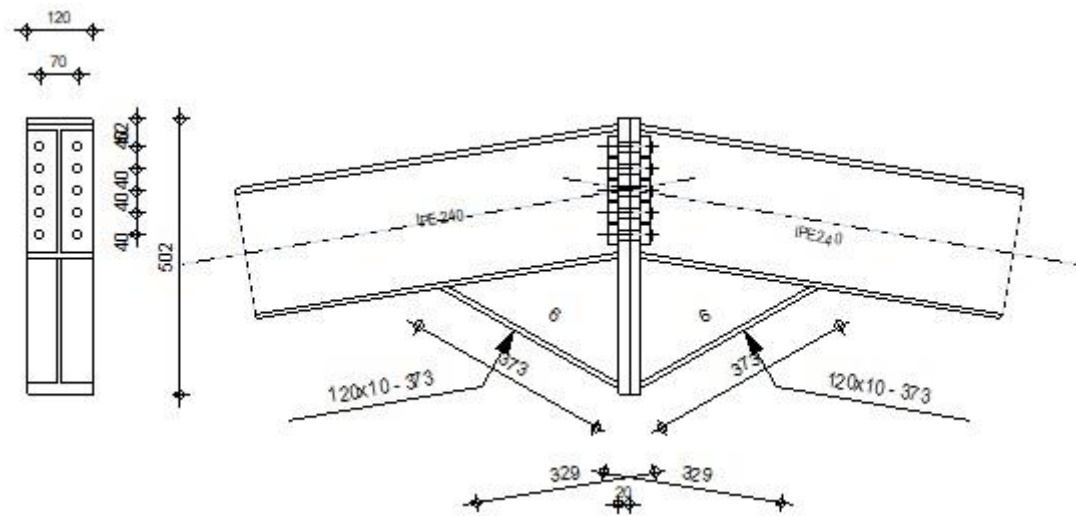


Figure 7-4 Assemblage traverse-traverse vue 3D

Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre
 NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

Rati
 o
0,13



GENERAL

Assemblage N°:	2
Nom de l'assemblage :	Poutre - poutre
Noeud de la structure:	38
Barres de la structure:	31, 32

GEOMETRIE

GAUCHE

POUTRE

Profilé:	IPE 240		
Barre N°:	31		
$\alpha =$	-	[Deg]	Angle d'inclinaison
	170,4		
h_{bl}	240	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
b_{fbl}	120	[mm]	Largeur de la section de la poutre
t_{wbl}	6	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la

$\alpha =$	$170,4$	[Deg]	Angle d'inclinaison
=			poutre
t_{fb1}	10	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
=			
$r_{b1} =$	15	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
=			
A_{b1}	$39,12$	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
=			
I_{xb1}	$3891,63$	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
=			
Matéri	ACIER		
au:	E24		
$f_{yb} =$	$235,00$	[MPa]	Résistance

DROITE

POUTRE

Profilé:			IPE 240
Barre N°:			32
$\alpha =$	$-9,6$	[Deg]	Angle d'inclinaison
=			
h_{br}	240	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
=			
b_{fbr}	120	[mm]	Largeur de la section de la poutre
=			
t_{wbr}	6	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
=			
t_{fbr}	10	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
=			
$r_{br} =$	15	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
=			
A_{br}	$39,12$	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
=			
I_{xbr}	$3891,63$	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
=			
Matéri	ACIER		
au:	E24		
$f_{yb} =$	$235,00$	[MPa]	Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

d =	18	[m m]	Diamètre du boulon
Clas se =	8.8		Classe du boulon
F _{tRd} =	110 ,59	[kN]	Résistance du boulon à la traction
n _h =	2		Nombre de colonnes des boulons
n _v =	5		Nombre de rangées des boulons
h ₁ =	52	[m m]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement e _i =	70	[mm]	
Entraxe p _i =	40; 40; 40; 40	[mm]	

PLATINE

h _{pr} =	502	[mm]	Hauteur de la platine
b _{pr} =	120	[mm]	Largeur de la platine
t _{pr} =	20	[mm]	Épaisseur de la platine
Matériau:	ACIER E24		
f _{ypr} =	235,00	[M Pa]	Résistance

JARRET INFERIEUR

W _{rd} =	120	[mm]	Largeur de la platine
t _{frd} =	10	[mm]	Épaisseur de l'aile
h _{rd} =	240	[mm]	Hauteur de la platine
t _{wrd} =	6	[mm]	Épaisseur de l'âme
l _{rd} =	609	[mm]	Longueur de la platine
α _d =	29, 7	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	ACIER		
f _{ybu} =	235,00	[MP a]	Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	5	[mm]	Soudure âme
$a_r =$	7	[mm]	Soudure semelle
$a_{fd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

γ_{M0}	1,0		Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
=	0			
γ_{M1}	1,0		Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
=	0			
γ_{M2}	1,2		Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
=	5			
γ_{M3}	1,1		Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
=	0			

EFFORTS**Etat limite: ultime**

$$C \quad 10: 1,35 (G+W2+S)$$

$$as: (1+4+5) * 1.35$$

$$M_{b1, Ed} = \begin{matrix} 13, \\ 20 \end{matrix} \quad \begin{matrix} \text{[kN*m} \\ \text{]} \end{matrix} \quad \begin{matrix} \text{Moment fléchissant dans la poutre} \\ \text{droite} \end{matrix}$$

$$V_{b1, Ed} = \begin{matrix} 16, \\ 60 \end{matrix} \quad \begin{matrix} \text{[kN]} \\ \end{matrix} \quad \begin{matrix} \text{Effort tranchant dans la poutre droite} \\ \end{matrix}$$

$$N_{b1, Ed} = \begin{matrix} 41, \\ 16 \end{matrix} \quad \begin{matrix} \text{[kN]} \\ \end{matrix} \quad \begin{matrix} \text{Effort axial dans la poutre droite} \\ \end{matrix}$$

RESULTATS**RESISTANCES DE LA POUTRE****TRACTION**

$$A_b = \begin{matrix} 39, \\ 12 \end{matrix} \quad \begin{matrix} \text{[cm}^2\text{]} \\ \end{matrix} \quad \begin{matrix} \text{Aire de la section} \\ \end{matrix} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.3]}$$

$$N_{tb, Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$N_{tb, Rd} = \begin{matrix} 919 \\ ,32 \end{matrix} \quad \begin{matrix} \text{[kN]} \\ \end{matrix} \quad \begin{matrix} \text{Résistance de calcul de la section à la} \\ \text{traction} \end{matrix} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.3]}$$

CISAILLEMENT

$$A_{vb} = 34,03 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$$V_{cb,Rd} = 461,68 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calcul de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0 \quad 0,04 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,04)$$

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$$W_{plb} = 366,65 \text{ [cm}^3\text{]} \quad \text{Facteur plastique de la section} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{b,pl,Rd} = 86,16 \text{ [kNm]} \quad \text{Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$$W_{pl} = 932,20 \text{ [cm}^3\text{]} \quad \text{Facteur plastique de la section} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{cb,Rd} = 219,07 \text{ [kNm]} \quad \text{Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

AILE ET AME EN COMPRESSION

$$M_{cb,Rd} = 219,07 \text{ [kNm]} \quad \text{Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$h_f = 473 \text{ [mm]} \quad \text{Distance entre les centres de gravité des ailes} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$$F_{c,fb,Rd} = 463,31 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'aile et de l'âme comprimées} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$\beta = 9,6 \text{ [Deg]} \quad \text{Angle entre la platine d'about et la poutre}$$

$$\gamma = 29,7 \text{ [Deg]} \quad \text{Angle d'inclinaison du renfort}$$

$$b_{eff,c} = 159 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$A_{vb} = 19,15 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0, \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$\beta = \frac{9,6}{6}$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre
 cisaillement

$\sigma_{com,Ed} = \frac{21,76}{a}$ [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$k_{wc} = \frac{1,00}{00}$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$

$F_{c,wb,Rd1} = \frac{274}{1,19}$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wb} = \frac{1,90}{m}$ Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_p = \frac{0,88}{p}$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho = \frac{0,88}{p}$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$

$F_{c,wb,Rd2} = \frac{241}{1,60}$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1} , F_{c,wb,Rd2})$

$F_{c,wb,Rd,low} = \frac{241}{1,60}$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

r	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,c} p	l _{eff,n} c	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,c} p,g	l _{eff,n} c,g	l _{eff,1} ,g	l _{eff,2} .g
	26	-	25	-	40	16 5	15 3	15 3	15 3	12 2	10 5	10 5	10 5
	26	-	25	-	40	16 5	13 6	13 6	13 6	80	40	40	40
	26	-	25	-	40	16 5	13 6	13 6	13 6	80	40	40	40
	26	-	25	-	40	16 5	13 6	13 6	13 6	80	40	40	40
	26	-	25	-	40	16	13	13	13	12	89	89	89

r	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,c} p	l _{eff,n} c	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,c} p,g	l _{eff,n} c,g	l _{eff,1} .g	l _{eff,2} .g
						5	7	7	7	2			

- 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,} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
- cp
- l_{eff,} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
- nc
- l_{eff,} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
- 1
- l_{eff,} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
- 2
- l_{eff,} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- cp,g
- l_{eff,} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- nc,g
- l_{eff,} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
- 1,g
- l_{eff,} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2
- 2,g

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION

$F_t = 110$ [k Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]
 $R_d = ,59$ N]

$B_p = 297$ [k Résistance du boulon au cisaillement au [Tableau 3.4]
 $R_d = ,22$ N] poinçonnement

$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{tb,Rd} , n_v n_h F_t,Rd , n_v n_h B_p,Rd)$

$N_{j,Rd} = 919$ [kN] Résistance de l'assemblage à la [6.2]
 $= ,32$ traction

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,04 < 1,00$ vérifié (0,04)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$F_t = 110$ [k Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]
 $R_d = ,59$ N]

$F_{t,Rd} = \frac{F_t}{1,59}$ [k N] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = \frac{297}{1,22}$ [k N] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$F_{t,c,Rd}$ – 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 fléchie à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [Tab.6.2]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [Tab.6.2]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	221,18	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(1)} = 221,18$	221,18	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 222,45$	222,45	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 594,44$	594,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} = 463,31$	463,31	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 241,60$	241,60	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	20,42	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)} = 221,18$	221,18	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 198,48$	198,48	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 594,44$	594,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum^1 F_{ij,Rd} = 463,31 - 221,18$	242,12	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum^1 F_{ij,Rd} = 241,60 - 221,18$	20,42	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum^1 F_{ij,Rd} = 348,42 - 221,18$	127,23	Platine d'about - traction - groupe

$F_{t2,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t2,Rd,comp}$	Composant
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 210,64 - 221,18$	-10,55	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

$F_{t3,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t3,Rd,comp}$	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min}(F_{t3,Rd,comp})$	0,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 221,18$	221,18	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 198,48$	198,48	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 594,44$	594,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 463,31 - 241,60$	221,70	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 241,60 - 241,60$	0,00	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 286,55 - 20,42$	266,13	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 116,56 - 20,42$	96,14	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 493,01 - 241,60$	251,41	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 268,92 - 241,60$	27,31	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

r	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
	436	221,18	-	-	221,18	222,45	221,18	594,44
	396	20,42	-	-	221,18	198,48	221,18	594,44
	356	-	-	-	221,18	198,48	221,18	594,44
	316	-	-	-	221,18	198,48	221,18	594,44
	276	-	-	-	221,18	200,23	221,18	594,44

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$= \begin{matrix} M_{j,Rd} & 104 & [\text{kN}\cdot\text{m} & \text{Résistance de l'assemblage à la} \\ & ,52 &] & \text{flexion} \end{matrix} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,13 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,13)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$\alpha_v = \begin{matrix} 0,6 \\ 0 \end{matrix} \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$\alpha_v =$	0,6 0	Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$	[Tableau 3.4]
$F_{v,Rd} =$	97,72 [kN]	Résistance d'un boulon au cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{t,Rd,max} =$	110,59 [kN]	Résistance d'un boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,int} =$	109,50 [kN]	Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,ext} =$	163,36 [kN]	Résistance du boulon de rive en pression diamétrale	[Tableau 3.4]

r	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	221,18	8,23	221,18	27,92	36,16	172,61
2	221,18	8,23	20,42	2,58	10,81	188,61
3	221,18	8,23	0,00	0,00	8,23	190,24
4	221,18	8,23	0,00	0,00	8,23	190,24
5	221,18	8,23	0,00	0,00	8,23	190,24

$F_{tj,Rd,N}$ – 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

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$V_{j,Rd} =$	931,93 [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	[Tableau 3.4]
--------------	-------------	--	---------------

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	$0,02 < 1,00$	vérifié	(0,02)
---------------------------------	---------------	----------------	--------

RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w =$	85,25	[c m ²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3. 2(2)]
$A_{wy} =$	43,06	[c m ²]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3. 2(2)]
$A_{wz} =$	42,19	[c m ²]	Aire des soudures verticales	[4.5.3. 2(2)]
$I_{wy} =$	24329 ,21	[c m ⁴]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3. 2(5)]
$\sigma_{\perp \max} = \tau_{\perp \max} =$	9,25	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3. 2(6)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	8,59	[MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3. 2(5)]
$\tau_{\parallel} =$	3,94	[MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3. 2(5)]
$\beta_w =$	0,80		Coefficient de corrélation	[4.5.3. 2(7)]

$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	18,51 < 365,00	vérifié	(0,05)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	18,49 < 365,00	vérifié	(0,05)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	9,25 < 262,80	vérifié	(0,04)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} =$	4	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	13	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	18	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	53	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	6	[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	67,42	2472,06
1	436	∞	∞	42	5	19,68	858,18
2	396	∞	∞	16	3	13,24	524,45

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
3	356	∞	∞	16	3	11,91	423,85
4	316	∞	∞	16	3	10,57	333,96
5	276	∞	∞	36	4	12,02	331,62

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 367 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$k_{eq} = 1/8 \text{ [m]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de 8 boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 k_{eq} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 519132,93 \text{ [kN}^* \text{ m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,0/0 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 519132,93 \text{ [kN}^* \text{ m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 10742,44 \text{ [kN}^* \text{ m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pi} = 671,40 \text{ [kN}^* \text{ m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \text{ RIGIDE}$$

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DE LA POUTRE OU AILE DE LA CONTREPLAQUE EN COMPRESSION

REMARQUES

Pince du boulon trop grande. 291 [mm] > 120 [mm]

Entraxe des boulons trop faible. 40 [mm] < 44 [mm]

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la
Norme**

Ra 0,
tio 13

7.4.3 Assemblage poteau-traverse

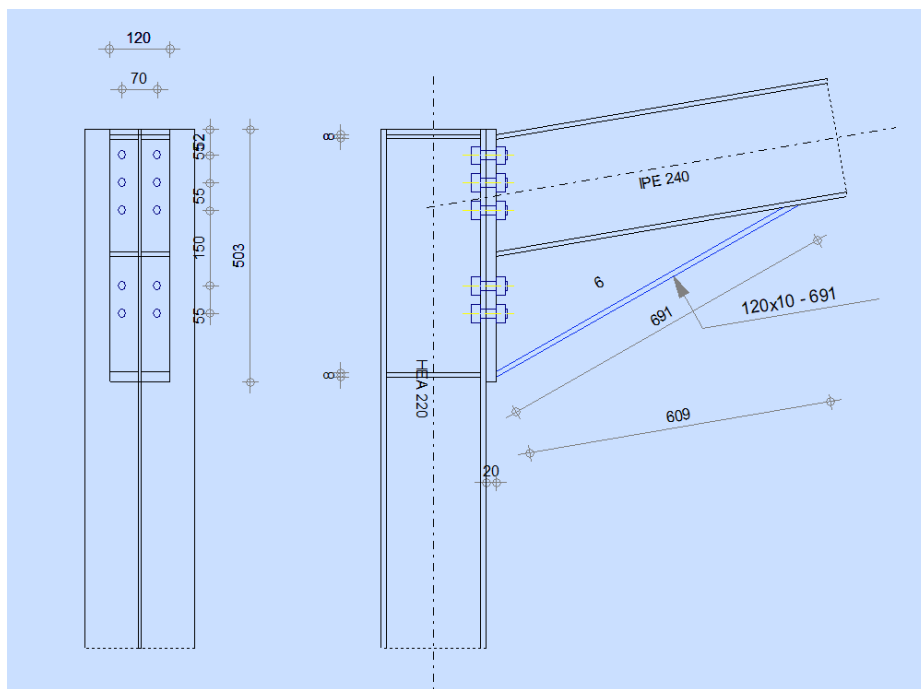


Figure 7-5 Assemblage poutre-poteaux

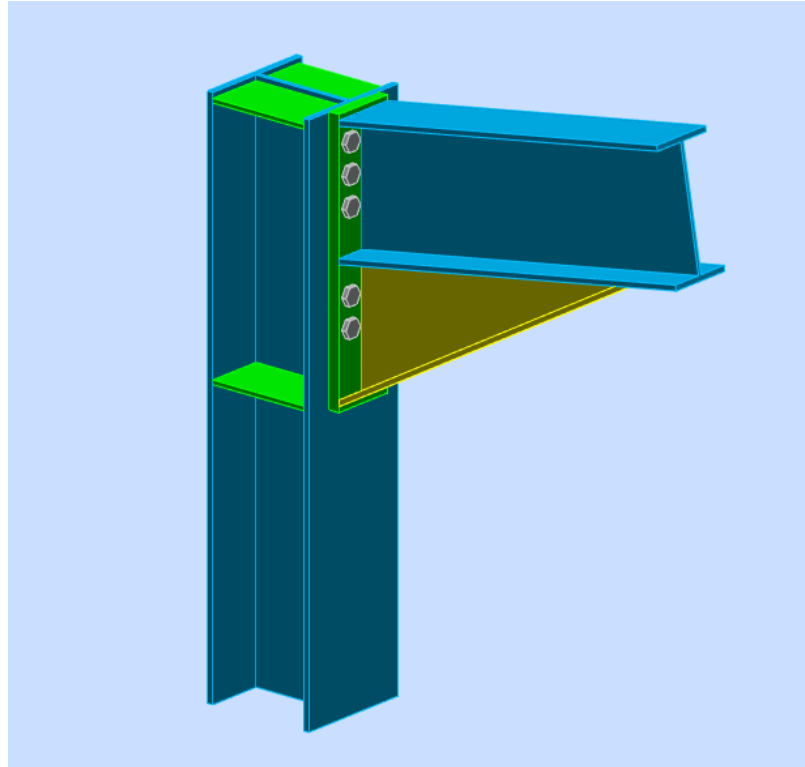


Figure 7-6 Assemblage poutre-poteaux vue 3D

7.4.3.1 Vérification manuelle

Efforts de calcul :

$$M_{\max} = 35.77 \text{ KN.m.} \quad N_{\text{corr}} = 44.46 \text{ KN.} \quad V_{\text{corr}} = 25.15 \text{ KN}$$

1.Assemblage poteau platine :

A. Dimensionnements des boulons :

- **Choix des diamètres des boulons :**

On choisit des boulons M16 de diamètre $\varnothing 16$ de classe 10.9

- Disposition des boulons :

- **Distance entre axe des boulons :**

$$P1 \geq 2,2d_0 \quad P2 \geq 3d_0 \quad \text{Avec : } d_0 = 20 \text{ mm (Tableau 6.1 Eurocode 3)}$$

$$P1 \geq 2,2 \times 20 = 44 \text{ mm On prend : } P1 = 55 \text{ mm}$$

$$P2 \geq 3 \times 20 = 55 \text{ mm}$$

- **Pince longitudinale :**

$e_1 \geq 1.2d_0$ $e_1 \geq 1.2 \times 20 = 30$ mm On prend : $e_1 = 50$ mm.

- **Pince transversale :**

$e_2 \geq 1.5 d_0$ $e_2 \geq 1.5 \times 20 = 30$ mm On prend : $e_2 = 70$ mm

- **Détermination des distances dans les boulons :**

$d_1 = 451$ mm. $d_2 = 396$ mm. $d_3 = 341$ mm

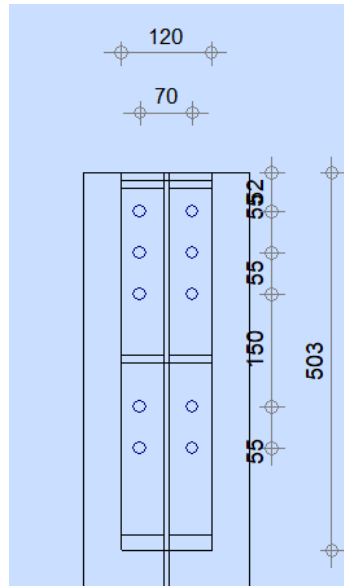


Figure 7-7 Schéma représente les distances des boulons.

2.Vérification de la résistance de l'assemblage des boulons a l'ELU :

- **Calcul du moment résistant :**

$$M_{Rd} = \frac{N_i \times \sum d_i^2}{d_i}$$

$$D'où : N_i = \frac{M_{Rd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

N_i : l'effort maximal de traction du boulon le plus éloigné de centre de rotation.

d_i : Distance des boulons par rapport au centre de rotation.

L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons vaut :

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$F_p = 0.7 \times 800 \times 10^{-3} \times 192 = 107,52 \text{ KN (par boulon).}$$

Le moment résistant de l'assemblage :

$$M_{Rd} = \frac{N_i \times \sum d_i^2}{d_i} = \frac{n \times F_p \times \sum d_i^2}{d_i}$$

n : est le nombre de boulons dans une rangée horizontale.

1. Vérification de la résistance de l'assemblage :

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

$$\sum d_i^2 = (451^2 + 396^2 + 341^2) = 476498 \text{ mm}^2$$

$$M_{rd} = \frac{n \times f_p \times \sum d_i^2}{d_i} = \frac{2 \times 107,52 \times 476498}{451} \times 10^{-3} = 227,19$$

$$M_{sd} = 35,77 \text{ Kn.m} < M_{rd} = 227,19 \text{ Kn.m}$$

- **Vérification sous l'effort tranchant :**

Par boulons :

$$\frac{V_{sd}}{n} = \frac{25,15}{10} = 2,515 \text{ Kn}$$

Il faut vérifier que :

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq V_{Rd} = \frac{k_s \times m \times \mu \times F_p}{\gamma_{m2}}$$

$$2,515 \text{ Kn} \leq 34,40 \text{ Kn}$$

Vérifier

Avec:

$\mu = 0,4$ (Pour surfaces grenonnées, sablées et peintes). (art.6.5.8.3 eurocode3)

$K_s = 1$

$m = 1$

$\gamma_{m2} = 1,25$

- **Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :**

$$F_v < F_{trd}$$

Avec :

$$F_{trd} = 0.58 \times f_y \times h \times \frac{t_w}{\gamma_{m0}} = 200.361 \text{ Kn}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{35.77}{0.199} = 179.74 \text{ Kn}$$

$$F_v = 179.74 \text{ Kn} < F_{trd} = 200.361 \text{ Kn} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

2. Assemblage platine poutre :

Cette liaison se fera au moyen de cordon de soudure

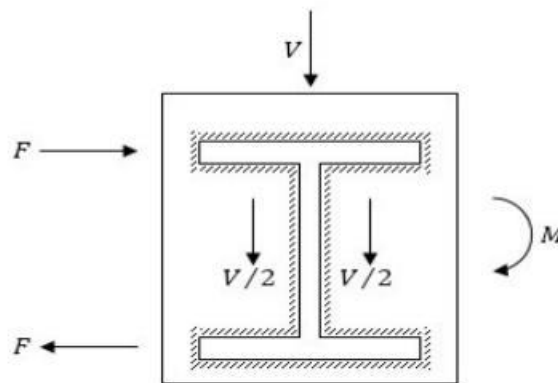


Figure 7-8 représentation assemblage platine poutre.

- **Epaisseur de la platine :**

Soit $e = 20 \text{ mm}$

- **Gorge reliant l'âme :**

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 t_w \quad 3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \times 7 \text{ mm} \quad a = 3,5 \text{ mm}$$

- **Gorge reliant la semelle :**

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 t_f \quad 3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \times 7 \text{ mm} \quad a = 3,5 \text{ mm}$$

- **Distribution des efforts sur les différents cordons :**

-Cordon âme platine :

Chaque cordon reprend : $\frac{V}{2} = \frac{25.15}{2} = 12.57 \text{ Kn}$

-Cordon semelle :

$$L = 2b - t_w = 220 - 7 = 213 \text{ mm} = 21.3 \text{ cm}$$

$$N = M / L = 35.77 / 0,213 = 167,93 \text{ Kn}$$

-Cordon semelle platine :

$$L = \frac{N \cdot \sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{mw}}{a \cdot f_u} \dots \dots \dots \text{(EC3 Art 6.6.5.3)}$$

β_w : Coefficient de corrélation = 0.8

γ_{mw} : Coefficient de sécurité = 1.25

f_u : Valeur normal de la résistance = 360Mpa

$a = 5 \text{ mm} = 0,5 \text{ cm}$:Gorge reliant la semelle

$$L = \frac{167.93 \times \sqrt{3} \times 0.8 \times 1.25}{0.5 \times 36} = 16.15 \text{ cm}$$

$L = 21.3 \text{ cm} > 16.15 \text{ cm}$ Vérifier

Remarque :

La note de calcule de l'assemblage poteau poutre est jointe dans l'annexe 5.

7.4.4 Assemblage pied de poteaux :

Les bases des poteaux et les tiges d'ancrage sont des éléments de continuité qui assurent la transmission des efforts de la superstructure aux fondations, ce sont des

liaisons.

Ces derniers sont constitués d'une plaque d'assise appelée platine assurant la pression dans le béton, soudée au poteau reposant sur la fondation et fixée aux tiges d'ancrage.

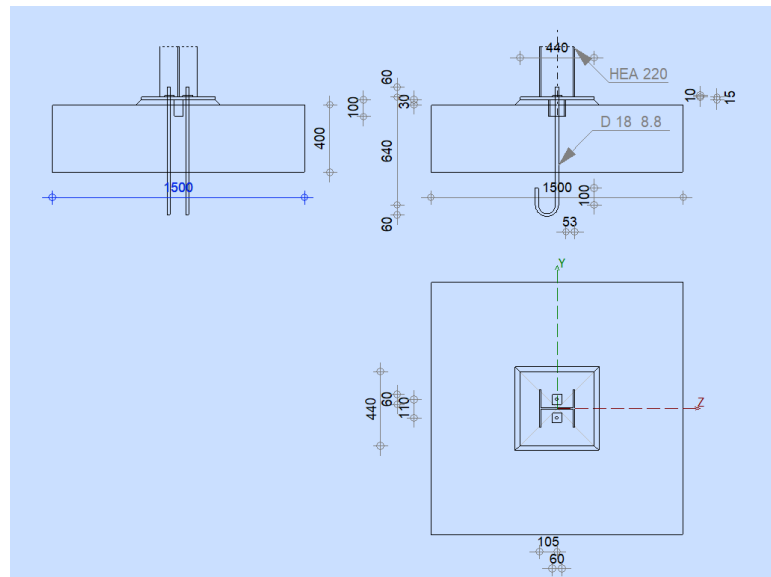


Figure 7-9 Assemblage pied de poteau

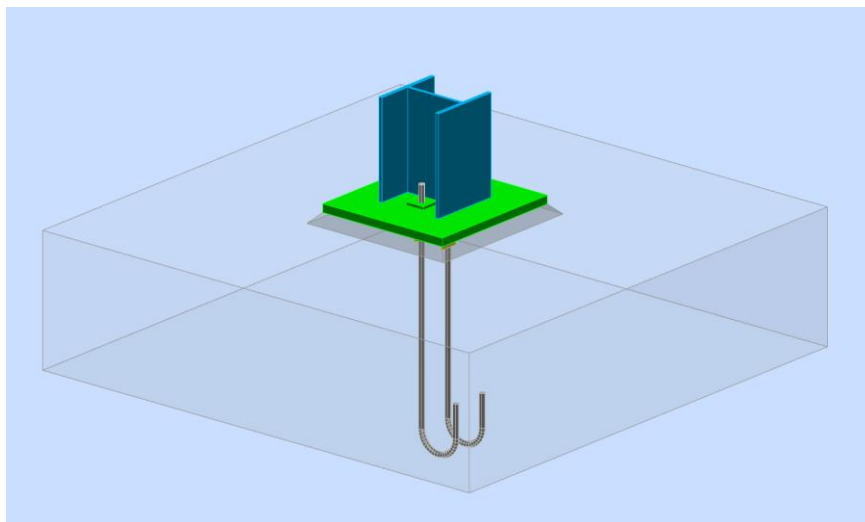


Figure 7-10 Assemblage pied de poteau en vue 3D

Calcul manuel du pied de poteau articulé :

- **Dimensionnement de la tige d'ancrage des poteaux :**

Le pied de poteau est articulé

On a $N_t = 54.93 \text{ KN}$

h : la hauteur de la section HEA220 donc $h = 210 \text{ mm}$

c : le débord, donné par : $c = (100; 150)$ on prend $c = 100 \text{ mm}$

D'où : $a = h + 2c = 210 + 2 \times 100 = 410 \text{ mm}$

$$b = b + 2c = 220 + 2 \times 100 = 420 \text{ mm}$$

L'ancrage est réalisé par deux tiges :

$$\frac{Nt}{2} \leq \frac{\pi \times \phi}{4} \times f_y$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{2 \times 54.93}{3.14 \times 23.5}} = 1.22 \text{ cm}$$

On prend $\phi = 1.8 \text{ cm}$

- **Vérification de la tige d'ancrage :**

L'effort admissible par scellement est fixé par la règle suivant :

$$N_a = 0.1 \times \left(1 + \frac{7g_c}{1000}\right) \times \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)^2} \times (20\phi + 19.2\phi + 7\phi)$$

gc: Le dosage en ciment = 350 Kg/m³

$$N_a = 32.48 > \frac{Nt}{2} = 27.46 \quad (\text{vérifiée})$$

- **Vérification de la contrainte de compression sur la semelle de la fondation :**

L_p = 44 cm (longueur de la platine)

B_p = 32 cm (largeur de la platine)

$$\sigma = \frac{Nt}{L_p \times B_p} = \frac{54.93 \times 10^{-3}}{(44 \times 32) \times 10^{-4}} = 0.29 < F_{ub} = 14.2 \text{ Mpa}$$

- **Détermination de l'épaisseur de la platine :**

il faut vérifier que :

$$\sigma \times b \times \frac{\mu}{2} \leq f_y \times \frac{bt^2}{6}$$

$$\text{Soit : } t \geq \mu \times \sqrt{\frac{3 \times \sigma}{f_y}}$$

$$t \geq 11.54$$

On prend $t = 15 \text{ mm}$

Remarque :

La note de calcul du pied de poteau est jointe dans l'annexe 5.

8

CHAPITRE

ETUDE DE

L'INFRASTRUCTURE

8.1 Introduction

La présente étude constitue au choix et au dimensionnement du type de fondation nécessaire pour le bâtiment. L'infrastructure doit donc constituer un ensemble rigide capable de remplir les triples fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.
- Transmettre au sol des fondations les efforts apportés par la superstructure.
- Limiter les tassements différentiels à une valeur acceptable.
- Cependant, dans la recherche de toutes les caractéristiques ci-hauts, nous associons au choix de cette fondation les critères suivants :
- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage) : tenir compte de la disponibilité humaine et matérielle.

- Economie : chercher le meilleur coupe sécurité / coût.

8.2 Choix du type de fondation :

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
 - La contrainte admissible du sol (site S3) $\sigma_{sol} = 1.9 \text{ bar}$.
 - La profondeur d'ancrage est $D = 1.00 \text{ m}$.

Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'action qui d'écrite au **[RPA99 V2003.Art.10.1.4.1]**.

1. $G+Q+E$
2. $0,8 G+E$

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit un radier général soit des semelles isole.

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment (**$S_s / S_b < 50\%$**)

8.3 Choix de type des semelles :

La surface de la semelle est donnée par

$$S_{totale} \geq \frac{N_t}{\sigma_{sol}} = \frac{1302}{190} = 6.85 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 1.9 \text{ bars} = 190 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{Surface totale du bâtiment : } S_{\text{bâtiment}} = 12 \times 24 = 288 \text{ m}^2, 0.5 S_b = 144 \text{ m}^2$$

$$S_s = 6.85 \text{ m}^2 \leq 0.5 S_b = 144 \text{ m}^2$$

On déduit que la surface totale des semelles ne dépasse pas 50% de la surface d'emprise du bâtiment, donc on opte pour une semelle isolée.

- Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel ROBOT sont :

ELS	ELU	Accidentelle
Nser=188.42 KN	Nu=270.69 KN	Nacc=188.95 KN
Mser=0	Mu=0	Macc=0

Tableau 8-1 Les efforts sous chaque action

On remarque que les moments sous différentes combinaisons sont nuls. Car on a des appuis doubles.

Les valeurs sont amplifiées par 1.2 fois selon l'article C.1.2.1 du CBA93 [5].

8.3.1 Dimensionnement de la Semelle :

- **Détermination de H et B :**

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A = B \frac{a}{b} \\ B = H \frac{b}{a} \end{array} \right\}$$

On utilise un poteau avec un HEA 220 donc a = 210 mm b = 220 mm

$$\frac{A}{B} = 0.95 \Rightarrow A = 0.95 B$$

$$\frac{Nu}{Ns} = \frac{270.69}{188.42} = 1.44 < \sigma_{sol} = 1.9 \text{ bar}$$

Donc l'ELS prépondérant, on dimensionne la section à l'ELS

$$\sigma_{sol} = \frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \Rightarrow S_{semelle} = \frac{N_{ser} \times 1.20}{\sigma_{sol}} = 11900.21 \text{ cm}^2$$

$$B^2 = \frac{11900.21}{0.95} \Rightarrow B = \sqrt{12526.53} = 111.92 \text{ cm} = 1.11 \text{ m}$$

On choisit **B = 1.5 m** et **A = 1.5 m**

- **Détermination de d et h :**

$$\frac{B-b}{4} < d < H-h \Rightarrow 32\text{cm} \leq d \leq 70\text{cm}$$

$$d = 35\text{ cm}$$

$$h = d + 5\text{cm}$$

$$\text{Alors } h_t = 40\text{cm}$$

▪ **Poids de la semelle :**

$$P_s = A \times B \times h_t \times \gamma_b = 27\text{ KN}$$

▪ **Vérification courante :**

$$\sigma_s = \frac{N_s + P_s}{S_s} = 0.33\text{ bar} \leq \sigma_{sol} = 1.9\text{ bar} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Calcul du ferrillage :

- **À ELU**

$$A//A = \frac{N_u \times (A-a)}{8d \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)}$$

$$A//B = \frac{N_u \times (B-b)}{8d \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)}$$

- **À ELS**

$$A//A = \frac{N_s \times (A-a)}{8d \times \sigma_{st}}$$

$$A//B = \frac{N_s \times (B-b)}{8d \times \sigma_{st}}$$

Avec:

$$f_e = 400\text{ MPA}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

- **Accidentelle**

$$A//A = \frac{N_{acc} \times (A-a)}{8d \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)}$$

$$A//B = \frac{N_{acc} \times (B-b)}{8d \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)}$$

	ELU	ELS	ELA
A//A	3.58 cm ²	2.49 cm ²	2.50 cm ²
A//B	3.55 cm ²	2.47 cm ²	2.48 cm ²

Tableau 8-2 Tableau des sections sous les différentes combinaisons

- **Cas le plus défavorable :**

$A//A \Rightarrow 5.06 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ donc on prend un ferrailage de 8T10=6,28 cm²

$A//B \Rightarrow 3.34 \text{ cm}^2$ donc on prend un ferrailage de 8T10=6,28 cm²

- **Détermination de la hauteur du patin 'e' :**

$e \geq \max (6\phi+6\text{cm}, 15\text{cm})$

$\Rightarrow e \geq \max (12; 15\text{cm})$ donc on prend $e = 20 \text{ cm}$

- **Verification du poinçonnement:**

$N'u = N \left(1 - \frac{(a+h)(b+h)}{s}\right) = 30,50 \text{ KN} < 0,045 \times P_c \times h \times \frac{f_y}{\gamma_b} = 73,5 \text{ KN} \Rightarrow$ verifier

$P_c = [(a+h) + (b+h)] \times 2 = 2,88 \Rightarrow$ Condition vérifiée

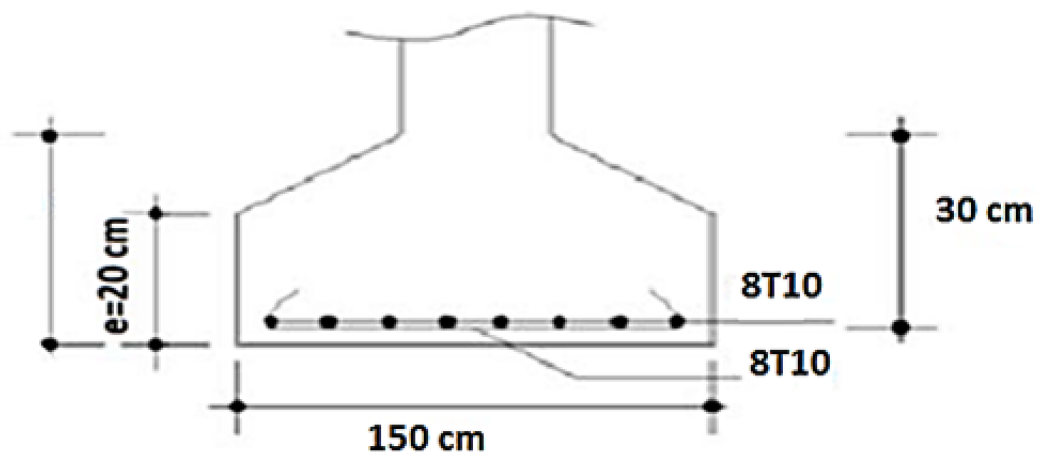


Figure 8-1 Ferrailage des semelles isolées

8.4 Calcul des longrines :

Les longrines sont des éléments d'infrastructure qui ont pour rôle de relier les semelles. Elles sont sollicitées par un effort normal de traction.

Selon le RPA 99 version 2003, les dimensions minimales sont de (25x30) cm². pour site S3 Donc, on prend des longrines de dimensions (30x35) cm².

Les longrines, ou le dispositif équivalent, doivent être calculées pour résister à la traction sous 20kN. L'action d'une force est égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

N : Est la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarités

$\alpha = 15$ selon la catégorie du site



Figure 8-2 Coupe transversale des semelles isolées.

8.5 Calcul du ferrillage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à : $F = \max\left[\frac{N}{\alpha}, 20 \text{ KN}\right]$

- À L'ELU

$$F = \frac{164,95}{10} = 16,495 \text{ KN}$$

- À L'ELS

$$F = \frac{114,46}{10} = 11,446 \text{ KN}$$

$$F = \max\left[\frac{N_U}{\alpha}, \frac{N_S}{\alpha}, 20 \text{ KN}\right]$$

$$F_u = 20 \text{ KN}$$

AVEC :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}, \sigma_{sol} = 201,63 \text{ MPa},$$

$$A_{st} = \frac{F_u}{\sigma_{st}}$$

- À L'ELU

$$A_{st} = 0,57 \text{ cm}^2$$

- À L'ELS

$$A_{st} = 0,99 \text{ cm}^2$$

le RPA 99 version 2003 exige un ferrailage minimum 0,6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20 cm, 15 ϕ)

$$A_{min} = 0,6\% (25 \times 30) = 4,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_{st} = 6T10 = 4,71 \text{ cm}^2$$

▪ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} = 4,71 \text{ cm}^2 \geq A_{st \text{ min}} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_E} = 1,035 \text{ cm}^2$$

⇒ Condition vérifiée

• **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_{min}; \frac{b}{10} \right)$$

Alors on prend : $\phi t = 10 \text{ mm}$

• **Calcul de l'espacement des cadres :**

Le RPA99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$S_t \leq (20 \text{ cm} ; 20 \phi t)$$

Alors on adopte un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

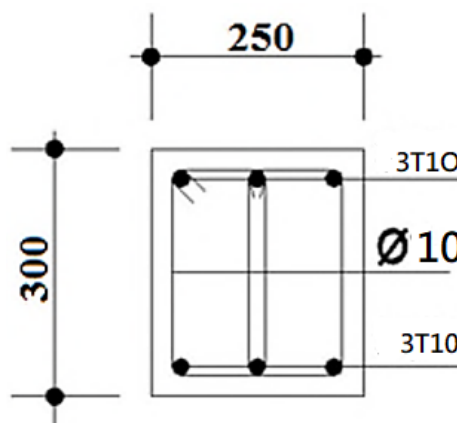


Figure 8-3 Schéma de ferrailage des longrines

Vérification nécessaire à L'ELU :

- **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérification que $\tau_u < \bar{\tau}$

Fissuration nuisible la semelle est en contact avec le sol (e=5cm).

FN $\rightarrow \bar{\tau} < \min(0.1 f_{c28} ; 4 MPa) = 2.5 MPa$

$$\tau_u = \frac{v^{max}}{b \times d} = \frac{261.58 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.9} = 0.96 MPa < \bar{\tau} = 2.5 MPa$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

CONCLUSION GENERALE

L'étude de ce projet nous a permis d'approfondir nos connaissances en analyse et en calcul des structures à la fois pour les calculs nécessitant des logiciels (Robot structure 2019) mais surtout pour des vérifications et dimensionnements manuels des éléments face aux différents phénomènes d'instabilités.

A travers ce mémoire, on a réussi à faire toutes les phases de conception, calcul et dimensionnement d'une structure métallique en tenant compte des actions environnantes les plus sévères tel que les surcharges d'exploitation, la neige, le vent et le séisme.

Ce dimensionnement concerne chaque élément, assemblage, connexion ou toutes parties sensibles de la construction. La précision et la rigueur dans les calculs, la vérification d'une part et la définition exacte des différents détails de la construction sont requises.

Finalement, le projet de fin d'étude nous a permis de mieux s'intégrer dans le domaine du génie civil.

BIBLIOGRAPHIE

[1] Règles Parasismiques Algériennes : RPA 99/version 2003. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique, 2003.

[2] Calcul des Structures Métalliques selon l'Eurocode03. Jean Morel. Eyrolles Paris, 2008

[3] Charges permanentes et surcharges d'exploitations. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Urbanisme et de la Construction, 1989.

[4] Règles de Calcul des Fondation superficielles. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Equipement et de Logement, 1992.

[5] B.A.E.L 91 : Béton Armé aux Etats Limites, troisième tirage, Eyrolles, 1997.

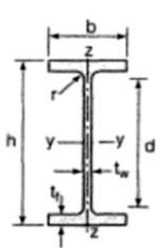
[6] Règles de conception et de calculs des structures en béton armé C.B.A 93, DTR B-C 2.4, Ministère de l'habitat.

[7] Règles de Conception et de Calcul des Structures en Acier« **CCM97** ».

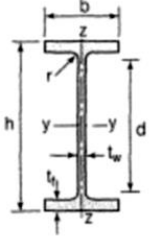
Annexes

Annexe 1 :

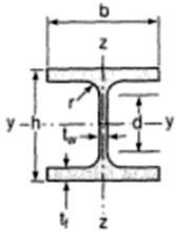
Tableaux des profilées

Poutrelles									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
	Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section	
	h	b	a	e	r	h ₁	P	A	
	h	b	t _w	t _f	r	d	P	A	
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	
80	80,0	46	3,8	5,2	5	59,6	6,0	7,6	
100	100,0	55	4,1	5,7	7	74,6	8,1	10,3	
120	120,0	64	4,4	6,3	7	93,4	10,4	13,2	
140	140,0	73	4,7	6,9	7	112,2	12,9	16,4	
160	160,0	82	5,0	7,4	9	127,2	15,8	20,1	
180	180,0	91	5,3	8,0	9	146,0	18,8	23,9	
200	200,0	100	5,6	8,5	12	159,0	22,4	28,5	
220	220,0	110	5,9	9,2	12	177,6	26,2	33,4	
240	240,0	120	6,2	9,8	15	190,4	30,7	39,1	
270	270,0	135	6,6	10,2	15	219,6	36,1	45,9	
300	300,0	150	7,1	10,7	15	248,6	42,2	53,8	
330	330,0	160	7,5	11,5	18	271,0	49,1	62,6	
360	360,0	170	8,0	12,7	18	298,6	57,1	72,7	
400	400	180	8,6	13,5	21	331,0	66,3	84,5	
450	450,0	190	9,4	14,6	21	378,8	77,6	98,8	
500	500,0	200	10,2	16,0	21	426,0	90,7	115,5	
550	550,0	210	11,1	17,2	24	467,6	105,5	134,4	
600	600,0	220	12,0	19,0	24	514,0	122,4	156,0	

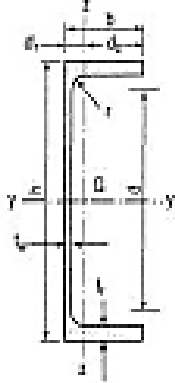
EURONORM 24 -62 DIN 1025														
UPN	Poids (Kg/m)	Dimensions (mm)					V (m ² /m)	F (cm ²)	Ix-x (cm ⁴)	Wx-x (cm ³)	ix-x (cm)	Iy-y (cm ⁴)	Wy-y (cm ³)	iy-y (cm)
		h	b	a	e=r	d								
80	8,9	80	45	6,0	8,0	14,5	0,312	11,0	106	26,5	3,10	19,4	6,36	1,33
100	10,8	100	50	6,0	8,5	15,5	0,372	13,5	206	41,2	3,91	29,3	8,49	1,47
120	13,7	120	55	7,0	9,0	16,0	0,434	17,0	364	60,7	4,62	43,2	11,10	1,59
140	16,4	140	60	7,0	10,0	17,5	0,489	20,4	605	86,4	5,45	62,7	14,80	1,75
160	19,2	160	65	7,5	10,5	18,4	0,546	24,0	925	116,0	6,21	85,3	18,30	1,89
180	22,5	180	70	8,0	11,0	19,2	0,611	28,0	1350	150,0	6,95	114,0	22,40	2,02
200	25,8	200	75	8,5	11,5	20,1	0,661	32,2	1910	191,0	7,70	148,0	27,00	2,14
220	30	220	80	9,0	12,5	21,4	0,718	37,4	2690	245,0	8,48	197,0	33,60	2,30
240	33,9	240	85	9,5	13,0	22,3	0,775	42,3	3600	300,0	9,22	248,0	39,60	2,42
260	38,7	260	90	10,0	14,0	23,6	0,834	48,3	4820	371,0	9,99	317,0	47,70	2,56
280	42,6	280	95	10,0	15,0	25,3	0,890	53,3	6280	448,0	10,90	399,0	57,20	2,74
300	47,1	300	100	10,0	16,0	27,0	0,950	58,8	8030	535,0	11,70	495,0	67,80	2,90
320	60,7	320	100	14,0	17,5	26,0	0,982	75,8	10870	679,0	12,01	597,0	80,60	2,81
350	61,8	350	100	14,0	16,0	24,0	1,050	77,3	12840	734,0	12,90	570,0	75,00	2,72
400	73,2	400	110	14,0	18,0	26,5	1,180	91,5	20350	1020,0	14,90	846,0	102,00	3,04

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques											
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-205 Tolérances : NF EN 10034										
		Caractéristiques de calcul									
I_x		I_x/V_x	i_x	-	-	I_y	I_y/V_y	i_y	-	-	J
I_y		$W_{el,y}$	I_y	$W_{pl,y}$	A_{yz}	I_z	$W_{el,z}$	I_z	$W_{pl,z}$	A_{yz}	I_t
	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴
IPE 80	80,1	20,0	3,24	23,2	3,6	8,48	3,69	1,05	5,8	5,1	0,70
IPE 100	171,0	34,2	4,07	39,4	5,1	15,91	5,78	1,24	9,1	6,7	1,20
IPE 120	317,8	53,0	4,90	60,7	6,3	27,65	8,64	1,45	13,6	8,6	1,74
IPE 140	541,2	77,3	5,74	88,3	7,6	44,90	12,30	1,65	19,2	10,6	2,45
IPE 160	869,3	108,7	6,58	123,9	9,7	68,28	16,65	1,84	26,1	12,8	3,60
IPE 180	1317,0	146,3	7,42	166,4	11,3	100,81	22,16	2,05	34,6	15,3	4,79
IPE 200	1943,2	194,3	8,26	220,6	14,0	142,31	28,46	2,24	44,6	18,0	6,98
IPE 220	2771,8	252,0	9,11	285,4	15,9	204,81	37,24	2,48	58,1	21,3	9,07
IPE 240	3891,6	324,3	9,97	366,6	19,1	283,58	47,26	2,69	73,9	24,8	12,88
IPE 270	5789,8	428,9	11,23	484,0	22,1	419,77	62,19	3,02	97,0	29,0	15,94
IPE 300	8356,1	557,1	12,46	628,4	25,7	603,62	80,48	3,35	125,2	33,7	20,12
IPE 330	11766,9	713,1	13,71	804,3	30,8	788,00	98,50	3,55	153,7	38,7	28,15
IPE 360	16265,6	903,6	14,95	1019,1	35,1	1043,20	122,73	3,79	191,1	45,3	37,32
IPE 400	23128,4	1156,4	16,55	1307,1	42,7	1317,58	146,40	3,95	229,0	51,1	51,08
IPE 450	33742,9	1499,7	18,48	1701,8	50,8	1675,35	176,35	4,12	276,4	58,3	66,87
IPE 500	48198,5	1927,9	20,43	2194,1	59,9	2140,90	214,09	4,30	335,9	67,2	89,29
IPE 550	67116,5	2440,6	22,35	2787,0	72,3	2666,49	253,95	4,45	400,5	76,1	123,24
IPE 600	92083,5	3069,4	24,30	3512,4	83,8	3385,78	307,80	4,66	485,6	87,9	165,42

IPE
(suite)

Poutrelles									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
	Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section	
	h	b	a	e	r	h ₁	P	A	
	h	b	t _w	t _f	r	d	P	A	
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	
HEA 100	96	100	5,0	8	12	56	16,7	21,2	
HEA 120	114	120	5,0	8	12	74	19,9	25,3	
HEA 140	133	140	5,5	8,5	12	92	24,7	31,4	
HEA 160	152	160	6,0	9	15	104	30,4	38,8	
HEA 180	171	180	6,0	9,5	15	122	35,5	45,3	
HEA 200	190	200	6,5	10	18	134	42,3	53,8	
HEA 220	210	220	7,0	11	18	152	50,5	64,3	
HEA 240	230	240	7,5	12	21	164	60,3	76,8	
HEA 260	250	260	7,5	12,5	24	177	68,2	86,8	
HEA 280	270	280	8,0	13	24	196	76,4	97,3	
HEA 300	290	300	8,5	14	27	208	88,3	112,5	
HEA 320	310	300	9,0	15,5	27	225	97,6	124,4	
HEA 340	330	300	9,5	16,5	27	243	104,8	133,5	
HEA 360	350	300	10,0	17,5	27	261	112,1	142,8	
HEA 400	390	300	11,0	19	27	298	124,8	159,0	
HEA 450	440	300	11,5	21	27	344	139,8	178,0	
HEA 500	490	300	12,0	23	27	390	155,1	197,5	
HEA 550	540	300	12,5	24	27	438	166,2	211,8	
HEA 600	590	300	13,0	25	27	486	177,8	226,5	
HEA 650	640	300	13,5	26	27	534	189,7	241,6	
HEA 700	690	300	14,5	27	27	582	204,5	260,5	
HEA 800	790	300	15,0	28	30	674	224,4	285,8	
HEA 900	890	300	16	30	30	770	251,6	320,5	
HEA 1000	990	300	16,5	31	30	868	272,3	346,8	

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques											
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-201 Tolérances : NF EN 10034										
		Caractéristiques de calcul									
I_x		I_x/V_x	i_x	-	-	I_y	I_y/V_y	i_y	-	-	J
I_y		$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t
cm ⁴		cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴
HEA 100	349,2	72,8	4,06	83,0	7,6	133,8	26,8	2,51	41,1	16,9	5,24
HEA 120	606,2	106,3	4,89	119,5	8,5	230,9	38,5	3,02	58,9	20,1	5,99
HEA 140	1033,1	155,4	5,73	173,5	10,1	389,3	55,6	3,52	84,8	24,8	8,13
HEA 160	1673,0	220,1	6,57	245,1	13,2	615,5	76,9	3,98	117,6	30,1	12,19
HEA 180	2510,3	293,6	7,45	324,9	14,5	924,6	102,7	4,52	156,5	35,5	14,80
HEA 200	3692,2	388,6	8,28	429,5	18,1	1335,6	133,6	4,98	203,8	41,6	20,98
HEA 220	5409,7	515,2	9,17	568,5	20,7	1954,5	177,7	5,51	270,6	50,2	28,46
HEA 240	7763,2	675,1	10,05	744,6	25,2	2768,9	230,7	6,00	351,7	59,7	41,55
HEA 260	10455,0	836,4	10,97	919,8	28,8	3668,2	282,2	6,50	430,2	67,4	52,37
HEA 280	13673,3	1012,8	11,86	1112,2	31,7	4763,0	340,2	7,00	518,1	75,4	62,10
HEA 300	18263,5	1259,63	12,74	1383,3	37,3	6310,5	420,7	7,49	641,2	87,0	85,17
HEA 320	22928,6	1479,3	13,58	1628,1	41,1	6985,8	465,7	7,49	709,7	96,2	107,97
HEA 340	27693,1	1678,4	14,40	1850,5	45,0	7436,3	495,8	7,46	755,9	102,5	127,20
HEA 360	33089,8	1890,8	15,22	2088,5	49,0	7886,8	525,8	7,43	802,3	108,7	148,82
HEA 400	45069,4	2311,3	16,84	2561,8	57,3	8563,1	570,9	7,34	872,9	118,2	189,04
HEA 450	63721,6	2896,4	18,92	3215,9	65,8	9464,2	630,9	7,29	965,5	130,4	243,76
HEA 500	86974,8	3550,0	20,98	3948,9	74,7	10365,6	691,0	7,24	1058,5	142,7	309,27
HEA 550	111932,2	4145,6	22,99	4621,8	83,7	10817,2	721,1	7,15	1106,9	148,9	351,54
HEA 600	141208,1	4786,7	24,97	5350,4	93,2	11269,1	751,3	7,05	1155,7	155,2	397,81
HEA 650	175178,2	5474,3	26,93	6136,3	103,2	11721,3	781,4	6,96	1204,8	161,5	448,30
HEA 700	215301,4	6240,6	28,75	7031,8	117,0	12175,5	811,7	6,84	1256,7	168,0	513,89
HEA 800	303442,6	7682,1	32,58	8699,5	138,8	12634,7	842,3	6,65	1312,3	174,8	596,87
HEA 900	422075,0	9484,8	36,29	10811,0	163,3	13542,4	902,8	6,50	1414,5	187,4	736,77
HEA 1000	553846,2	11188,8	39,96	12824,4	184,6	13998,9	933,3	6,35	1469,7	193,7	822,41

MATÉRIE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.										
IAP											
	Profilés	Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section	Position du centre de gravité	
		h	b	a	a ₁	r	h ₀	P	A	e_1	$e_2 = e_y$
		h	b	h ₀	t	r	d	P	A	e_1	$e_2 = e_x$
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm
	IAP 30	30	45	5,0	3,0	8,0	48	8,38	10,87	1,61	2,89
	IAP 100	100	50	5,5	4,5	8,5	66	10,90	13,38	1,79	3,39
	IAP 130	130	55	6,0	4,5	9,5	92	13,74	17,90	1,77	3,73
	IAP 150	150	65	7,0	10,2	10,2	109	17,98	22,91	2,05	4,45
	IAP 175	175	70	7,5	11,8	10,8	132	21,24	27,06	2,12	4,89
	IAP 200	200	75	8,0	11,5	11,5	154	25,10	31,06	2,23	5,28
IAP 230	230	84	8,0	12,5	12,5	179	28,17	36,27	2,40	5,00	
IAP 250	250	86	9,0	13,5	13,5	196	34,38	43,86	2,46	6,06	
IAP 300	300	100	9,5	16,0	16,0	236	43,97	58,54	2,96	7,04	

Laminées marchands usuels												
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
	Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques de calcul				
	a	a	e	r	r ₁	P	A	Axe yy = Axe zz				
	a	a	t	r	r ₁	P	A	d	I _x = I _y	I _x /d _x = I _y /d _y	i _x = i _y	
	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm ⁴	cm ³	cm	
L 60 x 60 x 4	60	60	4	5	2,5	3,66	4,67	1,63	16,11	3,68	1,86	
L 60 x 60 x 5	60	60	5	6	3	4,54	5,79	1,66	19,61	4,52	1,84	
L 60 x 60 x 6	60	60	6	8	4	5,42	6,91	1,69	22,79	5,29	1,82	
L 60 x 60 x 7	60	60	7	8	4	6,26	7,98	1,73	26,05	6,10	1,81	
L 60 x 60 x 8	60	60	8	8	4	7,09	9,03	1,77	29,15	6,89	1,80	
L x 60 x 10	60	60	10	12	6	8,76	11,15	1,83	34,26	8,21	1,75	
L 65 x 65 x 5	65	65	5	7	3,5	4,95	6,30	1,78	25,07	5,31	1,99	
L 65 x 65 x 6	65	65	6	8	4	5,89	7,51	1,81	29,36	6,26	1,98	
L 65 x 65 x 7	65	65	7	8	4	6,81	8,68	1,85	33,60	7,23	1,97	
L 65 x 65 x 8	65	65	8	8	4	7,72	9,83	1,89	37,66	8,18	1,96	
L 65 x 65 x 9	65	65	9	9	4,5	8,62	10,98	1,93	41,37	9,05	1,94	
L 70 x 70 x 5	70	70	5	6	3	5,33	6,79	1,91	31,76	6,24	2,16	
L 70 x 70 x 6	70	70	6	9	4,5	6,38	8,13	1,93	36,88	7,27	2,13	
L 70 x 70 x 7	70	70	7	9	4,5	7,38	9,40	1,97	42,30	8,41	2,12	
L 70 x 70 x 9	70	70	9	9	4,5	9,32	11,88	2,05	52,47	10,60	2,10	
L 75 x 75 x 5	75	75	5	6	3	5,72	7,29	2,04	39,37	7,20	2,32	
L 75 x 75 x 6	75	75	6	9	4,5	6,85	8,73	2,05	45,83	8,41	2,29	
L 75 x 75 x 7	75	75	7	9	4,5	7,93	10,10	2,10	52,61	9,74	2,28	
L 75 x 75 x 8	75	75	8	9	4,5	8,99	11,45	2,14	59,13	11,03	2,27	
L 75 x 75 x 10	75	75	10	10	5	11,07	14,11	2,21	71,17	13,46	2,25	
L 80 x 80 x 5	80	80	5	6	3	6,11	7,79	2,16	48,11	8,24	2,49	
L 80 x 80 x 5,5	80	80	5,5	10	5	6,75	8,60	2,14	51,52	8,80	2,45	
L 80 x 80 x 6	80	80	6	10	5	7,34	9,35	2,17	55,82	9,57	2,44	
L 80 x 80 x 6,5	80	80	6,5	10	5	7,92	10,08	2,19	60,04	10,34	2,44	
L 80 x 80 x 8	80	80	8	10	5	9,63	12,27	2,26	72,25	12,58	2,43	
L 80 x 80 x 10	80	80	10	10	5	11,86	15,11	2,34	87,50	15,45	2,41	
L 90 x 90 x 6	90	90	6	11	5,5	8,30	10,57	2,41	80,31	12,18	2,76	
L 90 x 90 x 7	90	90	7	11	5,5	9,61	12,24	2,45	92,55	14,13	2,75	
L 90 x 90 x 8	90	90	8	11	5,5	10,90	13,89	2,50	104,38	16,05	2,74	
L 90 x 90 x 9	90	90	9	11	5,5	12,18	15,52	2,54	115,83	17,93	2,73	
L 90 x 90 x 10	90	90	10	11	5,5	13,45	17,13	2,58	126,91	19,77	2,72	
L 90 x 90 x 11	90	90	11	11	5,5	14,70	18,72	2,62	137,64	21,57	2,71	
L 90 x 90 x 12	90	90	12	11	5,5	15,93	20,29	2,66	148,03	23,34	2,70	

CORNIÈRES
À AILES
ÉGALES
(suite)

7.4 LAMINÉES MARCHANDS USUELS		d'après doc. OTUA										
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
		Dimensions					Masse par mètre P	Aire de la section A	Caractéristiques de calcul			
		a	a	e	r	r ₁			Axe yy = Axe zz			
		a	a	t	r	r ₁			P	A	d	I _x = I _y
		mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm ⁴	cm ³	cm
	L 20 x 20 x 3	20	20	3	4	2	0,88	1,13	0,60	0,39	0,28	0,59
	L 25 x 25 x 3	25	25	3	4	2	1,12	1,43	0,72	0,80	0,45	0,75
	L 25 x 25 x 4	25	25	4	4	2	1,46	1,86	0,76	1,01	0,58	0,74
	L 25 x 25 x 5	25	25	5	5	2,5	1,79	2,28	0,79	1,19	0,70	0,72
	L 30 x 30 x 3	30	30	3	5	2,5	1,36	1,74	0,84	1,40	0,65	0,90
	L 30 x 30 x 3,5	30	30	3,5	5	2,5	1,57	2,00	0,86	1,61	0,75	0,90
	L 30 x 30 x 4	30	30	4	5	2,5	1,78	2,27	0,88	1,80	0,85	0,89
	L 30 x 30 x 5	30	30	5	5	2,5	2,18	2,78	0,92	2,16	1,04	0,88
	L 35 x 35 x 3,5	35	35	3,5	4	2	1,84	2,34	0,99	2,66	1,06	1,06
	L 35 x 35 x 4	35	35	4	5	2,5	2,09	2,67	1,00	2,95	1,18	1,05
	L 35 x 35 x 5	35	35	5	5	2,5	2,57	3,28	1,04	3,56	1,45	1,04
	L 40 x 40 x 3	40	40	3	5	2,5	1,83	2,34	1,08	3,49	1,20	1,22
	L 40 x 40 x 4	40	40	4	6	3	2,42	3,08	1,12	4,47	1,55	1,21
	L 40 x 40 x 5	40	40	5	6	3	2,97	3,79	1,16	5,43	1,91	1,20
	L 40 x 40 x 6	40	40	6	6	3	3,52	4,48	1,20	6,31	2,26	1,19
	L 45 x 45 x 3	45	45	3	5	2,5	2,07	2,64	1,21	5,05	1,53	1,38
	L 45 x 45 x 4	45	45	4	5	2,5	2,72	3,47	1,25	6,55	2,02	1,37
	L 45 x 45 x 4,5	45	45	4,5	7	3,5	3,06	3,90	1,26	7,15	2,20	1,35
	L 45 x 45 x 5	45	45	5	7	3,5	3,38	4,30	1,28	7,84	2,43	1,35
	L 45 x 45 x 6	45	45	6	7	3,5	4,00	5,09	1,32	9,16	2,88	1,34
	L 50 x 50 x 3	50	50	3	5	2,5	2,31	2,94	1,33	7,01	1,91	1,54
	L 50 x 50 x 4	50	50	4	5	2,5	3,04	3,87	1,38	9,12	2,52	1,54
	L 50 x 50 x 5	50	50	5	7	3,5	3,77	4,80	1,40	10,96	3,05	1,51
	L 50 x 50 x 6	50	50	6	7	3,5	4,47	5,69	1,45	12,84	3,61	1,50
	L 50 x 50 x 7	50	50	7	7	3,5	5,15	6,56	1,49	14,61	4,16	1,49
	L 50 x 50 x 8	50	50	8	7	3,5	5,82	7,41	1,52	16,28	4,68	1,48
	L 55 x 55 x 6	55	55	6	7	3,5	4,94	6,29	1,57	17,40	4,43	1,66

Annexe 2 :
Tableau des armatures (1)

17	4	3,3	1	4,8	8,55	5	13,3	3	19,2	7	26,1	8	34,1	1	53,4	5	83,4	2	136,7	213,63
18	3	3,5	9	5,0	9,05	4	14,1	6	20,3	1	27,7	9	36,1	5	56,5	6	88,3	6	144,7	226,20
19	3	3,7	7	5,3	9,55	2	14,9	9	21,4	5	29,2	0	38,2	9	59,6	7	93,2	1	152,8	238,76
20	3	3,9	5	5,6	10,0	1	15,7	2	22,6	9	30,7	1	40,2	3	62,8	7	98,1	5	160,8	251,33

Section en cm^2 de N armatures de diamètre Φ (mm)

Annexe 3 :

Valeur de χ en fonction de $\bar{\lambda}$

Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de χ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,00	1,0000	1,0000

		00		
0,3	0,9775	0,96 41	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,92 61	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,88 42	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,83 71	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,78 37	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,72 45	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,66 12	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,59 70	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,53 52	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,47 81	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,42 69	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,38 17	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,34 22	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,30 79	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,27 81	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,25 21	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,22 94	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,20 95	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,19	0,1803	0,1630

		20		
2,2	0,1867	0,17 65	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,16 28	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,15 06	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,13 97	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,12 99	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,12 11	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,11 32	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,10 60	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,09 94	0,0951	0,0882

Facteurs de moment uniforme équivalent β_M

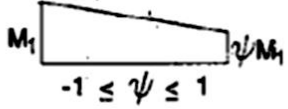
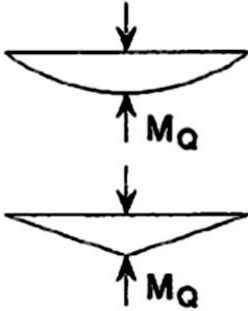
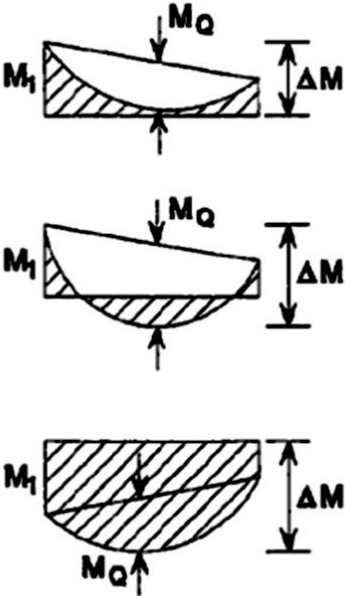
Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
<p>Moments d'extrémité</p>  <p>M_1 ψM_1 $-1 \leq \psi \leq 1$</p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan</p> 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité</p> 	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = \text{Max} M \quad \text{dû aux charges transversales seulement}$ $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

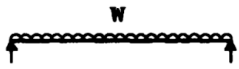

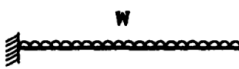

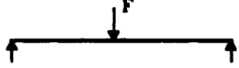

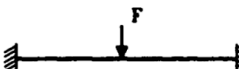

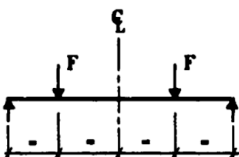

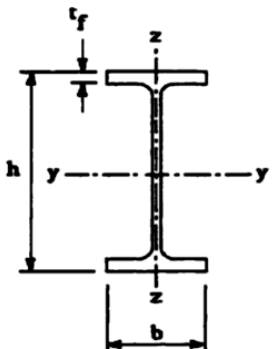
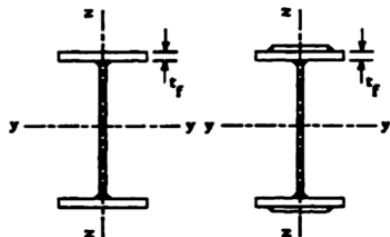

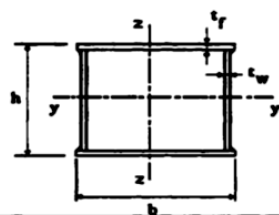
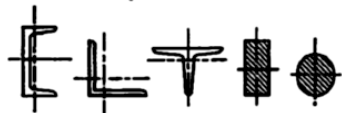
Tableau F.1.2 Coefficients C_1, C_2 et C_3, pour différentes valeurs de k, dans le cas de charges transversales					
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	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

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb} *)	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{ya} *)	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

Annexe 4:

rapport de sol

VI - CONCLUSION

Le présent rapport expose les résultats de l'étude géotechnique relative à la réalisation d'un hangar en R+1 à Ben Aknoun.

La campagne d'investigation géotechnique a mis en évidence un sol constitué essentiellement d'une couche de limon argileux, recouvrant une couche de mollasse friable à dur de très bonne résistance pour l'ensemble des essais réalisés.

Les essais en laboratoire n'ont pas été réalisés en raison de la nature grenue des sols en place.

Le mode de fondation recommandé est superficiel de type semelles isolées ou filantes, à l'appréciation du bureau d'études.

La profondeur d'ancrage est à -1^m00 de profondeur par rapport à la surface du terrain nature actuel, dans la couche de mollasse.

La contrainte à considérer sans risque de tassement ou de rupture est de 1.90 bar.

Le LCTP reste à votre entière disposition pour tout complément d'informations.

L'INGENIEUR CHARGE DE L'ETUDE

Mme F. SARDI

Annexe 5

Note de calcul

Note de calcul des traverse :

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 42 TRAVERSES_42 **POINT:** 7 **COORDONNEE:** $x = 0.10 L = 0.61 \text{ m}$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: $10 \cdot 1,35(G+W2+S) (1+4+5) \cdot 1.35$

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



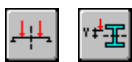
PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 240

$h=24.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=12.0 \text{ cm}$	$A_y=23.52 \text{ cm}^2$	$A_z=13.66 \text{ cm}^2$	$A_x=39.12 \text{ cm}^2$
$tw=0.6 \text{ cm}$	$I_y=3891.63 \text{ cm}^4$	$I_z=283.63 \text{ cm}^4$	$I_x=12.95 \text{ cm}^4$
$tf=1.0 \text{ cm}$	$W_{ely}=324.30 \text{ cm}^3$	$W_{elz}=47.27 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 44.46 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -35.77 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = 0.24 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = 0.14 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 919.32 \text{ kN}$	$M_{y,el,Rd} = 76.21 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,el,Rd} = 11.11 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,T,Rd} = 318.23 \text{ kN}$
$N_{b,Rd} = 398.39 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 76.21 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 11.11 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = 25.15 \text{ kN}$
$V_{z,T,Rd} = 185.08 \text{ kN}$	$M_{b,Rd} = 52.94 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$T_{t,Ed} = 0.01 \text{ kN}\cdot\text{m}$	

Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 0.00$	$M_{cr} = 168.33 \text{ kN}\cdot\text{m}$	Courbe,LT - d	$X_{LT} = 0.66$
$L_{cr,low}=3.04 \text{ m}$	$\lambda_{m,LT} = 0.67$	$\phi_{i,LT} = 0.91$	$X_{LT,mod} = 0.69$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 6.09 \text{ m}$	$\lambda_{m,y} = 0.30$
$L_{cr,y} = 3.04 \text{ m}$	$X_y = 0.97$
$\lambda_{my} = 27.94$	$k_{zy} = 1.02$



en z:

$L_z = 6.09 \text{ m}$	$\lambda_{m,z} = 1.20$
$L_{cr,z} = 3.04 \text{ m}$	$X_z = 0.43$
$\lambda_{mz} = 112.78$	$k_{zz} = 0.97$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.54 < 1.00$ (6.2.1(7))

$\sqrt{(\text{Sig}_{x,Ed}^2 + 3 \cdot (\text{Tau}_{ty,Ed})^2)} / (f_y/gM0) = 0.54 < 1.00$ (6.2.1.(5))

$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)

$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.14 < 1.00$ (6.2.6-7)

$\text{Tau}_{ty,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.01 < 1.00$ (6.2.6)

$\text{Tau}_{tz,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{y} = 27.94 < \lambda_{y,max} = 210.00$ $\lambda_{z} = 112.78 < \lambda_{z,max} = 210.00$

STABLE



$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.68 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

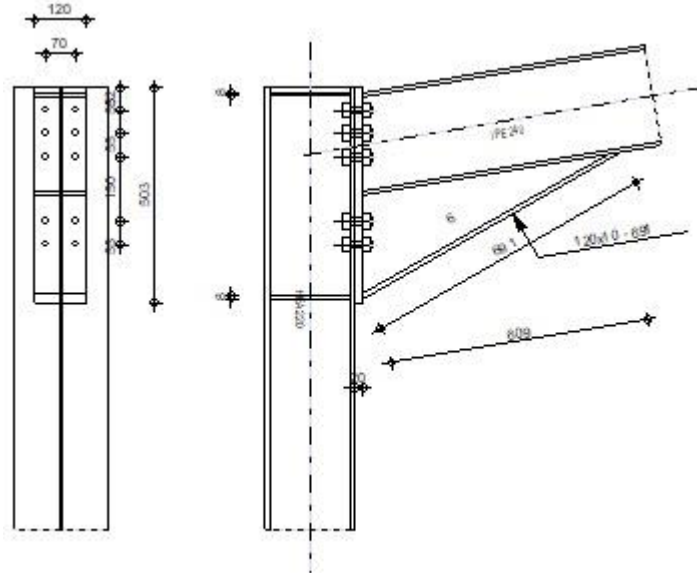
$N_{Ed} / (X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed} / (XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed} / (M_{z,Rk}/gM1) = 0.79 < 1.00$
(6.3.3.(4))

$N_{Ed} / (X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed} / (XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed} / (M_{z,Rk}/gM1) = 0.82 < 1.00$
(6.3.3.(4))

Profil correct !!!

Note de calcul de l'assemblage poteau poutre

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	
		Rati o 0,18



GENERAL

Assemblage N°: 1
 Nom de Angle de

Assemblage N°: 1
 l'assemblage : portique
 Noeud de la structure: 26
 Barres de la structure: 13, 31

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 220
 Barre N°: 13
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 210$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 220$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_w = 7$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 11$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 18$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 64,34$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 5409,70$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: ACIER
 $f_{yc} = 235,00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 240
 Barre N°: 31
 $\alpha = 9,6$ [Deg] Angle d'inclinaison

$\alpha =$	9,6	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	240	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_f =$	120	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	6	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	10	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	15	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	15	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	39,12	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	3891,63	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matéri	ACIER		
au:	E24		
$f_{yb} =$	235,00	[MPa]	Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	18	[m m]	Diamètre du boulon
Clas	8.8		Classe du boulon
se =			
$F_{tRd} =$	110,59	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	5		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	52	[m m]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement	70	[mm]	
$e_i =$			
Entraxe $p_i =$	55;55;150;55	[mm]	

PLATINE

$h_p = 503$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_p = 120$ [mm] Largeur de la platine
 $t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: ACIER

$f_{yp} = 235,00$ [MPa] Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_d = 120$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{fd} = 10$ [mm] Epaisseur de l'aile
 $h_d = 240$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{wd} = 6$ [mm] Epaisseur de l'âme
 $l_d = 609$ [mm] Longueur de la platine
 $\alpha = 29,7$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER

$f_{yb} = 235,00$ [MPa] Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} = 188$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{su} = 107$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hu} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER
E24

$f_{ysu} = 235,00$ [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 188$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{sd} = 107$ [mm] Largeur du raidisseur

=	h_{sd}	188	[mm]	Hauteur du raidisseur
=	t_{hd}	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
	Matér	ACIER		
	iau:	E24		
=	f_{ysu}	235	[MPa]	Résistance
		,00		

SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	5	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	7	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	5	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{fd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

=	γ_{M0}	1,0	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
		0		
=	γ_{M1}	1,0	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
		0		
=	γ_{M2}	1,2	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
		5		
=	γ_{M3}	1,1	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
		0		

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 7: G+1.5W2 1*1.00+4*1.50

$M_{b1, Ed} =$	17,99	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1, Ed} =$	8,61	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1, Ed} =$	-5,18	[kN]	Effort axial dans la poutre droite
$M_{c1, Ed} =$	-20,29	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau inférieur
$V_{c1, Ed} =$	-	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur

$M_{b1,Ed} = 17,99$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$E_d = 6,72$

$N_{c1,Ed} = -24,51$ [kN] Effort axial dans le poteau inférieur

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

COMPRESSION

$A_b = 39,12$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

$$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$N_{cb,Rd} = 919,32$ [kN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 34,03$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$V_{cb,Rd} = 461,68$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,02 < 1,00$ **vérifié** (0,02)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 366,65$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{b,pl,Rd} = 86,16$ [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 932,20$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{cb,Rd} = 219,07$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 219,07$ [kN* m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 473$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$F_{c,fb,Rd} = 463,31$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$\beta = 9,6$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$\gamma = 29,7$ [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

$b_{eff,c,wb} = 172$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vb} = 19,15$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 0,84$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} = 45,33$ [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$k_{wc} = 1,00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

$$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$F_{c,wb,Rd1} = 537,37$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wb} = 190$ [m] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_p = 0,91$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 0,86$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$F_{c,wb,Rd2} = 460,34$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1} , F_{c,wb,Rd2})$$

$$F_{c,wb,Rd,low} = 460,34 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

RESISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$$M_{b1,Ed} = 17,99 \text{ [kN*m]} \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre droite} \quad [5.3.(3)]$$

$$M_{b2,Ed} = 0,0 \text{ [kN*m]} \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre gauche} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c1,Ed} = -6,72 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant dans le poteau inférieur} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c2,Ed} = 0,0 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant dans le poteau supérieur} \quad [5.3.(3)]$$

$$z = 409 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$$V_{wp,Ed} = 47,40 \text{ [kN]} \quad \text{Panneau d'âme en cisaillement} \quad [5.3.(3)]$$

$$A_{vs} = 20,67 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de cisaillement de l'âme du poteau} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$A_{vc} = 20,67 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$d_s = 475 \text{ [mm]} \quad \text{Distance entre les centres de gravités des raidisseurs} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,fc,Rd} = 1,56 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,stu,Rd} = 0,83 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,sti,Rd} = 0,83 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} * f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s , (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$$

$$V_{wp,Rd} = 262,46 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du panneau d'âme au cisaillement} \quad [6.2.6.1]$$

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0 \quad 0,18 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,18)$$

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} =$	7	[mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} =$	21 6	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} =$	20 ,67	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0, 77		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	32 ,31	[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)]
$A_s =$	17 ,04	[cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$F_{c,wc,Rd1} =$	673 ,37	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
------------------	------------	------	-------------------------------	---------------

Flambement:

$d_{wc} =$	1 52	[m]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_{p} =$	0 ,81		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	0 ,93		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_{s} =$	2 ,36		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]

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$F_{c,wc,Rd2} =$	654 ,79	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
------------------	------------	------	-------------------------------	---------------

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1} , F_{c,wc,Rd2})$$

$F_{c,wc,Rd} =$	654 ,79	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
-----------------	------------	------	-------------------------------	---------------

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} =$	7	[mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} =$	21 5	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} =$	20 ,67	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0, 77		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	32 ,31	[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)]
$A_s =$	17 ,04	[cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$F_{c,wc,Rd1} =$	672 ,37	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
------------------	------------	------	-------------------------------	---------------

Flambement:

$d_{wc} =$	1 52	[m]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_{p} =$	0 ,80		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	0 ,93		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_{s} =$	2 ,36		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]

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$F_{c,wc,Rd2} =$	654 ,38	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
------------------	------------	------	-------------------------------	---------------

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$F_{c,wc,Rd,u} =$	654 ,38	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
-------------------	------------	------	-------------------------------	---------------

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

r	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,c} p	l _{eff,n} c	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,c} p.g	l _{eff,n} c.g	l _{eff,1} .g	l _{eff,2} .g
	17	-	75	-	55	10 7	13 7	10 7	13 7	10 9	83	83	83
	17	-	75	-	55	10 7	16 2	10 7	16 2	11 0	55	55	55
	17	-	75	-	10 3	10 7	16 2	10 7	16 2	20 5	10 3	10 3	10 3
	17	-	75	-	10 3	10 7	16 2	10 7	16 2	20 5	10 3	10 3	10 3
	17	-	75	-	55	10 7	13 7	10 7	13 7	10 9	83	83	83

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

r	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,c} p	l _{eff,n} c	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,c} p.g	l _{eff,n} c.g	l _{eff,1} .g	l _{eff,2} .g
	26	-	25	-	55	16 5	15 3	15 3	15 3	13 7	11 2	11 2	11 2
	26	-	25	-	55	16 5	13 6	13 6	13 6	11 0	55	55	55
	26	-	25	-	10 3	16 5	13 6	13 6	13 6	20 5	10 3	10 3	10 3
	26	-	25	-	10 3	16 5	13 6	13 6	13 6	20 5	10 3	10 3	10 3
	26	-	25	-	55	16 5	13 6	13 6	13 6	13 7	96	96	96

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<sub>eff,
cp</sub> – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires

l<sub>eff,
nc</sub> – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires

m	– Distance du boulon de l'âme
$l_{eff,1}$	– Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
$l_{eff,2}$	– Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
$l_{eff,cp,g}$	– Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
$l_{eff,nc,g}$	– Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
$l_{eff,1,g}$	– Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
$l_{eff,2,g}$	– Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} / 2 F_{c,wb,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp})$$

$$N_{j,Rd} = \frac{919}{32} \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,01 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$$F_{t,Rd} = \frac{110}{59} \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{p,Rd} = \frac{163}{47} \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,c,Rd} \quad \text{– résistance de la semelle du poteau à la flexion}$$

$$F_{t,wc,Rd} \quad \text{– résistance de l'âme du poteau à la traction}$$

$$F_{t,ep,Rd} \quad \text{– résistance de la platine fléchie à la flexion}$$

$$F_{t,wb,Rd} \quad \text{– résistance de l'âme à la traction}$$

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{\text{eff},t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	163,25	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 173,43$	173,43	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 163,25$	163,25	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 221,18$	221,18	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 222,45$	222,45	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 326,94$	326,94	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 262,46$	262,46	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 654,79$	654,79	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 463,31$	463,31	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 460,34$	460,34	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	37,35	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 178,66$	178,66	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 163,25$	163,25	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 221,18$	221,18	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 198,48$	198,48	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 326,94$	326,94	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 262,46 - 163,25$	99,21	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 654,79 - 163,25$	491,54	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 463,31 - 163,25$	300,06	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 460,34 - 163,25$	297,09	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 229,85 - 163,25$	66,60	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 200,60 - 163,25$	37,35	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 369,05 - 163,25$	205,80	Platine d'about - traction - groupe

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 243,42 - 163,25$	80,17	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	61,86	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 178,66$	178,66	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 163,25$	163,25	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 221,18$	221,18	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 198,48$	198,48	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 326,94$	326,94	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 262,46 - 200,60$	61,86	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 654,79 - 200,60$	454,19	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 463,31 - 200,60$	262,71	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 460,34 - 200,60$	259,75	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 261,90 - 37,35$	224,56	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 221,37 - 37,35$	184,02	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 400,29 - 200,60$	199,70	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 290,05 - 200,60$	89,45	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 360,28 - 37,35$	322,93	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 229,48 - 37,35$	192,13	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 570,97 - 200,60$	370,38	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 392,76 - 200,60$	192,16	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	0,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 178,66$	178,66	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 163,25$	163,25	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 221,18$	221,18	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 198,48$	198,48	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 326,94$	326,94	Boulons au

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
		cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^3 F_{ti,Rd} = 262,46 - 262,46$	0,00	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 654,79 - 262,46$	392,33	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 463,31 - 262,46$	200,85	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 460,34 - 262,46$	197,88	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 321,51 - 61,86$	259,65	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 264,41 - 61,86$	202,55	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 432,35 - 99,21$	333,14	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 301,84 - 99,21$	202,63	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 570,74 - 262,46$	308,28	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 340,08 - 262,46$	77,62	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 403,84 - 61,86$	341,98	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 298,69 - 61,86$	236,82	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 562,20 - 99,21$	462,99	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 378,82 - 99,21$	279,61	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 772,90 - 262,46$	510,44	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 542,10 - 262,46$	279,64	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

r	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}
	436	163,25	173,43	163,25	221,18	222,45	221,18	326,94
	381	37,35	178,66	163,25	221,18	198,48	221,18	326,94
	326	61,86	178,66	163,25	221,18	198,48	221,18	326,94
	176	-	178,66	163,25	221,18	198,48	221,18	326,94
	121	-	173,43	163,25	221,18	198,48	221,18	326,94

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$= \begin{matrix} M_{j,Rd} & 105 & \text{[kN*m} & \text{Résistance de l'assemblage à la} \\ & ,57 & \text{]} & \text{flexion} \end{matrix} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$$

$$0,17 < 1,00$$

vérifié

$$(0,17)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$\alpha_v = \begin{matrix} 0,6 \\ 0 \end{matrix} \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = \begin{matrix} 0,9 \\ 9 \end{matrix} \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = \begin{matrix} 96, \\ 49 \end{matrix} \quad \begin{matrix} [k \\ N] \end{matrix} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd, \max} = \begin{matrix} 110 \\ ,59 \end{matrix} \quad \begin{matrix} [k \\ N] \end{matrix} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,i} = \begin{matrix} 96, \\ 36 \end{matrix} \quad \begin{matrix} [k \\ N] \end{matrix} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

diamétrale

$$F_{b,Rd, \text{ext}} = \begin{matrix} 124 \\ ,79 \end{matrix} \quad \begin{matrix} [k \\ N] \end{matrix} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

diamétrale

r	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
:	221,18	-1,04	163,25	27,82	26,78	176,30
:	221,18	-1,04	37,35	6,36	5,33	189,67
:	221,18	-1,04	61,86	10,54	9,50	187,07
!	221,18	-1,04	0,00	0,00	-1,04	192,72
!	221,18	-1,04	0,00	0,00	-1,04	192,72

$F_{tj,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

$F_{tj,Ed,N}$ – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

$F_{tj,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

$F_{tj,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

$F_{tj,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

$F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{ij,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{ij,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{ij,Ed} = F_{ij,Ed,N} + F_{ij,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{ij,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$= \begin{matrix} V_{j,Rd} & 938 \\ & ,47 \end{matrix} \quad [\text{kN}] \quad \begin{matrix} \text{Résistance de l'assemblage au} \\ \text{cisaillement} \end{matrix} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,01 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 85,25 \quad [\text{c} \quad \text{m}^2] \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 43,06 \quad [\text{c} \quad \text{m}^2] \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 42,19 \quad [\text{c} \quad \text{m}^2] \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 24329,21 \quad [\text{c} \quad \text{m}^4] \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp \max} = \tau_{\perp} = 13,33 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(6)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 12,53 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{\parallel} = 2,04 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0,80 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3^*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 26,66 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,07)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 25,30 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,07)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 13,33 < 262,80 \quad \text{vérifié} \quad (0,05)$$

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$$= t_{wash} = 4 \quad [\text{mm}] \quad \text{Epaisseur de la plaquette} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$= h_{head} = 13 \quad [\text{mm}] \quad \text{Hauteur de la tête du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$= h_{nut} = 18 \quad [\text{mm}] \quad \text{Hauteur de l'écrou du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

t_{wash}	4	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
L_b	55	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
k_{10}	6	[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	19,79	656,01
1	436	2	20	45	1	6,13	267,38
2	381	1	13	22	1	3,82	145,67
3	326	3	25	41	2	5,28	172,27
4	176	3	25	41	2	2,85	50,21
5	121	2	20	38	1	1,69	20,48

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

z_{eq}	332	[mm]	Bras de levier équivalent	[6.3.3.1.(3)]
----------	-----	------	---------------------------	---------------

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$$

k_{eq}	6	[m]	Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons	[6.3.3.1.(1)]
----------	---	-----	--	---------------

A_{vc}	20,67	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1: [6.2.6.(3)]
----------	-------	--------------------	------------------------------------	-------------------------

β	1,00		Paramètre de transformation	[5.3.(7)]
---------	------	--	-----------------------------	-----------

z	332	[mm]	Bras de levier	[6.2.5]
-----	-----	------	----------------	---------

k_1	2	[mm]	Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement	[6.3.2.(1)]
-------	---	------	--	-------------

k_2	∞		Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression	[6.3.2.(1)]
-------	----------	--	---	-------------

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$S_{j,ini}$	39148,18	[kN* m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
-------------	----------	---------	-------------------------------	-------------

$$\mu = \frac{1,0}{0} \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = \frac{39148}{,18} \quad \text{[kN* m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$= \frac{S_{j,rig}}{S_{j,pi}} = \frac{10742}{,44} \quad \text{[kN* m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$n = \frac{S_{j,pi}}{S_{j,rig}} = \frac{671,4}{0} \quad \text{[kN* m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RIGIDE


COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

PANNEAU D'AME DU POTEAU EN CISAILLEMENT

REMARQUES

Pince du boulon trop grande. 137 [mm] > 120 [mm]


Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ra 0,
tio 18



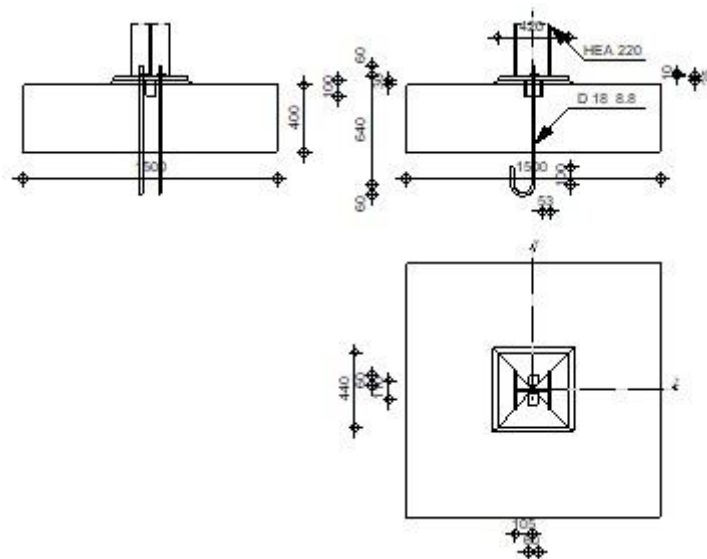
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcul du Pied de Poteau articulé

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 +
CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete



Ratio
0,27



GENERAL

Assemblage N°: 3
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau articulé
 Noeud de la structure: 35
 Barres de la structure: 18

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 220
 Barre N°: 18
 $L_c = 7,50$ [m] Longueur du poteau
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 210$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 220$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 7$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 11$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 18$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 64,34$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{yc} = 5409,70$ [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

$l_{pd} = 420$ [mm] Longueur
 $b_{pd} = 440$ [mm] Largeur
 $t_{pd} = 25$ [mm] Epaisseur
 Matériau: ACIER E24
 $f_{ypd} = 235,00$ [MPa] Résistance
 $f_{upd} = 365,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	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 =	18 [mm]	Diamètre du boulon
A_s =	1,92 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A_v =	2,54 [cm ²]	Aire de la section du boulon
n =	2	Nombre de rangées des boulons
e_v =	110 [mm]	Entraxe

Dimensions des tiges d'ancrage

L_1 =	60 [mm]
L_2 =	640 [mm]
L_3 =	120 [mm]
L_4 =	100 [mm]

Platine

l_{wd} =	60 [mm]	Longueur
b_{wd} =	60 [mm]	Largeur
t_{wd} =	10 [mm]	Epaisseur

BECHE

Profilé:		IPE 100
l_w =	100 [mm]	Longueur
Matériau:	ACIER E24	
f_{yw} =	235,00 [MPa]	Résistance

COEFFICIENTS DE MATERIAU

γ_{M0} =	1,00	Coefficient de sécurité partiel
γ_{M2} =	1,25	Coefficient de sécurité partiel
γ_C =	1,50	Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

L =	1500 [mm]	Longueur de la semelle
B =	1500 [mm]	Largeur de la semelle
H =	400 [mm]	Hauteur de la semelle

Béton

Classe	BETON30	
f_{ck} =	30,00 [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
$C_{i,d}$ =	0,30	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

a_p =	4 [mm]	Plaque principale du pied de poteau
a_w =	4 [mm]	Bêche

EFFORTS

Cas: 18: G+W1+S (1+3+5)*1.00

$N_{j,Ed} = -78,71$	[kN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y} = -38,52$	[kN]	Effort tranchant
$V_{j,Ed,z} = -32,87$	[kN]	Effort tranchant

RESULTATS

ZONE COMPRIMEE

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = 20,00$	[MPa]	Résistance de calcul à la compression	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
$f_j = 25,74$	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise	[6.2.5.(7)]
$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$			
$c = 44$	[mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} = 98$	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} = 307$	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} = 301,76$	[cm ²]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$A_{c1} = 2083,94$	[cm ²]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$			
$F_{rd,u} = 1586,00$	[kN]	Résistance du béton à l'appui rigide	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$\beta_j = 0,67$		Coefficient réducteur pour la compression	[6.2.5.(7)]
$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$			
$f_{jd} = 35,04$	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$A_{c,n} = 698,47$	[cm ²]	Aire de compression efficace	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$			
$F_{c,Rd,n} = 2447,38$	[kN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE			
$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$			
$N_{j,Rd} = 2447,38$	[kN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,03 < 1,00$	vérifié	(0,03)
---------------------------------------	---------------	---------	--------

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 2,7$		Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,y} = 1,0$		Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,y} = 2,5$		Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} * \alpha_{b,y} * f_{up} * d * t_p / \gamma_{M2}$			
$F_{1,vb,Rd,y} = 328,50$	[kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 3,5$		Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,z} = 1,0$		Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,z} = 2,5$		Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} * \alpha_{b,z} * f_{up} * d * t_p / \gamma_{M2}$			
$F_{1,vb,Rd,z} = 328,50$	[kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0,28$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$A_{vb} = 2,54 \text{ [cm}^2\text{]}$	Aire de la section du boulon	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} = 800,00 \text{ [MPa]}$	Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]
$\gamma_{M2} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b * f_{ub} * A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$F_{2,vb,Rd} = 44,79 \text{ [kN]}$	Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier	[6.2.2.(7)]
------------------------------------	--	-------------

$\alpha_M = 2,00$	Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation	CEB [9.3.2.2]
$M_{Rk,s} = 0,47 \text{ [kN*m]}$	Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion	CEB [9.3.2.2]
$l_{sm} = 52 \text{ [mm]}$	Longueur du bras de levier	CEB [9.3.2.2]
$\gamma_{Ms} = 1,20$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]

$$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M * M_{Rk,s} / (l_{sm} * \gamma_{Ms})$$

$F_{v,Rd,sm} = 15,29 \text{ [kN]}$	Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier	CEB [9.3.1]
------------------------------------	--	-------------

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 328,63 \text{ [kN]}$	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.4]
$k_3 = 2,00$	Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage	CEB [9.3.3]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 * N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,cp} = 304,29 \text{ [kN]}$	Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]
-------------------------------------	---	-------------

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y} = 1472,1 \text{ [kN]}$	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
------------------------------------	--	-----------------

$\psi_{A,V,y} = 0,26$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
-----------------------	---	-------------

$\psi_{h,V,y} = 1,38$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
-----------------------	--	-----------------

$\psi_{s,V,y} = 0,90$	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]
----------------------	---------------------------------	---------------

$$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y} * \psi_{A,V,y} * \psi_{h,V,y} * \psi_{s,V,y} * \psi_{ec,V,y} * \psi_{\alpha,V,y} * \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,c,y} = 216,87 \text{ [kN]}$	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]
--------------------------------------	---	-------------

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z} = 1480,0 \text{ [kN]}$	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
------------------------------------	--	-----------------

$\psi_{A,V,z} = 0,25$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
-----------------------	---	-------------

$\psi_{h,V,z} = 1,38$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
-----------------------	--	-----------------

$\psi_{s,V,z} = 0,90$	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]
----------------------	---------------------------------	---------------

$$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z} * \psi_{A,V,z} * \psi_{h,V,z} * \psi_{s,V,z} * \psi_{ec,V,z} * \psi_{\alpha,V,z} * \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,c,z} = 215,62 \text{ [kN]}$	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]
--------------------------------------	---	-------------

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d} = 0,30$	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed} = 78,71$ [kN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$		
$F_{f,Rd} = 23,61$ [kN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

CONTACT DE LA CALE D'ARRET AVEC BETON

$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 * l_w * b_{wy} * f_{ck} / \gamma_c$		
$F_{v,Rd,wg,y} = 280,00$ [kN]	Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton	
$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 * l_w * b_{wz} * f_{ck} / \gamma_c$		
$F_{v,Rd,wg,z} = 154,00$ [kN]	Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton	

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,y} = 334,19$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement		CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0,12 < 1,00$	vérifié	(0,12)
$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,z} = 208,19$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement		CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,16 < 1,00$	vérifié	(0,16)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,27 < 1,00$	vérifié	(0,27)

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} = 8,40$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]	
$\tau_{\perp} = 8,40$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]	
$\tau_{y } = -11,12$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]	
$\tau_{z } = -21,85$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]	
$\beta_w = 0,85$	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]	
$\sigma_{\perp} / (0.9 * f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	$0,03 < 1,00$	vérifié	(0,03)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{y }^2 + \tau_{z }^2))} / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,07 < 1,00$	vérifié	(0,07)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{z }^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,12 < 1,00$	vérifié	(0,12)

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

BOULON D'ANCRAGE AU CISAILLEMENT - AVEC BRAS DE LEVIER

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,27