

Université Abderrahmane Mira –Bejaia



*Faculté de la Technologie
Département de Génie Civil*

Mémoire de fin du cycle

*En vue de l'obtention du diplôme de Master en
Génie Civil*

Option : Structures.

Thème :

***Etude d'un Hangar en charpente métallique à
usage industriel***

Présenté par :

M^r: ABDERRAHMANE Tarik.

M^r: BENLASSOUS Samir.

Promoteur :

M^r: BANOUNE. Brahim

Membres de Jury :

M^r : RAMDANI LYES

M^r: OUDNI

PROMOTION: 2018/2019

Remerciements

Remerciant tout d'abord Dieu tout puissant de m'avoir donné la force de réaliser ce travail

Nous tenons à exprimer notre profond gratitude et nos vifs remerciement à :

Nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

Notre promoteur M Banoune Brahim, qui a accepté de nous accueillir. Nous lui témoignons, nos gratitude et nos reconnaissances.

Nous tenons à remercier les membres de jury, qui ont évalué notre travail pendant notre soutenance.

On remercie tous les enseignants du département GENIE CIVIL pour tout le savoir qu'on a acquis grâce à eux durant notre formation.

Nous tenons à exprimer nos sentiments de reconnaissance à toutes les personnes qui ont participé à ce travail, qui nous ont appris une infinité de choses et qui nous ont aidé, conseillé et soutenu à tout moment afin de réaliser ce travail dans les meilleurs conditions.

Samir & Tarik

Dédicaces

Je tiens vivement, à dédier ce modeste travail:

A ceux qui m'ont tout donné sans rien en retour

*A ceux qui m'ont encouragé et soutenu dans les moments les plus difficiles
Et ceux à qui je dois tant*

A mes parents Nourdine et Ghania pour leurs amour et leur soutient continu

A mes freres et sœurs, Yacine, Akila, Siham, Lounis et Kenza

A mes copains de chambre, à toute la promotion Génie Civile 2018-2019

A tous mes amis. Merci

Tarik

Dédicaces

Je tiens vivement, à dédier ce modeste travail :

A ceux qui m'ont tout donné sans rien en retour

*A ceux qui m'ont encouragé et soutenu dans les moments les plus difficiles
Et ceux à qui je dois tant*

A mes parents Nadir et Fatiha pour leurs amour et leur soutient continu et a tout ma fammillies.

A mes freres et sœurs, Brahim, Fares, Tayeb, Younes, Tinhinane et Wissam.

A ma Femme, Lilia et tout sa famillies.

A mes copains de chambre, à toute la promotion Génie Civile 2018-2019

A tous mes amis. Merci

Samir.

Sommaire

Titre	Page
Introduction générale :.....	01
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	
I.1 Introduction :.....	02
I.2. Description architecturale de l'ouvrage :.....	02
I.2.1 Données géométrique de l'ouvrage :.....	02
I.2.2. Dimension géométrique :.....	02
I.2.3. Situation du projet :.....	02
I.3. caractéristique de sol :	03
I.4. Ossature de la structure :.....	03
I.4.1. Plancher de la mezzanine :.....	03
I.4.2. La toiture :.....	03
I.4.3. Les façades et cloisons :.....	03
I.5.1. Les propriétés de l'acier :.....	03
I.5.2.Béton :	04
I.5.3 Propriétés du béton :.....	04
I.6. Règlement utilisée :.....	04
I.7. Les états limitent du béton :.....	05
I.7.1. État limite Ultime (E.L.U.) :.....	05
I.7.2. État Limite de Service (E.L.S.) :.....	05
I.8. Les Actions prises en compte :.....	05
I.9. Limites des flèches et des déplacements :	05
Chapitre II : Etude climatiques	
Introduction :.....	07
II.1.Etude du vent :.....	07
II.1.1Détermination des différents paramètres ou coefficient de la région :.....	07
II.2. Calcule de la pression dynamique de pointe :.....	08
II.3.Détermination du coefficient de la rugosité C_r :.....	08
II.4.Détermination du coefficient d'exposition $C_e(z_e)$:.....	08

II.4.1.Intensité de turbulence :.....	08
II.5. Coefficient de pression extérieur C_{pe} :.....	09
II.5.1.Vent perpendiculaire au long pan V1 :.....	09
II.5.2. Vent perpendiculaire au pignon V2 :.....	10
II.6.Détermination de coefficient de pression intérieure C_{pi}	11
II.6.1 Du coté de long pan :.....	12
II.2.6.Détermination de la pression aérodynamique W (z_e) :.....	12
II.2.6.1 : Du coté de long- pan :.....	12
II.6.2 .Du coté de pignon :.....	14
II.7.Action de la neige :.....	16
II.7.1.Charge de la neige sur les obstacles :.....	17
Chapitre III : Pré-dimensionnement	
Introduction :.....	18
III.1 Etude des pannes :.....	18
III.1.1. donnée de calcul :.....	18
III.1.2.Détermination des sollicitations :.....	18
III.1.2.1.Evaluation des charges et surcharges :.....	18
III.1.2.2 Combinaison de charge les plus défavorables :.....	20
III.2. Pré dimensionnement :.....	20
III.2.1 Dimensionnement des pannes :.....	21
III.2.2 Vérification à l'ELS :.....	21
III.2.3 Vérification de la résistance :.....	21
III.3. Calcul de l'échantignolle :.....	24
III.3.1 introduction :.....	24
III.3.2 L'excentrement (t) :.....	24
III.3.3 Calcule le moment de renversement M_{sd} :.....	24
III.3.4 Module de résistance de l'échantignolle :.....	25
III.3.5 épaisseur de l'échantignolle (e) :.....	25
III.4.Calcul Les lisses de bardage :.....	25
III.4.1 Espacement des lisses :.....	25

III.4.2 détermination des sollicitations :.....	26
III.4.2.1 Evaluation des charges et surcharges :.....	26
III.4.2.2 les combinaisons du calcul :.....	26
III.4.3 pré-dimensionnement des lisses :.....	27
III.4.3.1 Vérification de la flèche :.....	27
III.4.3.2 Condition de la résistance :.....	27
III.5 Calcul des liernes :.....	29
III.5.1 Calcul de l'effort de traction dans le lierne la plus sollicité :.....	29
III.5.2 Dimensionnement des liernes :.....	30
III.6 Calcul des potelets :.....	30
III.6.1 détermination des sollicitations :.....	30
III.6.1.1 évaluation des charges et surcharges :.....	30
III.6.2. Le pré dimensionnement du potelet :.....	31
III.6.3. Vérification flambement avec risque de déversement :.....	31
III.7. Calcule des traverses :.....	34
III.7.1 Evaluation des charges et surcharge :.....	34
III.7.2 Combinaison des charges les plus défavorables :.....	35
III.7.3 Pré dimensionnement de la traverse :.....	35
III.7.4 Vérification à l'ELS :.....	35
III.7.5 Vérification de la résistance :.....	35
III.7.6 Vérification au déversement :.....	37
III.8 Pré-dimensionnement des poteaux :.....	37
III.8.1 Vérification aux flambements :.....	38
Conclusion :.....	39
Chapitre IV : Etude des éléments secondaires :	
Introduction :.....	40
IV.1. Etude des Escalier :.....	40
IV.1.1. Définitions :.....	40
IV.1.2. Choix des dimensions :.....	40
IV.1.3. Pré dimensionnement de l'escalier :.....	41

IV.1.4. Pré dimensionnement de la cornière :.....	41
IV.1.5. Condition de flèche :.....	42
IV.1.6. vérification en tenant compte du poids du profilé :.....	42
IV.2. Pré dimensionnement du limon :.....	43
IV.2.1. Evaluation des charges :.....	43
IV.2.2. Condition de flèche :.....	43
IV.2.3. vérification en tenant compte du poids du profilé :.....	44
Conclusion :.....	45
Chapitre V : Etude du plancher mixte :	
Introduction :.....	46
V.1. Description d'un plancher collaborant :.....	46
V.2. Etude de plancher collaborant :.....	47
V.2.1. Evaluation des charges :.....	47
V.3. Vérification des solives :.....	47
V.3.1. Phase de réalisation :.....	47
V.3.2. Phase finale :.....	48
V.4. Calcul des contraintes :.....	51
V.5. Calcul des goujons connecteur :.....	53
V.6. Vérification des soudures :.....	54
V.7. Calcul de la poutre maitresse (sommier) :.....	54
V.7.1. Dimensionnement de la poutre maitresse :.....	55
V.8. Calcul de la poutre secondaire :.....	56
V.9. Ferrailage de la dalle de compression :.....	57
V.10. vérification de l'effort tranchant :.....	58
Chapitre VI : Contreventements :	
VI.1.Introduction :.....	59
VI.2.Calcul des contreventements de toiture (Poutre au vent) :.....	59
VI.2.1.Calcul de la poutre au vent en pignon :.....	59
VI.2.1.1Evaluation des efforts dans la poutre au vent :.....	59
VI.3 Calcul de palée de stabilité en long pan :.....	64

VI.3.1 Dimensionnement de la palée de stabilité :.....	64
VI.3.2 Section de la diagonale :.....	65
VI.3.2.1 Calcul la section brute :.....	65
VI.3.3 Vérification à la résistance ultime de la section :.....	65
VI.4 Pré-dimensionnement de la poutre sablière :.....	65
Chapitre VII : Etude sismique :	
VII.1. Introduction :.....	67
VII.2. Méthode statique équivalente :.....	67
VII.2.1.Généralité :.....	67
VII.2.2.Évaluation de la force sismique :.....	67
VII.2.3.Résultante de force sismique :.....	67
VII.2.3.1 Calcul de la force sismique :.....	67
VII.3 Méthode dynamique modèle spectrale :.....	69
VII.3.1 Nombre de modes de vibrations à considérer :.....	70
VII.3.2 Résultat de calcul :.....	70
VII.3.3 Analyse des résultats :.....	71
Chapitre VIII : Vérification de l'ossature :	
VIII.1.Introduction :.....	74
VIII.2. Vérification des traverses :.....	74
VIII.3. Vérification des poteaux :.....	82
VIII.4. Vérification des diagonales des contreventements poutre au vent :.....	87
VIII.5. Vérification des diagonales de la palée de stabilité :.....	87
Chapitre IX : Calcule des assemblages :	
IX. Introduction :.....	88
IX.1 Rôle des assemblages :.....	88
IX.2 Fonctionnement des assemblages :.....	88
IX.3 Précaution constructive :.....	89
IX.4. Calcul d'assemblages :.....	89
IX.4.1. Assemblage traverse – traverse :.....	89
IX.4.3 Assemblage poteau(IPE360) -poutre maîtresse(IPE360) :.....	91

IX.4.4 Assemblage de l'échantignolle :.....	96
IX.4.4.1 Assemblage de l'échantignolle sur la panne :.....	96
IX.4.4.2 Assemblage de l'échantignolle sur la traverse :.....	97
IX.4.5 Assemblage du contreventement (Palées de stabilités) :.....	97
IX.4.5.1 Assemblage gousset-nœud du portique :.....	97
IX.4.5.2 Assemblage des diagonales sur le gousset au niveau du nœud de portique :.....	98
IX.4.5.3 Assemblage palée en croix de saint André :.....	99
IX.4.6 Assemblage des éléments de la Poutre au vent :.....	99
IX.4.6.1 Assemblage de la diagonale sur le gousset :.....	99
IX.4.7 Assemblage poutre-poutre (solive-poutre principale) :.....	100
IX.5 Calcule de Pied de poteau :.....	101
IX.5.1 Dimensionnement de l'épaisseur de la platine :.....	103
IX.6 Dimensionnement de la tige d'ancrage des potelets :.....	104
IX.6.1 Détermination de l'épaisseur de la platine:.....	105
Chapitre X : Etude de l'infrastructure :	
Introduction :.....	106
X.1 Calcul des fondations sous les poteaux :.....	106
X.1.1 Pré dimensionnement de la semelle de poteau :.....	106
X.1.2 Vérification des contraintes :.....	108
X.1.3 Vérification de la stabilité au renversement :.....	109
X.2 Détermination des armatures de la semelle :.....	109
X.2.1 Situation accidentelle :.....	110
X.2.2 Situation durable :.....	110
X.3 Fondation sous potelet :.....	112
X.4 Calcul des armatures de la semelle potelet :.....	113
X.5 Calcul des longrines :.....	114
X.5.1 Ferrailage :.....	114
X.6 Ferrailage des futs :.....	115
Chapitre XI : Vérification de la stabilité d'ensemble :	
XI.1. introduction :.....	117

XI.2 Action d'ensemble :.....	117
XI.2.1. Calcul des forces à l'aide des pressions de surfaces :.....	117
XI.2.1.1. Vent sur pignon :.....	117
XI.2.1.2 vent sur long pan :.....	118
XI.3 Calcul du moment de renversement :.....	122
XI.4 Calcul du moment stabilisant :.....	122
XI.5 Cas du séisme :.....	122
Conclusion :.....	123
Conclusion Générale :.....	124

Liste des figures

Figure I.1: vue d'ensemble en 3D.	02
Figure I.2 : Vue sur la façade principale.	02
Figure I.3 : Vue sur la façade latérale.	03
Figure I.4 : Plancher mixte à dalle collaborant.	03
Figure I.5 : Diagramme effort /déformation de l'acier.	04
Figure II.1 : les directions principales du vent.	07
Figure. II.2 : vue en plan de la paroi verticale direction du vent perpendiculaire au long-pan.	09
Figure II.3 : Répartition des C_{pe} sur les parois verticale	10
Figure II.4 : les zones des pressions pour la toiture.	10
Figure II.5 : Répartition des surfaces sur le pignon.....	10
Figure II.6 : Valeur des C_{pe} pour les parois verticale.	11
Figure II.7 : les zones des pressions pour la toiture.....	11
Figure II.8 : C_{pi} pour les bâtiments sans cloisons intérieur.....	12
Figure III.1 : Disposition des pannes.....	18
Figure III.2 : Schéma statique des charges permanente G sur les pannes.....	19
Figure III.3 : Schéma statique de la poutre équivalente.....	19
Figure. III .4 : Schéma statique de panne sous surcharge de la neige.....	19
Figure III.5 : Coupe transversale de l'échantignolle	24
Figure III.6 : Disposition des lisses de bardage	25
Figure III.7 : Disposition des lisses	26
Figure III.8 : Coupe transversale des liernes.....	29
Figure III.9 : Disposition des liernes.	29
Figure III.10 : Disposition des potelets.....	30
Figure III.11 : l'Effort N revenant au poteau le plus sollicité.....	37

Liste des figures

Figure III.12 : distributions de l'effort Pour chaque poteau.....	38
Figure IV.1: Vue en plan de l'escalier.....	40
Figure IV.2: schéma statique l'escalier (volée 1).....	41
Figure IV.3: coupe transversale de l'escalier.	41
Figure IV.4: schéma statique de la cornière	42
Figure IV.5: charge applique sur le limon.	43
Figure V.1 : schéma des composants du plancher mixte.....	46
Figure V.2 : schéma de la disposition des solives.	46
Figure V.3 : schéma statique de la solive.....	48
Figure V.4 : Largeur participant d'une dalle mixte.	49
Figure V.5 : position de l'axe neutre (Δ).....	50
Figure V.6 : Effet de retrait / (1) contrainte due au retrait./ (2) déformation due au retrait.	52
Figure V.7 : diagramme des contraint à la flexion simple en Mpa.	53
Figure V.8 : schéma de position des connecteurs.	53
Figure V.9 : Schéma statique de la poutre maitresse sous chargement.	55
Figure V.10 : Schéma statique de la poutre secondaire.	56
Figure V.11 : Schéma de ferrailage en travée et en appuis.	58
Figure V.12 : Schéma de ferrailage coupe B-B	58
Figure VI.1 : Schéma statique de la poutre au vent en pignon.	59
Figure VI.2 : les surfaces afférentes.....	60
Figure VI.3. Isolation du nœud 1.....	61
Figure VI.4 : Palée de stabilité long-pan	64
Figure VI.5 : Schéma statique de la poutre sablière.....	65
Figure VII.1. Schématisation du spectre de réponse selon X, Y.....	70

Liste des figures

Figure VII.2 mode de déformation (1).....	71
Figure VII.3 mode de déformation (2)..	71
Figure VII.4 mode de déformation (3)	71
Figure VIII .1 illustration de la traverse N°61.....	74
Figure VIII .2 illustration de la traverse N°62.....	78
Figure VIII .3 illustration des poteaux N°14 et N°12.....	83
Figure VIII .4 illustration de la barre N°584.....	87
Figure IX.1 Représentation de l'assemblage traverse – traverse.....	89
Figure IX.2 Désignation des entre axes et des pinces.....	90
Figure IX.2 Représentation de l'assemblage Poteau –traverse.....	92
Figure IX.4 : Schéma représente la zone tendue et la zone comprimée.....	93
Figure IX.5 : représentation assemblage platine poutre.....	94
Figure IX.6 : Représentation de l'assemblage poteau - poutre maitresse.....	95
Figure IX.7 : Vue de face de l'échantignole.....	96
Figure IX.8 : Assemblage gousset nœud du portique par cordon de soudure.....	97
Figure IX.9 : Assemblage des diagonales sur gousset.....	98
Figure IX.10 : Représentation de l'assemblage palé de stabilités.....	99
Figure IX.11 : Représentation de l'assemblage poutre au vent.....	100
Figure IX.12 : Représentation de l'assemblage poutre maitresse – solive.....	101
Figure IX.13 : Tige d'encrage du pied du poteau.....	101
Figure IX.14 : Dispositions constructives.....	102
Figure IX.15 : Disposition des tiges d'encrages.....	102
Figure IX.16 : Vérification dans la section 1–1.....	103
Figure IX.17 : Vérification dans la section 2–2.....	104
Figure IX.18 : Vérification dans la section 3–3.....	104

Liste des figures

Figure IX.19 : pied de poteau articulé.....	104
Figure X1 : dimension de la semelle.....	107
Figure X2 : Schéma de ferrailage de la semelle poteau HEA360.....	112
Figure X3: Schéma de ferrailage de la semelle potelet IPE360.....	113
Figure X4: Schéma de ferrailage des longrines.....	115
Figure X.5: section du fut à ferrailer.....	115
Figure X.6: Schéma de ferrailage des futs	116

Liste des tableaux

Tableau I.1 : valeur recommandées pour les flèches verticales.....	6
Tableau II.1 : Valeur de Z_e , C_r , C_e , q_{ref} , q_{dym}	8
Tableau II.2:Coefficients de pression extérieure C_{pe} dans chaque zone de parois verticale.....	9
Tableau II.3 : Coefficients de pression extérieure C_{pe} dans la toiture	10
Tableau II.4 : Coefficients de pression extérieure C_{pe} et de surface dans chaque zone.....	10
Tableau II.5 : Coefficients de pression extérieure C_{pe} dans chaque zone.....	11
Tableau II.6 : valeur de la pression aérodynamique des parois verticales dans le sens V1.....	12
Tableau II.7 : valeur de la pression aérodynamique dans la toiture V1.	12
Tableau II.8 : valeur de la pression aérodynamique des parois verticales sens V1.	13
Tableau II.9 : valeur de la pression aérodynamique dans la toitureV1.....	13
Tableau II.10 : valeur de la pression aérodynamique dans les parois verticale (V2).	14
Tableau II.11 : valeur de la pression aérodynamique dans la toiture (V2).....	14
Tableau II.12 : valeur de la pression aérodynamique dans les parois verticale	14
Tableau II.13 : valeur de la pression aérodynamique dans la toiture	14
Tableau II.14 : valeur de la pression aérodynamique dans les parois verticale.	15
Tableau II.15 : valeur de la pression aérodynamique dans la toiture	15
Tableau II.16 : valeur de la pression aérodynamique dans les parois verticale (V2).	15
Tableau II.17 : valeur de la pression aérodynamique dans la toiture (V2)	15
Tableau II.18 : valeur de la pression aérodynamique dans les parois verticale (V4)	16
Tableau II.19 : valeur de la pression aérodynamique dans la toiture (V4)	16
Tableau II.20 : valeur de la pression aérodynamique dans les parois verticale	16
Tableau II.21 : valeur de la pression aérodynamique dans la toiture	16
Tableau III.1 : Les charges et les surcharges appliquée et différent combinaison.....	20
Tableau III.2 : décomposition des charges et surcharge.....	20
Tableau III.3 : Schéma statique de la panne suivant axe Z et Y.....	20

Liste des tableaux

Tableau V.1 : Evaluation des charges permanent.	47
Tableau V.2 : Evaluation des charges permanent en phase finale.....	49
Tableau VII.1 Pourcentage de participation de masse.....	70
Tableau VII.2 : Déplacement max en situation durable.....	72
Tableau VII.3 Déplacement relatif des niveaux.....	73
Tab VII.4 Effet P- Δ suivant x-x.....	73
Tab VII.5 Effet P- Δ suivant y-y.....	73
Tableau VIII 1.Sollicitation sur la traverse.....	74
Tableau VIII.2 : sollicitation sur le poteau	83
Tableau IX.1 : Caractéristique mécanique des boulons selon leur classe d'acier.....	88
Tableau IX.2 : Principe caractéristique géométrique	89
Tableau IX.3 : Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.....	97
Tableau IX.4 : Caractéristique pour le calcul de la résistance d'une soudure d'angle au cisaillement.....	98
Tableau X.1 : les sollicitations à la base des poteaux HEA360.....	106
Tableau X.2 : les sollicitations à la base de la semelle.....	108
Tableau X.3 : vérification des contraintes dans le sol.....	109
Tableau X.4 : les armatures de la semelle.....	112
Tableau XI.1 : Valeurs des forces extérieures pour les parois.....	117
Tableau XI.2 : valeurs des forces extérieures pour la toiture	117
Tableau XI.3 : valeurs des forces intérieures pour les parois.....	118
Tableau XI.4 : valeurs des forces intérieures pour la toiture	118
Tableau XI.5 : valeurs des forces extérieures pour les parois.....	118
Tableau XI.6 : Valeurs des forces extérieures pour la toiture	119
Tableau XI.7 : Valeurs des forces intérieures pour les parois.....	119
Tableau XI.8 : Valeurs des forces intérieures pour la toiture	119
Tableau XI.9 : Force extérieures.....	120

Liste des tableaux

Tableau XI.10 : Force intérieure	120
Tableau XI.11 : La force Résultante F_w	120
Tableau XI.12 : Force extérieure.....	121
Tableau XI.13 : Force intérieure	122
Tableau XI.14 : La force Résultante F_w	122
Tableau XI.15 : Réaction à la base due aux effets sismique.....	122
Tableau XI.16 : Vérification au renversement sous l'effet du séisme	123

Notation

Les principales notations utilisées sont les suivant :

A	Aire de la section brute
A_{net}	Aire de la section nette
A_{eff}	Aire de la section efficace
A_v	Aire du cisaillement
H	Hauteur de la section transversale
B	Largueur des semelles
R	Rayon du congé de raccordement
t_f	Epaisseur des semelles
t_w	Epaisseur de l'âme
I_{y,z}	Moment d'inertie
i_{y,z}	Rayon de giration de la section
I_w	Facteur de gauchissement
I_t	Moment d'inertie de torsion
W_{ply,z}	Module plastique de la section
W_{ely,z}	Module élastique de la section
W_{eff}	Module élastique efficace de la section
N_{pl}	Effort normal résistant plastique
N_u	Effort normal ultime de la section nette
N_{net}	Effort normal résistant de la section
M_{ply,z}	Moment résistant plastique de la section
M_{ely,z}	Moment résistant élastique de la section
M_{eff,z}	Moment résistant de la section efficace
M_{cr}	Moment critique de déversement
λ_{y,z}	Elancement géométrique pour le mode de flambement
$\overline{\lambda}_{y,z}$	Elancement réduit pour le mode de flambement
χ_{y,z}	Coefficient de réduction pour le mode de flambement considéré
ψ_s	Coefficient de scellement relatif a une armature (psi)
τ	Contrainte tangente (tau)
τ_u	Contrainte tangente conventionnelle
τ_s	Contrainte d'adhérence
φ	Diamètre d'une armature transversale
N	Coefficient de poissant (nu)
μ_{ser}	Moment ultime à l'ELS (mu)
μ_{bu}	Moment réduit à l'ELU
α	Facteur d'imperfection pour le flambement

Introduction générale

Introduction générale

Introduction générale :

Notre formation de master en génie civil spécialité structure à l'université ABDERRAHMANE MIRA « Bejaia » se termine par la réalisation un projet de fin d'étude, ce dernier consiste à étudier un bâtiment en charpente métallique à usage industriel avec des bureaux en mezzanine

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

L'acier utilisé en construction métallique à des caractéristiques garanties. C'est un matériau isotrope et homogène, ayant un comportement idéal vis-à-vis de la théorie de l'élasticité, base des lois de la résistance des matériaux. Il est ductile, propriété nécessaire à la bonne répartition des efforts dans les assemblages, et il est soudable, sous réserve de respecter les dispositions prescrites au projet. C'est le matériau d'usage courant en construction qui présente les caractéristiques les plus élevées pour le poids le plus faible.

L'étude de ce projet se fera tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA 99/2003 ; DTR RNV 2013 ; CCM97) pour cela nous allons suivre les démarches décrite sur le plan du travail suivant :

- ❖ Chapitre I : qui est consacré pour les généralités
- ❖ Chapitre II : étude climatique
- ❖ Chapitre III : pré-dimensionnement des éléments
- ❖ Chapitre IV : étude des éléments secondaires
- ❖ Chapitre V: étude du plancher mixte
- ❖ Chapitre VI : contreventement
- ❖ Chapitre VII: étude sismique
- ❖ Chapitre VIII : vérification de l'ossature
- ❖ Chapitre IX : calcul des assemblages
- ❖ Chapitre X : étude de l'infrastructure
- ❖ Chapitre XI : vérification de la stabilité de l'ensemble
- ❖ Enfin nous clôturons cette étude en présentant une conclusion générale qui permet de faire la synthèse des principaux résultats de travail

Chapitre I :
Présentation de l'ouvrage.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction :

Notre projet consiste à étudier et dimensionner un bâtiment industrielle (HANGAR avec Mezzanine) destinée pour la trituration des déchets, dont la structure est en charpente métallique avec toiture a deux versant. Ce projet sera implanté au lieu-dit "El-borge", Boudjellil, daïra Tazmalt, Bejaia

I.2. Description architecturale de l'ouvrage :

I.2.1 Données géométrique de l'ouvrage :

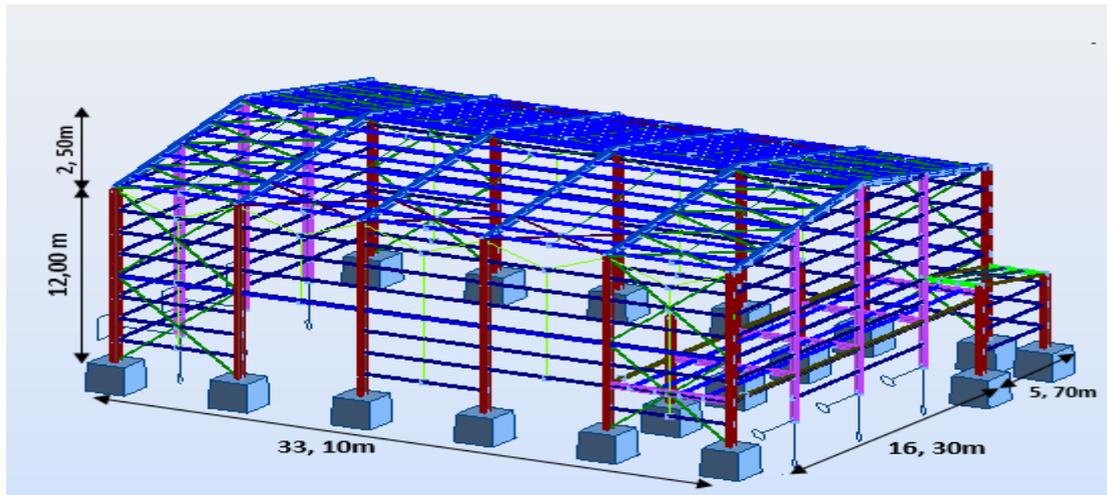


Figure I.1 : Vue d'ensemble en 3D.

I.2.2. Dimension géométrique :

Longueur totale = 33,10m.

Hauteur des parois = 12m.

Largeur totale = 22m.

Hauteur de la mezzanine = 3,11m.

Hauteur totale = 14,5m.

Surface totale = 728,20m².

I.2.3 Situation du projet :

Cette structure sera implantée à BOUDJELLIL daïra de TAZMALT, Bejaia qui est classée selon le RPA99/2003 comme zone de moyenne sismicité II_a.

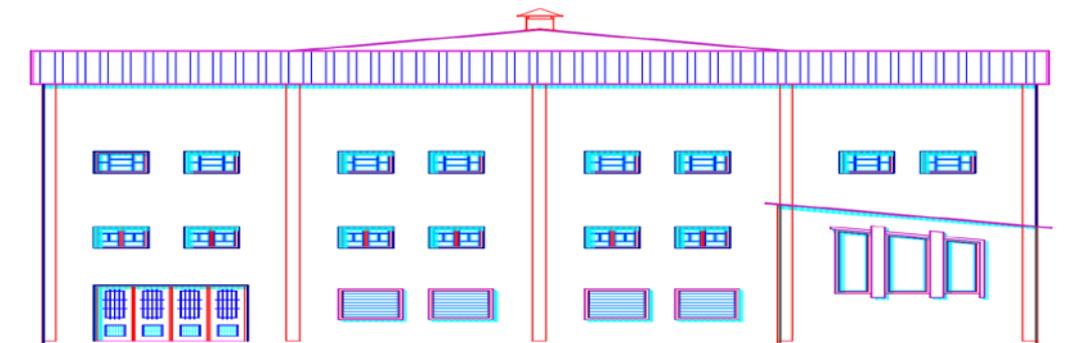


Figure I.2 : Vue sur la façade principale.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

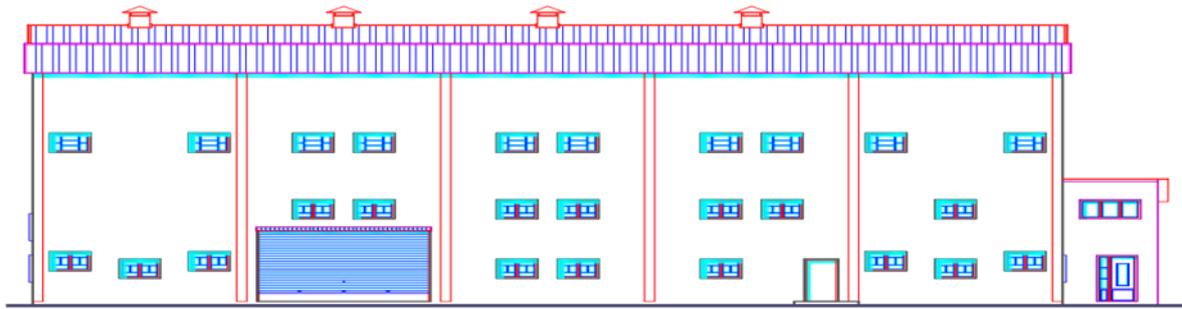


Figure I.3 : Vue sur la façade latérale.

I.3 Caractéristique de sol :

Les études fait sur le sol (rapport préliminaire de sol) ou le projet sera implanté vous enregistre sur : la contrainte admissible du sol tirée de la portance est : $\sigma_{adm} = 2 \text{ bar}$ d'ancrage 1,4 m

I.4 Ossature de la structure :

L'ossature de l'ouvrage sera constituée par des portiques métalliques et des contreventements qui assurent la stabilité de verticale et horizontale.

I.4.1 plancher de la mezzanine :

La mezzanine est constitué d'un plancher collaborant de :

- 01) Des solives.
- 02) Une tôle nervurée.
- 03) Des goujons connecteur.
- 04) Armature (treille d'armature).
- 05) Une dalle en béton armé.

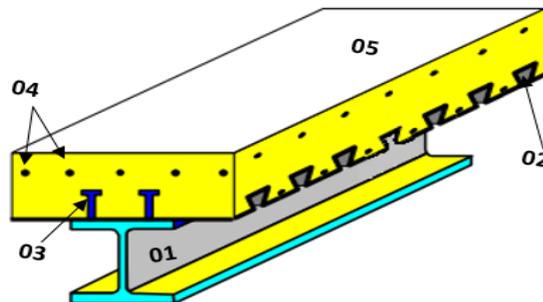


Figure I.4 : plancher mixte à dalle collaborant.

I.4.2 La toiture :

La toiture sera faite en charpente métallique à deux versants, elle est constituée de bacs de couverture en panneaux sandwichs reposant sur des pannes en IPE.

I.4.3 Les façades et cloisons :

Les façades extérieures sont réalisées avec des panneaux sandwichs fixes aux lisses de bardages pour l'isolation thermique, et pour la mezzanine sont avec des maçonneries.

I.5.1 Les propriétés de l'acier :

Les nuances d'acier et leur résistances sont donne par l'Euro codes ainsi le DTR, pour cette structure on choisisse la nuance S235qu'est à la meilleure propriété de ductilité.

L'acier qu'on a choisi doit satisfaire les conditions suivant :

- 1) Le rapport $f_u/f_y > 1,2$.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

- 2) La déformation ultime doit être supérieure de 20 fois la déformation élastique ($\epsilon_u > 20\epsilon_y$).
- 3) La rupture d'allongement relatif ultime ϵ_u doit être supérieure ou égale à 15%.

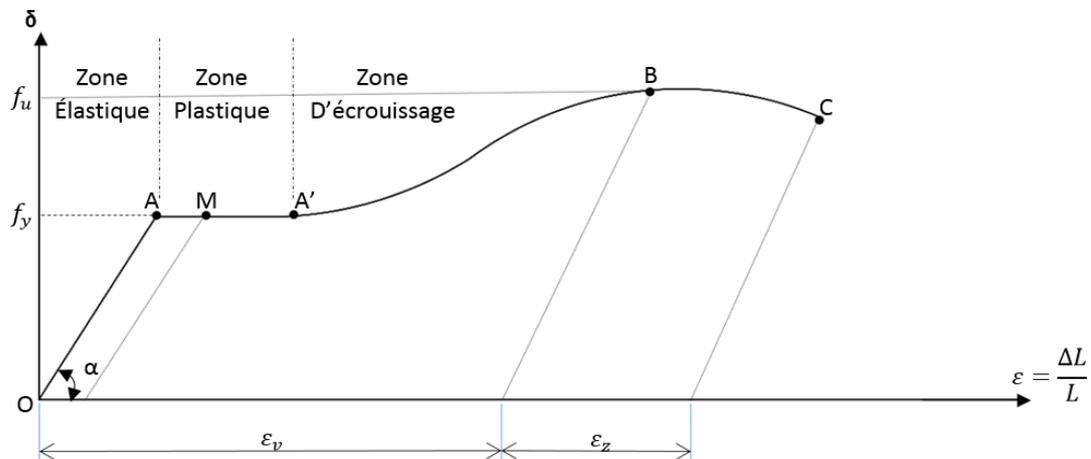


Figure I.5 : diagramme effort/déformation de l'acier.

Les propriétés mécaniques de l'acier sont :

- 01) Masse volumique : 7850 kg/m^3 .
- 02) Module d'élasticité longitudinal : $E=210000 \text{ Mpa}$.
- 03) Module d'élasticité transversale $G=E/2(1+\nu) \approx 0,4E$.
- 04) Coefficient de poisson : $\nu=0,3$.
- 05) Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$.

I.5.2. Béton :

Le béton est un alliage de matériaux inanimé (sable, graviers), liants hydraulique (ciment) ; de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants.

I.5.2.1 Propriétés du béton :

Le béton utilisé sera de classe C25 avec :

- 01) La résistance à la traction à 28j : $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$.
- 02) Une résistance à la compression à 28j : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
- 03) Le poids spécifique : $\rho = 25 \text{ Kn/m}^3$.
- 04) Coefficient de retrait : $\epsilon = 4 \cdot 10^{-6}$.

I.6 Règlements utilisée :

Les règlements utilisés pour la réalisation de cette étude sont :

- Règles de conception et de calcul des structure en acier (CCM97), document technique réglementaire **D.T.R-B.C-2.44**.
- Règles parasismique Algériennes (RPA99/V2003).
- Règles neige et vent (RNV/2013) **D.T.R-B.C-2.33**.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.7 Les états limitent du béton:

I.7.1 Etat limite ultime (ELU) :

Les états limites ultimes sont associés à la ruine de la structure, qui consiste à vérifier qu'elles ne subissent pas de déformation irréversible sous la charge, et qu'elles ne présentent pas de dégradation ; ils comprennent :

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

I.7.2 Etat limite de service (ELS) :

Les états limites de services correspondent aux dépassements des critères spécifiés d'exploitation, qui consiste à vérifier que leur déformation élastique reste compatible avec le fonctionnement. Ils comprennent :

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

I.8. Les actions prises en compte :

Une action est une force appliquée à la structure ou une déformation imposée, déplacements d'appuis, effets thermiques.

Les actions sont classées en fonction de leur variation dans le temps :

- Action permanentes (G) : dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie dans le même sens en tendant vers une limite, tel que :
 - Poids propre de la structure.
 - Poussée des terres et liquides.
- Action variables (Q) : dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps tel que :
 - Charge d'exploitation
 - Charge climatique (Neige(S), Vent(V)).
 - Charge appliquées en cours d'exécution.
- Action accidentelles :

Ce sont des actions qui ne surviennent que rarement durant la vie de l'ouvrage mais dont les conséquences peuvent être très néfastes, si des dispositions ne sont pas prises lors de la conception et de la réalisation de l'ouvrage. Parmi ces actions, on peut répertorier :

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

I.9. Limite des flèches:

Notre structure qui constitue d'une ossature en acier doit être dimensionnée de manière que les flèches restent dans les limites appropriées à l'usage et à l'occupation en vis-à-vis du bâtiment et à la nature des matériaux de remplissage devant être apportées la valeur limite recommandées pour les flèches verticales sont résumées dans le tableau 4.1 du CCM97 comme suit :

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

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

Tableau I.1 : valeur recommandées pour les flèches verticales.

Chapitre II :
Etude climatique.

Chapitre II : Etude climatique

Introduction :

Tous les ouvrages en charpente métallique sont exposés aux actions verticales et horizontales, parmi les actions horizontales on peut citer le vent, pour cela on doit faire une étude approfondie et détaillée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes directions. Le règlement régissant le calcul des actions dues au vent utilisé est le DTR et le RNVA 2013

II.1. Etude du vent :

Il s'agit de déterminer les actions du vent s'exerçant sur les parois et la toiture pour un

Vent perpendiculaire :

Au long pan V1

Au pignon V3

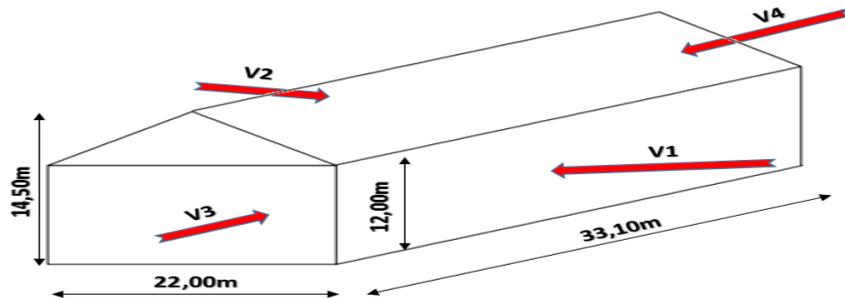


Figure II.1 : les directions principales du vent.

-  vent sur long-pan avec surpression intérieure.
-  vent sur long-pan avec dépression intérieure.
-  vent sur pignon avec surpression intérieure.
-  vent sur pignon avec dépression intérieure.

II.1.1 Détermination des différents paramètres ou coefficient de la région :

a) Effet de la région (q_{ref}) :

Selon RNVA 2013 notre projet est une structure implantée dans la commune Boudjellil de la wilaya de Bejaia qui est classée en zone I, dont la pression de la référence est : $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$ donnée par le tableau 2.3 chap II RNVA 2013.

b) Effet de cote :

Le site du projet se trouve à Boudjellil, wilaya de Bejaia.

Zone I	Catégorie du terrain III	Z_0	Z_{min}	ϵ	La nature du site est plate
$q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$	$K_T = 0,215$	0,3 m	5 m	0,61	$C_t = 1$

c) coefficient topographie :

Le site est plat, $C_t = 1$

d) Calcul de coefficient dynamique C_d :

La valeur du coefficient dynamique C_d pour les structures métalliques est donnée par la figure 3.2 chapitre III du RNVA 2013.

Il dépend de la hauteur et la largeur de la structure, ainsi que du matériau de la structure et du sens du vent

Chapitre II : Etude climatique

Comme notre structure a une hauteur de 14,5 m dont la hauteur inférieure à 15m, on prend : $C_d = 1$ (chap III : coefficient dynamique dans RNVA 2013)

II.2. Calcul de la pression dynamique de pointe:

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

$$q_p(z_e) = q_{ref} C_e(z_e) \text{ (N/m}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{Chapitre II § 2. 3 p50 RNVA2013}$$

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

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

II.3. Détermination du coefficient de la rugosité C_r :

Le coefficient de rugosité $C_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent il définit par la loi logarithmique (logarithme népérien). Chapitre II § 2.4.5 RNV2013 P53.

$$C_r(z) = K_t * \ln \frac{z}{z_0} \text{ pour } z_{min} < z < 200 \text{ m}$$

$$C_r(z) = K_t * \ln \frac{z_{min}}{z_0} \text{ pour } z < z_{min}$$

Avec : K_t : Facteur de terrain ; z_0 : Paramètre de rugosité ; z_{min} : Hauteur minimale.

Z : Hauteur considérée ; tel que : $z_0 = 0,3 \text{ m}$, $z_{min} = 5 \text{ m}$

II.4. Détermination du coefficient d'exposition $C_e(z_e)$:

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

$C_e(z)$ est donnée par la formule suivante : $C_e(z) = C_t^2(z) * C_r^2(z) + [1 + 7 * I_v(z)]$.

C_r : Coefficient de rugosité.

C_t : Coefficient de topographie.

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

z (en m) est la hauteur considéré.

II.4.1. Intensité de turbulence :

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

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) * \ln \frac{z}{z_0}} \text{ pour } z > z_{min}$$

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) * \ln \frac{z_{min}}{z_0}} \text{ pour } z \leq z_{min}$$

	z_e (m)	$C_r(z)$	I_v	$C_e(z)$	q_{ref} (N/m ²)	$q_{dyn}(z_i)$ N/m ²
Parois verticale	12	0,793	0,271	1,822	375	683,25
Toiture	14,5	0,832	0,258	1,952	375	732

Tableau II.1 : Valeur de Z_e , C_r , C_e , q_{ref} , q_{dym} .

Chapitre II : Etude climatique

II.5. Coefficient de pression extérieure C_{pe} :

Le coefficient de pression extérieure C_{pe} dépend de la forme géométrique de la base de la structure, et de la dimension de la surface chargée.

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

d : la dimension parallèle à la direction du vent.

On détermine le coefficient à partir les conditions suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe,1} \dots \dots \dots \text{si } s \leq 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) * \log(s) \dots \dots \dots \text{si } 1 \text{ m}^2 \leq s \leq 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,10} \dots \dots \dots \text{si } s \geq 10 \text{ m}^2$$

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

II.5.1. Vent perpendiculaire au long pan V1 :

Pour les parois verticales :

Pour cette direction du vent on a : $b = 33,1 \text{ m}$, $d = 22 \text{ m}$, $h = 14,5 \text{ m}$

$$e = \min (b , 2h) = (33,1 ; 29) = 29 \text{ m}$$

$$d = 22 \text{ m} < e = 29 \text{ m}$$

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

D'après légende relative aux murs verticaux : chapitre V figure 5.1

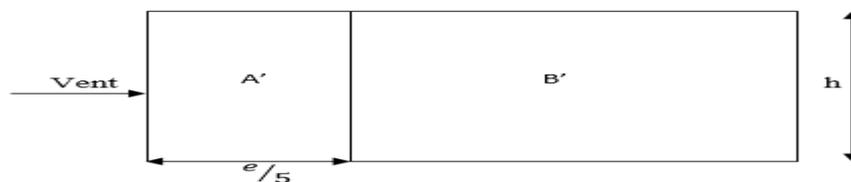


Figure. II.2 : vue en plan de la paroi verticale direction du vent perpendiculaire au long-pan.

On a : $e = 29 \text{ m}$

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

Zone	D	E	A'	B'
Surface (m^2)	397,2	397,2	57,6	230,4
C_{pe}	0,8	-0,3	- 1	- 0,8

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

La figure suivante illustre la répartition des C_{pe} pour les parois verticales

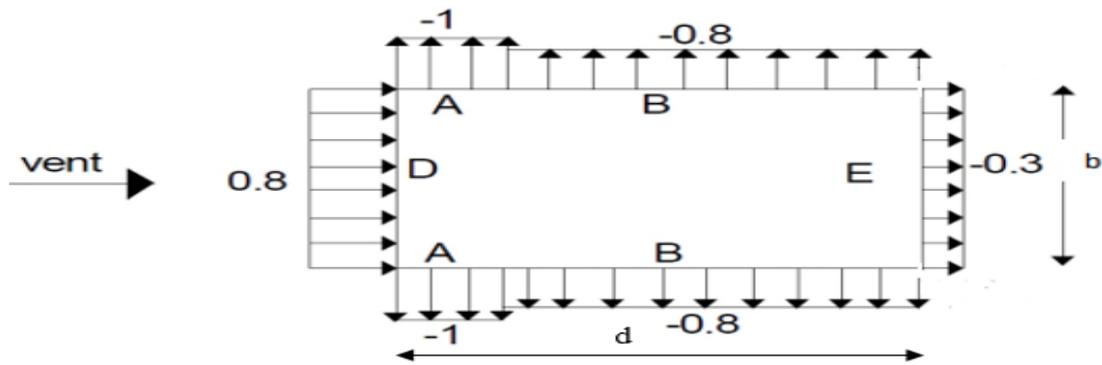


Figure II.3 : Répartition des C_{pe} sur les parois verticale.

Toiture :

La toiture a deux versant avec $\alpha = 12,80^\circ$, le vent est perpendiculaire à la génératrice dans ce Cas, on doit faire une interpolation, et les résultats sont dans le tableau suivant ;

Zone	F	G	H	J	I
Surface (m^2)	14,4	50,64	284,66	79,44	284,66
C_{pe}	-1,076	-0,888	-0,366	-0,736	-0,444

Tableau II.3 : Coefficients de pression extérieure C_{pe} dans la toiture

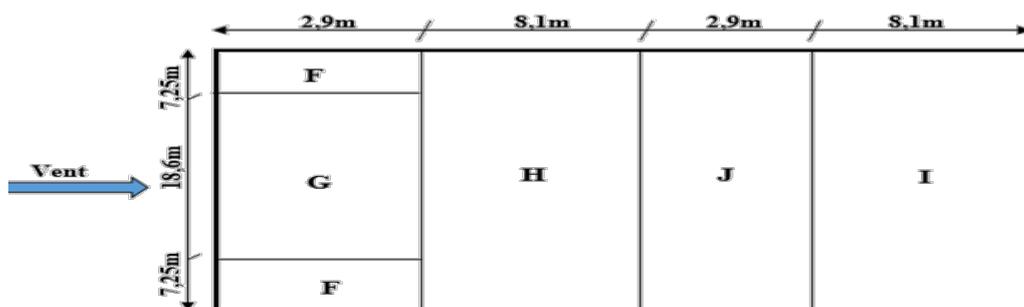


Figure II.4 : les zones des pressions pour la toiture.

II.5.2.Vent perpendiculaire au pignon V2 :

Pour les parois verticales :

Pour cette direction du vent on a : $b = 22 \text{ m}$, $d = 33,1 \text{ m}$, $h = 14,5 \text{ m}$

$e = \min(b, 2h) = (22 ; 29) = 22 \text{ m}$

Et on a : $e = 22 \text{ m} < d = 33,1 \text{ m}$

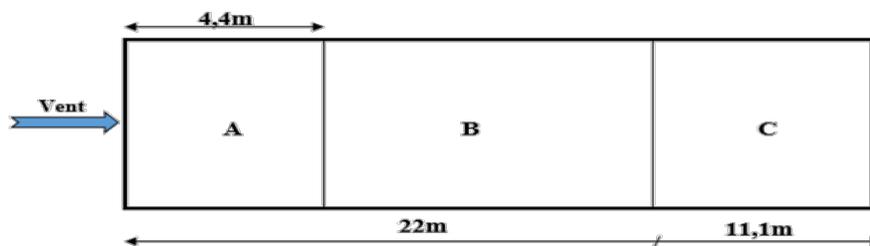


Figure II.5 : Répartition des surfaces sur le pignon.

Zone	A	B	C	D	E
Surface (m^2)	52,8	211,2	133,2	264	264
C_{pe}	-1	-0,8	-0,5	0,8	-0,3

Tableau II.4 : Coefficients de pression extérieure C_{pe} et de surface dans chaque zone.

Chapitre II : Etude climatique

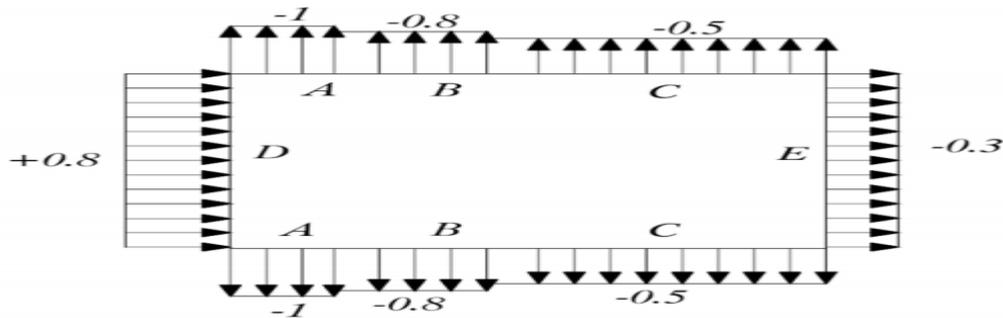


Figure II.6 : Valeur des C_{pe} pour les parois verticale.

Toiture :

Zone	F	G	H	I
C_{pe}	- 1,366	-1,3	-0,622	- 0,522
Surface (m^2)	12,1	24,2	96,8	243,1

Tableau II.5 : Coefficients de pression extérieure C_{pe} dans chaque zone

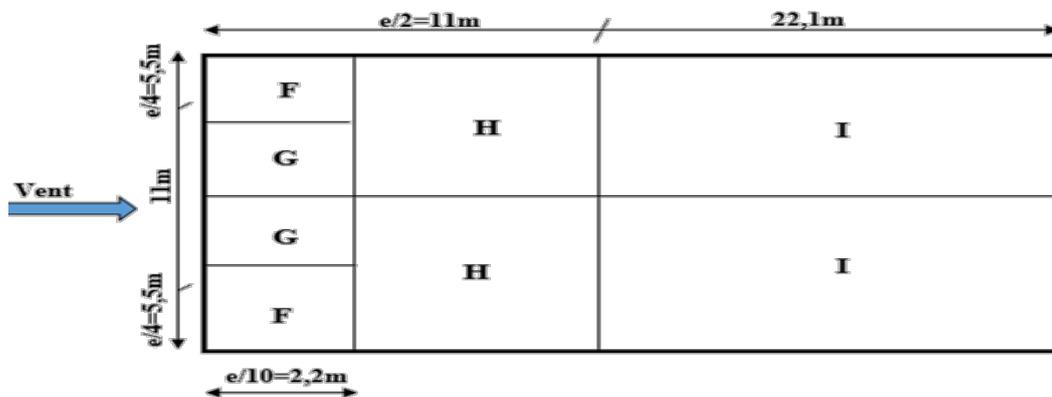


Figure II.7 : les zones des pressions pour la toiture.

II.6.Détermination de coefficient de pression intérieure C_{pi}

Le coefficient de pression C_{pi} est on fonction de l'indice de perméabilité μ_p qu'il est défini comme suit :

Et le rapport h/d

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

Notre hangar possède :

Long pan 1 (sens V2).	Long pan 2(sens V1).
<ul style="list-style-type: none"> → 26 fenêtres de dimension (1 * 1,2) m^2 → Rideau (5,1 * 3,88) m^2 → Porte(1 * 2,2) m^2 → Porte cage d'escalier (1,2 * 2,4) m^2 → Fenêtre cage d'escalier (1 * 1,8) m^2 	<ul style="list-style-type: none"> → 26 fenêtres de dimension (1 * 1,2) m^2 → Rideau (5,1 * 3,88) m^2 → 6 fenêtres (50 * 50) m^2
Pignon 1(sens V3).	Pignon 1(sens V4).

Chapitre II : Etude climatique

→ 4 fenêtres (ventilateur) (1,4 * 14) m²
 → Porte d'entrée (3,40 * 2,6) m²
 → 14 fenêtres (1 * 1,40) m²
 → Les fenêtres de la cage d'escaliers de différentes dimensions.

→ 8 fenêtres (1,4 * 1,4) m²
 → 16 fenêtres (1 * 1,4) m²

II.6.1 Du côté de long pan :

1^{er} cas : toutes les ouvertures sont fermées :

Dans ce cas on trouve l'indice perméabilité est : $\mu_p = 0$

A l'aide de cette courbe on peut déterminer le coefficient de pression intérieure : $C_{pi} = 0,8$

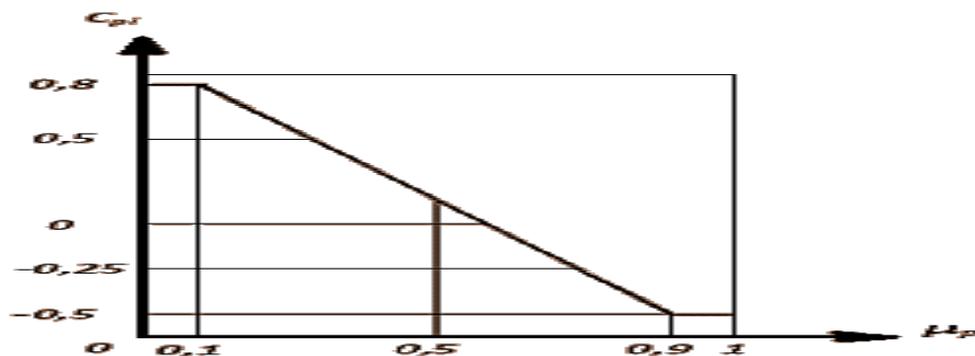


Figure II.8 : C_{pi} pour les bâtiments sans cloisons intérieur.

II.2.6. Détermination de la pression aérodynamique $W(z_e)$:

la pression aérodynamique est donnée selon la formule suivante : $W(Z_j) = q_p(z_e)[C_{pe} - C_{pi}]$

II.2.6.1 : Du côté de long- pan : On a 4 cas :

01) 1^{er} cas : "Toutes les ouvertures sont fermées" : $\mu_p = 0$ et $C_{pi} = 0,8$

• Dans les parois verticales :

Zone	$Q_p(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W(Z_j)$	Le vent
A'	683,25	-1	0,8	-1,8	- 1229,85	Dépression
B'	683,25	-0,8	0,8	-1,6	- 1093,2	Dépression
D	683,25	0,8	0,8	0	0	Suppression
E	683,25	-0,3	0,8	-1,1	-751,575	dépression

Tableau II.6 : valeur de la pression aérodynamique des parois verticales dans le sens V1

• Dans la toiture :

Zone	$Q_p(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W(Z_j)$	Le vent
F	732	-1,076	0,8	-1,876	-1373,232	Dépression
G	732	-0,888	0,8	-1,688	-1235,616	Dépression
H	732	-0,366	0,8	-1,166	-853,512	Dépression
I	732	-0,444	0,8	-1,244	-910,608	Dépression
J	732	-0,736	0,8	-1,536	-1124,352	Dépression

Tableau II.7 : valeur de la pression aérodynamique dans la toiture V1.

Chapitre II : Etude climatique

02) 2^{ème} cas : les ouvertures de long-pan (sens V1) sont ouvertes est l'autre côté sont

fermée : On trouve dans ce cas : $\mu_p = 0,7$ et le rapport $\frac{h}{d} = 0,66$

$$\frac{h}{d} \leq 0,25 \longrightarrow C_{pi} = -0,085; \frac{h}{d} > 1 \longrightarrow C_{pi} = -0,175$$

En utilise interpolation linéaire on obtient :

$$C_{pi}(0,66) = C_{pi}(0,25) + \frac{C_{pi}(1) - C_{pi}(0,25)}{1 - 0,25} (0,66 - 0,25) = -0,134$$

• **Dans les parois verticales:**

Zone	$Q_p(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W(Z_j)$	Le vent
A'	683,25	-1	-0,134	-0,866	-591,685	Depression
B'	683,25	-0,8	-0,134	-0,666	-455,045	Depression
D	683,25	0,8	-0,134	0,934	638,156	Suppression
E	683,25	-0,3	-0,134	-0,166	-113,420	Depression

Tableau II.8 : valeur de la pression aérodynamique des parois verticales sens V1.

• **Dans la toiture:**

Zone	$Q_p(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W(Z_j)$	Le vent
F	732	-1,076	-0,134	-0,942	-689,544	Depression
G	732	-0,888	-0,134	-0,754	-551,928	Depression
H	732	-0,366	-0,134	-0,232	-169,824	Depression
I	732	-0,444	-0,134	-0,31	-226,92	Depression
J	732	-0,736	-0,134	-0,602	-440,664	Depression

Tableau II.9 : valeur de la pression aérodynamique dans la toiture V1.

03) 3^{ème} cas : "les ouvertures long-pan sens (V2) sont ouvertes est l'autre côté sont fermée" :

Le rapport $\frac{h}{d} = 0,66$ et l'indice de perméabilité $\mu_p = 0,73$

$$\frac{h}{d} \leq 0,25 \longrightarrow C_{pi} = -0,11; \frac{h}{d} > 1 \longrightarrow C_{pi} = -0,2; C_{pi}(0,66) = -0,159$$

• **Dans la paroi verticale :**

Zone	$q_p(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W(Z_j)$	Le vent
A'	683,25	-1	-0,159	-0,841	-574,613	Dépression
B'	683,25	-0,8	-0,159	-0,641	-437,963	Dépression
D	683,25	0,8	-0,159	0,959	655,237	Suppression

Chapitre II : Etude climatique

E	683,25	-0,3	-0,159	-0,141	-96,338	Dépression
---	--------	------	--------	--------	---------	------------

Tableau II.10 : valeur de la pression aérodynamique dans les parois verticale (V2).

• Dans la toiture :

Zone	q_p	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W(Z_j)$	Le vent
F	732	-1,076	-0,159	-0,917	- 671,244	Dépression
G	732	-0,888	-0,159	-0,729	- 533,628	Dépression
H	732	-0,366	-0,159	-0,207	-151,524	Dépression
I	732	-0,444	-0,159	-0,285	208,62	Dépression
J	732	-0,736	-0,159	-0,577	422,364	Dépression

Tableau II.11 :valeur de la pression aérodynamique dans la toiture (V2).

04) 4^{ème} cas : Toutes les ouvertures sont ouvertes :

L'indice de perméabilité est : $\mu_p = 1 \longrightarrow C_{pi} = -0,5$

• Dans la paroi verticale :

La zone	q_p	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W(Z_j)$	Le vent
A'	683,25	-1	-0,5	-0,5	-341,625	Dépression
B'	683,25	-0,8	-0,5	-0,3	-204,975	Dépression
D	683,25	0,8	-0,5	1,3	888,225	Suppression
E	683,25	-0,3	-0,5	0,2	136,65	Suppression

Tableau II.12 : valeur de la pression aérodynamique dans les parois verticale.

• Dans la toiture :

La zone	q_p	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W(Z_j)$	Le vent
F	732	-1,076	-0,5	-0,576	-421,632	Dépression
G	732	-0,888	-0,5	-0,388	-284,016	Dépression
H	732	-0,366	-0,5	0,134	98,088	Suppression
I	732	-0,444	-0,5	0,056	40,992	Suppression
J	732	-0,736	-0,5	-0,236	-172,752	Dépression

Tableau II.13 :valeur de la pression aérodynamique dans la toiture.

II.6.2 .Du coté de pignon : On a aussi 4 cas :

01) 1^{er} cas : "Toutes les ouvertures sont fermées" : $\mu_p = 0$ et $C_{pi} = 0,8$

• Dans les parois verticales :

La zone	q_p	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W(Z_j)$	Le vent
A'	683,25	-1	0,8	-1,8	-1229,85	Dépression
B'	683,25	-0,8	0,8	-1,6	-1093,2	Dépression
C	683,25	-0,5	0,8	-1,3	-888,225	Dépression

Chapitre II : Etude climatique

D	683,25	0,8	0,8	0	0	Suppression
E	683,25	-0,3	0,8	-1,1	-751,575	Dépression

Tableau II.14 : valeur de la pression aérodynamique dans les parois verticale.

• Dans la toiture :

La zone	q_p	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W(Z_j)$	Le vent
F	732	-1,366	0,8	-2,166	-1585,512	Dépression
G	732	-1,3	0,8	-2,1	-1537,2	Dépression
H	732	-0,622	0,8	-1,422	-1040,904	Dépression
I	732	-0,522	0,8	-1,322	-967,704	Dépression

Tableau II.15 : valeur de la pression aérodynamique dans la toiture.

02) 2^{ème} cas : les ouvertures de pignon (sens V2) sont ouvertes et l'autre sont fermées :

$\mu_p = 0,77$ et le rapport $\frac{h}{d} = 0,44$

$\frac{h}{d} \leq 0,25 \longrightarrow C_{pi} = -0,16$; $\frac{h}{d} > 1 \longrightarrow C_{pi} = -0,26$; $C_{pi}(0,44) = -0,185$

• Dans les parois verticales :

La zone	q_p	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W(z_i)$	Le vent
A	683,25	-1	-0,185	-0,815	-556,849	Depression
B'	683,25	-0,8	-0,185	-0,615	-420,199	Depression
C	683,25	-0,5	-0,185	-0,315	-215,224	Depression
D	683,25	0,8	-0,185	0,985	673,001	Suppression
E	683,25	-0,3	-0,185	-0,115	-78,574	Depression

Tableau II.16 : valeur de la pression aérodynamique dans les parois verticale (V2).

• Dans la toiture:

La zone	q_p	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W(z_i)$	Le vent
F	732	-1,366	-0,185	-1,181	-864,492	Depression
G	732	-1,3	-0,185	-1,115	-816,18	Depression
H	732	-0,622	-0,185	-0,437	-319,884	Depression
I	732	-0,522	-0,185	-0,337	-246,684	Depression

Tableau II.17 : valeur de la pression aérodynamique dans la toiture (V2).

03) 3^{ème} cas : "les ouvertures de pignon (sens V4) sont ouvertes et l'autre sont fermées " :

$\mu_p = 0,8$ et le rapport $\frac{h}{d} = 0,44$

On trouve : $C_{pi}(0,44) = -0,23$

• Dans les parois verticales :

La zone	q_p	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W(Z_j)$	Le vent
A'	683,25	-1	-0,23	-0,77	-526,103	Dépression
B'	683,25	-0,8	-0,23	-0,57	-389,453	Dépression
C	683,25	-0,5	-0,23	-0,27	-184,478	Dépression
D	683,25	0,8	-0,23	1,03	703,748	Suppression

Chapitre II : Etude climatique

E	683,25	-0,3	-0,23	-0,07	-47,828	Dépression
---	--------	------	-------	-------	---------	------------

Tableau II.18 : valeur de la pression aérodynamique dans les parois verticale (V4).

• Dans la toiture :

La zone	q_p	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W(Z_j)$	Le vent
F	732	-1,366	-0,23	-1,136	-831,552	Dépression
G	732	-1,3	-0,23	-1,07	-783,24	Dépression
H	732	-0,622	-0,23	-0,392	-286,944	Dépression
I	732	-0,522	-0,23	-0,292	-213,744	Dépression

Tableau II.19 : valeur de la pression aérodynamique dans la toiture (V4).

04) 4^{ème} cas : "Toutes les ouvertures sont ouverts" : $\mu_p = 1$ qui donne $C_{pi} = -0,5$

• Dans les parois verticales :

La zone	q_p	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W(Z_j)$	Le vent
A'	683,25	-1	-0,5	-0,5	-341,625	Dépression
B'	683,25	-0,8	-0,5	-0,3	-204,975	Dépression
C	683,25	-0,5	-0,5	0	0	Suppression
D	683,25	0,8	-0,5	1,3	888,225	Suppression
E	683,25	-0,3	-0,5	0,2	136,65	Suppression

Tableau II.20 : valeur de la pression aérodynamique dans les parois verticale.

• Dans la toiture :

La zone	q_p	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W(Z_j)$	Le vent
F	732	-1,366	-0,5	-0,866	-633,912	Dépression
G	732	-1,3	-0,5	-0,8	-585,6	Dépression
H	732	-0,622	-0,5	-0,122	-89,304	Dépression
I	732	-0,522	-0,5	-0,022	-16,104	Dépression

Tableau II.21 : valeur de la pression aérodynamique dans la toiture.

II.7.Action de la neige :

La charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale de toiture est donnée selon le RNV 2013 par la formule suivant : $S = \mu * S_k$

S : Charge caractéristique de la neige par unité de surface.

μ : Coefficient d'ajustement des charges, en fonction de la forme de la toiture. Appelé coefficient de forme.

S_k : Charge de neige sur le sol

Le projet se trouve dans la Wilaya de Bejaïa commune de Boudjellil daïra tazmalt classé en zone A dont l'altitude H est de 225 m

Zone A : $S_k = (0,07 H + 15) / 100$

$$S_k = 0,3075 \text{ KN/m}^2$$

La toiture est à deux versant, le coefficient de forme est donnée par le tableau 6.3 du RNVA 2013 pour une pente comprise entre 0° et 15° : $0 \leq \alpha = 12,8^\circ \leq 15 \longrightarrow \mu = 0,8$

Chapitre II : Etude climatique

$$S = 0,8 * 0,3075 = 0,246 \text{ KN/m}^2$$

II.7.1.Charge de la neige sur les obstacles :

L'obstacle considéré est la partie supérieure de la paroi de l'entrée principale. $F_s = S * b * \sin \alpha$

b : est la distance entre l'obstacle et le faîtage de toiture (b= 11m).

$$\alpha = 12,80^\circ \longrightarrow F_s = 0,5995 \text{ KN /m.}$$

Chapitre III :
Pré-dimensionnement.

Chapitre III : Pré-dimensionnement et dimensionnement

III.1 Etude des pannes :

Les pannes sont des poutres destinées à supporter la couverture et de transmettre les charges et surcharges s'appliquant sur cette dernière à la traverse ou bien à la ferme. Elles sont disposées parallèlement à la ligne de faitage, et elles sont calculées en flexion déviée, sous l'effet des charges permanentes, d'exploitation et climatiques. Elles peuvent agir comme éléments comprimés en tant que partie du système de contreventement et participent à la stabilisation vis-à-vis du déversement de la traverse. Dans les bâtiments industriels, on utilise soit des profilés en I ainsi que des éléments formés à froid en Z, C, U, soit des treillis pour les portées supérieures à 6 m.

III.1.1. donnée de calcul :

Pour notre structure, les pannes sont posées avec des travées de 6 m incliné d'un angle $12,8^\circ$

On laisse un espace de 0,24 m en deux extrémités

$$L = \sqrt{11^2 + 2,5^2} = 11,28 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad L_1 = 11,28 - 0,24 * 2 = 10,8 \text{ m}$$

$$L_{\text{panne}} = 1,35 \text{ m}$$

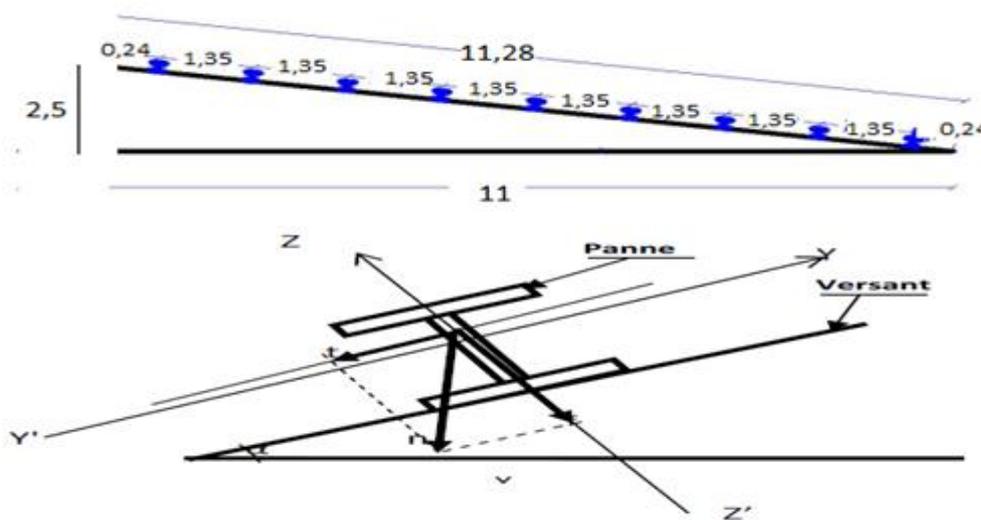


Figure III.1 : Disposition des pannes

III.1.2. Détermination des sollicitations :

III.1.2.1. Evaluation des charges et surcharges :

a) Les charges permanentes (G) :

Poids propre de la couverture (panneau sandwich : $e_p = 40 \text{ mm}$) = $10,05 \text{ KG/m}^2$

Poids propre de la panne estimé (IPE 120) = $10,4 \text{ KG/m}$

Poids propre d'accessoire d'attache = 3 KG/m^2

Chapitre III : Pré-dimensionnement et dimensionnement

$$G = (P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoire}}) * L_{\text{panne}} + P_{\text{panne}}$$

$$G = (10,05 + 3) * 1,35 + 10,4 = 28,02 \text{ KG / m} = 0,28 \text{ KN / m}$$

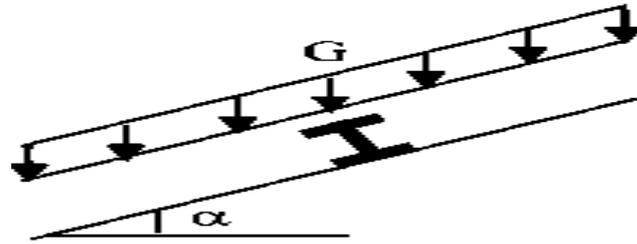


Figure III.2 : Schéma statique des charges permanente G sur les pannes

b) Surcharges d'entretien (P) :

Les surcharges d'entretien défini comme charge ponctuelle de 100 kg au 1/3 et 2/3 de la portée de la poutre (d'après le DTR BC 2.2)

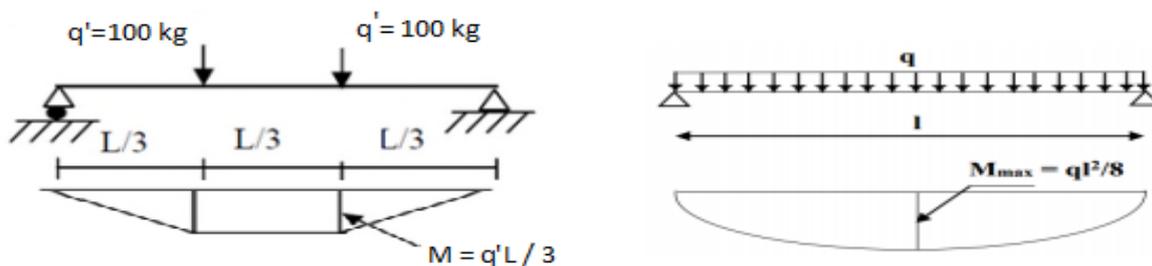


Figure III.3 : Schéma statique de la poutre équivalente

$$M_{\text{max}} = 100 * 2 = 200 \text{ kg.m}$$

$$M_{\text{max}} = q' * L / 3 = q L^2 / 8 \longrightarrow q' = 8 * 100 / 3 * 6 = 44,44 \text{ kg / m} = 44,44 \text{ daN/m}$$

c) Surcharge climatique due au vent (w) :

La panne la plus sollicité est celle exposée au vent de dépression défavorable dont le

$$C_{pi} = 0,8 \text{ zone F telle que } W_{\text{eq}} = -1240,59 \text{ N/m}^2 = - 1,241 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{La charge linéaire du vent : } W = - 1,241 * 1,35 = - 1,675 \text{ KN/m}$$

d) Surcharge climatique de la neige :

$$\text{La charge de la neige } S = 0,246 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 0,246 * \cos (12,8^\circ) = 0,240 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 0,240 * 1,35 = 0,324 \text{ KN/m}$$

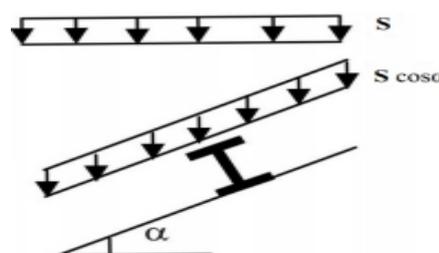


Figure. III .4 : Schéma statique de panne sous surcharge de la neige

Chapitre III : Pré-dimensionnement et dimensionnement

III.1.2.2 Combinaison de charge les plus défavorables :

a) les charges et les surcharges et différent combinaison :

Combinaison	ELU	ELS	Charge	Valeur
1	1,35 G + 1,5 Q	G + W	G	0,28 KN/m
2	1,35 G + 1,5 S	G + S	W	- 1,675KN/m
3	G + 1,5 W	G + Q	Q	0,4444 KN/m

Tableau III.1 : Les charges et les surcharges appliquée et différent combinaison

b) Calcul à L'ELU et L'ELS :

ELU	Décomposition des charges et surcharges (KN/m)				Les combinaisons (KN/m)		
	G	Q	S	W	1	2	3
Axe Y	0,062	0,098	0,072	0	0,2307	0,1917	0,062
Axe Z	0,273	0,433	0,316	-1,675	1,01805	0,84255	-2,239
ELS	G	Q	S	W	1	2	3
Axe Y	0,062	0,098	0,072	0	0,062	0,134	0,16
Axe Z	0,273	0,433	0,316	-1,675	-1,402	0,589	0,706

Tableau III.2 : décomposition des charges et surcharge

D'après ce tableau on peut extraire les sollicitations maximales :

$$\left[\begin{array}{l} q_u^z = G_z + 1,5 W_z = -2,239 \text{ KN/m} \\ q_u^y = 1,35 G_y + 1,5 Q_y = 0,2307 \text{ KN/m} \end{array} \right. \quad \left[\begin{array}{l} q_s^z = G_z + W_z = - 1,402 \text{ KN/m} \\ q_s^y = G_y + Q_y = 0,16 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

III.2. Pré dimensionnement :

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

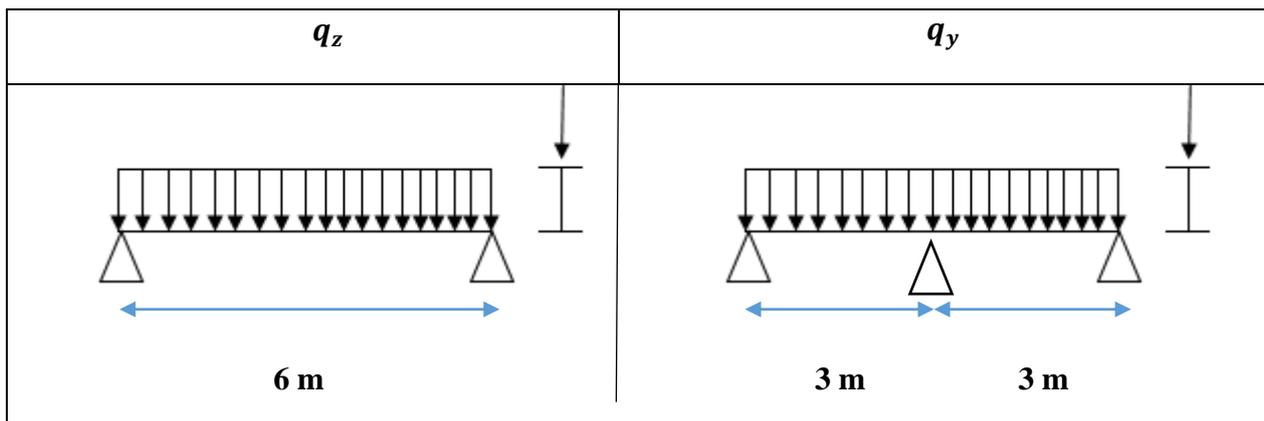


Tableau III.3 : Schéma statique de la panne suivant axe Z et Y

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{q_z L^4}{E I_y} \leq \frac{L}{200}$$

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

Chapitre III : Pré-dimensionnement et dimensionnement

$$q_s^z = 1,25 * 1,402 = 1,752 \text{ KN/m}$$

$$I_y \geq 5 * 200 * 600^3 * 1,752 * 10^{-2} / 384 * 21000$$

$$I_y \geq 469,286 \text{ cm}^4$$

Remarque : on opte un IPE 140

Les caractéristiques d'IPE 140 :

$$I_y = 541,2 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_z = 44,92 \text{ cm}^4 \quad ; \quad b = 73 \text{ mm} \quad ; \quad A = 16,4 \text{ cm}^2$$

$$h = 140 \text{ mm} \quad ; \quad G = 12,9 \text{ kg/ml} \quad ; \quad t_w = 4,7 \text{ mm} \quad ; \quad t_f = 6,9 \text{ mm}$$

$$f_z = 2,60 \text{ cm} < f_{adm} = 3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Remarque : le poids propre de la panne est supérieur au poids propre estimé

On doit recalculer les charges avec le nouveau poids propre et refaire la vérification

$$G = (P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoire}}) * L_{\text{panne}} + P_{\text{panne}}$$

$$G = (10,05 + 3) * 1,35 + 12,9 = 30,5175 \text{ KG/m} = 0,3052 \text{ KN/m}$$

$$G_z = G * \cos(12,8^\circ) = 0,298 \text{ KN/m}$$

$$G_y = G * \sin(12,8^\circ) = 0,068 \text{ KN/m}$$

Recalculer les combinaisons les plus défavorables :

$$q_u^z = G_z + 1,5 W_z = - 2,214 \text{ KN/m} \quad \quad q_s^z = G_z + W_z = - 1,377 \text{ KN/m}$$

$$q_u^y = 1,35 G_y + 1,5 Q_y = 0,239 \text{ KN/m} \quad \quad q_s^y = G_y + Q_y = 0,166 \text{ KN/m}$$

III.2.1 Dimensionnement des pannes :

III.2.2 Vérification à l'ELS :

a) Vérification de la flèche suivant l'axe z-z :

$$f_z = 5 * 1,377 * 10^{-2} * 600^4 / 384 * 21000 * 541,2 = 2,04 \text{ cm} < f_{adm} = 600/200 = 3 \text{ cm} \text{ (vérifier)}$$

b) Vérification de la flèche suivant l'axe y-y :

$$f_y = 5 * 0,166 * 10^{-2} * 600^4 / 384 * 21000 * 44,92 = 2,97 \text{ cm} < f_{adm} = 600/200 = 3 \text{ cm}$$

III.2.3 Vérification de la résistance :

Détermination la classe de profiler :

$$\text{Ame (âme fléchie)} : d/t_w = 112,2/4,7 \leq 72 \varepsilon$$

$$\text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/235} = 1 \quad \longrightarrow \quad \text{Ame de classe 1}$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement et dimensionnement

Semelle (semelle comprimé): $c/t_f = (b/2)/t_f = (73/2) / 6,9 = 5,29 \leq 10 \varepsilon = 10 \longrightarrow$
semelle de classe 1

La section de classe 1

a) Vérification de moment fléchissant en plasticité :

Dans ce cas on doit vérifier :

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

Avec $\alpha=2$ et $\beta=1$ pour les profile en I, en absence de l'effort normal.

$$\text{Axe Z-Z : } M_{y.sd} = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{2,214 * 6^2}{8} = 9,96 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y : } M_{z.sd} = \frac{q_y \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{0,239 * 3^2}{8} = 0,269 \text{ KN.m}$$

Pour calculer M_{pl} on doit déterminer la classe du profile avec : $M_{pl} = W_{pl} * f_y / \gamma_{m0}$

$$\gamma_{m0} = 1$$

$$M_{pl.y.rd} = W_{pl.y} * \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 88,34 * 235 * 10^{-3} / 1 = 20,76 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.z.rd} = W_{pl.z} * \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 19,25 * 235 * 10^{-3} / 1 = 4,52 \text{ KN.m}$$

$$[9,96/20,76]^2 + [0,269/4,52]^1 = 0,29 < 1 \dots \text{ La condition est vérifiée}$$

b) Vérification au cisaillement :

Pour cette vérification on a deux vérifications à faire :

$$V_{z.sd} \leq V_{pl.rd} \dots \dots \dots (\text{EC.3 p158})$$

$$V_{y.sd} \leq V_{pl.rd} \dots \dots \dots (\text{EC.3 p158})$$

$$V_{z.sd} = q_z * l / 2 = 2,214 * 6 / 2 = 6,642 \text{ KN}$$

$$V_{pl.rd} = A_{vz} * \frac{f_y}{\sqrt{3} \gamma_{m0}} = 7,64 * 23,5 / \sqrt{3} * 1 = 103,66 \text{ KN} \longrightarrow V_{z.sd} < V_{pl.rd} \text{ (pas de cisaillement)}$$

$$V_{z.sd} = 8,736 < 0,5 V_{pl.rd} = 51,83 \text{ KN} \longrightarrow \text{pas de d'interaction M-V}$$

$$V_{y.sd} = q_y * l / 2 = 0,239 * 6 / 2 = 0,717 \text{ KN}$$

$$V_{pl.rd} = A_{v.y} * \frac{f_y}{\sqrt{3} \gamma_{m0}} \text{ avec } A_{v.y} = A - A_{v.z} = 8,76 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl.rd} = 8,76 * 23,5 / \sqrt{3} * 1 = 118,85 \text{ KN} \longrightarrow V_{y.sd} < V_{pl.rd} \text{ (pas de cisaillement)}$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement et dimensionnement

$$V_{y,rd} = 0,717 \text{ KN} < 0,5 V_{pl,rd} = 59,43 \text{ KN} \longrightarrow \text{pas de d'interaction M-V}$$

La résistance au cisaillement est vérifiée donc on adopte des pannes en IPE 140

c) Vérification au déversement :

Le déversement est un phénomène d'instabilité qui se manifeste par une déformation latérale de la partie comprimée de la section sous l'action de vent de soulèvement

$$M_{y,rd} \leq M_{brd} = \chi_{LT} * \beta_W * M_{pl,y} * f_y / \gamma_{m1}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)^{1/2}}$$

Avec : $M_{b,rd}$ = moment résistant au déversement

χ_{LT} = coefficient de réduction pour le déversement

$$\gamma_{m1} = 1,1$$

La classe du profile est de classe 1 : et $\beta_W = 1$

$$\text{Calcul sous le vent : } M_{s,dy} = \frac{q_z * l^2}{8} = 2,214 * 6^2 / 8 = 9,96 \text{ KN.}$$

$\bar{\lambda}_{LT}$ = c'est l'élancement de divergence

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_W} ; \text{ avec : } \lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \text{ } \varepsilon ; \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

D'où : $\lambda_1 = 93,9$

Pour les poutres à section constante et doublement symétrique on peut utiliser la formule approximative ci-après qui place en sécurité

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{1}{i_z}}{\sqrt{C_1 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{1}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0,25}}} = 114,19$$

l : longueur de maintien latéral

D'où : $\bar{\lambda}_{LT} = 114,19 / 93,9 = 1,216 > 0,4 \longrightarrow$ il y'a risque de déversement

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} ; \text{ avec } \chi_{LT} \leq 1$$

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] \text{ avec : } \alpha_{LT} = 0,21 \text{ pour les profils laminés}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21(1,216 - 0,2) + 1,216^2] = 1,346$$

$$\chi_{LT} = 0,52$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement et dimensionnement

$$M_{brd} = \chi_{LT} * \beta_w * M_{pl,y} * f_y / \gamma_{m1} = 0,52 * 1 * 88,34 * 23,5 * 10^{-2} / 1 = 10,795 \text{ KN.m}$$

Donc la stabilité au déversement de la panne n'est pas vérifiée, on augmente le profile a un IPE 160

On aura

$$\lambda_{LT} = 109,448 ; \overline{\lambda}_{LT} = 1,165 ; \phi_{LT} = 1,28 ; \chi_{LT} = 0,55$$

$$M_{brd} = \chi_{LT} * \beta_w * M_{pl,y} * f_y / \gamma_{m1} = 0,55 * 1 * 123,9 * 23,5 * 10^{-2} / 1,1 = 16,01 \text{ KN.m}$$

$$M_{b,rd} = 16,01 \text{ KN.m} > M_{sd,y} = 13,104 \text{ KN.m}$$

La stabilité au déversement de la panne est vérifiée, on adopte un IPE 160

III.3. Calcul de l'échantignolle :

III.3.1 introduction :

L'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux fermes.

Le principe effort de résistance de l'échantignolle est le moment de renversement du au chargement (surtout sous l'action de soulèvement du vent)

L'excentrement « t » est limité par la condition suivant : $2(b/2) \leq t \leq 3(b/2)$

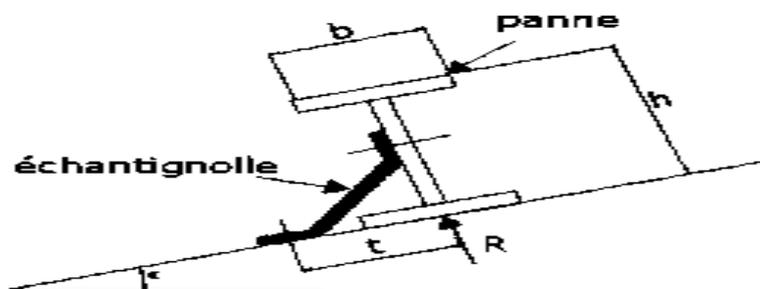


Figure III.5 : Coupe transversale de l'échantignolle

III.3.2 L'excentrement (t) :

On a adopté un IPE 160 : $b = 8,2 \text{ cm}$ et $h = 16 \text{ cm}$

$$8,2 \text{ cm} \leq t \leq 12,3 \text{ cm} ; \text{ soit : } t = 10 \text{ cm}$$

III.3.3 Calcule le moment de renversement M_{sd} :

$$G = 0,334 \text{ KN/m}$$

$$G_z = G * \cos(12,8^\circ) = 0,326 \text{ KN/m}$$

$$G_y = G * \sin(12,8^\circ) = 0,074 \text{ KN/m}$$

$$q_u^z = G_z - 1,5W_z = 0,326 - 1,5 * 2,14 = 2,186 \text{ KN/m}$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement et dimensionnement

$$q_u^y = 1,35 G_y = 0,0999 \text{ KN/m}$$

Effort R revenant à l'échantignolle n'est rien que la réaction d'appuis des pannes, on prend l'effort maximal correspondant à l'échantignolle intermédiaire (et non l'échantignolle de rive)

$$P_y = 2R_y = 0,75 * q_y * L/2 = 0,75 * 0,0999 * 6 / 2 = 0,225 \text{ KN}$$

$$P_z = 2R_z = 2 * q_z * L/2 = q_z * L = 2,186 * 6 = 13,116 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = P_y * h/2 + P_z * t = 0,225 * 0,16/2 + 13,116 * 0,10 = 1,3296 \text{ KN.m}$$

III.3.4 Module de résistance de l'échantignolle :

$$W_{el} = I/y \text{ et } y = e/2 \text{ avec : } I = \frac{b_{echa} * e^3}{12}$$

$$W_{el} = \frac{b_{echa} * e^2}{6}$$

III.3.5 épaisseur de l'échantignolle (e) :

$$M_{sd}/W_{el} \leq f_y \longrightarrow 6M_{sd}/b_{ech} * e^2 \leq f_y \longrightarrow e = \sqrt{6M_{sd}/b_{ech} * f_y}$$

On prend $b_{ech} = 15 \text{ cm}$

$e = 1,504 \text{ cm}$ on adopte un échantignolle de 15 mm

III.4. Calcul Les lisses de bardage :

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles (IPE, UAP, UPE) ou de profils minces pliés. Etant disposées horizontalement, elles sont portées soit par les poteaux de portiques, soit par les potelets intermédiaires. L'entre axe des lisse est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage

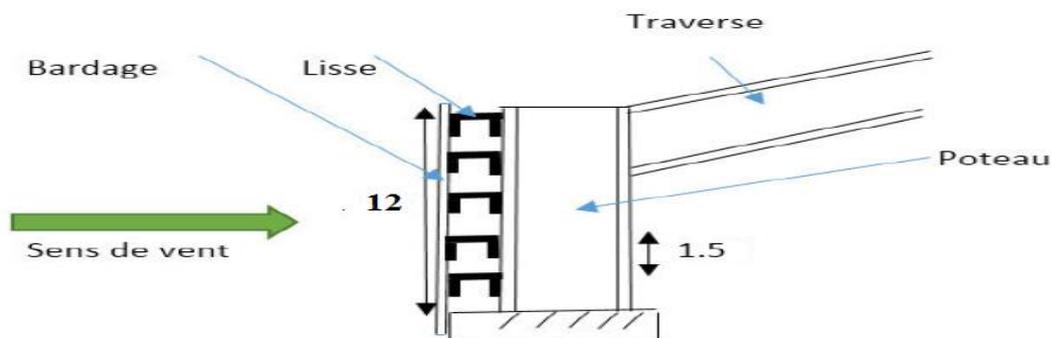


Figure III.6 Disposition des lisses de bardage

III.4.1 Espacement des lisses :

Chapitre III : Pré-dimensionnement et dimensionnement

Le bâtiment a une hauteur des poteaux de 12 m

Espacement des lisses ($e = 1,5$ m)

Nombre de lisse ($n = 7$)

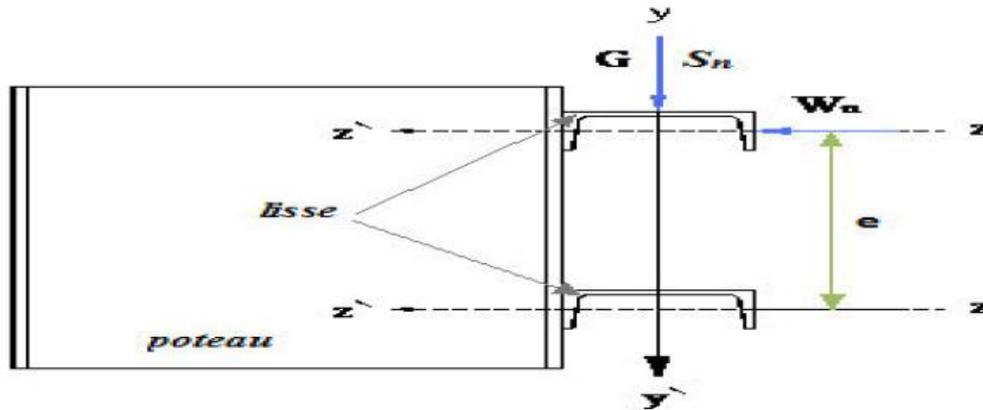


Figure III.7 Disposition des lisses

III.4.2 détermination des sollicitations :

III.4.2.1 Evaluation des charges et surcharges

a) charge permanente (G) :

Poids propre de bardage (panneau sandwich $e_p = 40$ mm)10,05 KG/m²

Poids propre d'accessoire d'attaches 3 KG/m²

Poids propre de la lisse UAP130 13,74 KG/m

$$G = (P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoire}}) * L_{\text{panne}} + P_{\text{panne}}$$

$$G = (10,05 + 3) * 1,5 + 13,74 = 33,315 \text{ KG/m} = 0,333 \text{ KN/m}$$

b) La surcharges climatique du au vent :

$$W = 1,19341 * 1,5 = 1,790 \text{ KN/m}$$

III.4.2.2 les combinaisons du calcul :

a) Calcul à l'ELU :

$$q_u^y = 1,35 G = 0,450 \text{ KN/m}$$

$$q_u^z = 1,5 W = 2,685 \text{ KN/m}$$

b) Calcul à l'ELS :

$$q_s^y = G = 0,333 \text{ KN/m}$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement et dimensionnement

$$q_s^z = W = 1,790 \text{ KN / m}$$

III.4.3 pré-dimensionnement des lisses :

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

$$f_z = \frac{5 \cdot q_z \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq f_{adm} = L / 200 = 600 / 200 = 3 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \cdot q_z \cdot 200 \cdot L^3}{384 \cdot E} = 479,464 \text{ cm}^4$$

Donc on adopte UPA150

On doit recalculer la charge permanente (G) :

$$G = (10,05 + 3) \cdot 1,5 + 17,93 = 37,505 \text{ KG/m}$$

$$\text{Calcul à l'ELU : } q_u^y = 1,35 G = 0,506 \text{ KN/m}$$

$$\text{Calcul à l'ELS : } q_s^y = G = 0,375 \text{ KN/m}$$

III.4.3.1 Vérification de la flèche :

$$f_z = 5 \cdot 1,790 \cdot 600^4 \cdot 10^{-2} / 384 \cdot 21000 \cdot 796,06 = 1,807 \text{ cm} < f_{adm} = 3 \text{ cm (vérifiée)}$$

$$f_y = 5 \cdot 0,375 \cdot 600^4 \cdot 10^{-2} / 384 \cdot 21000 \cdot 93,25 = 3,23 \text{ cm} > f_{adm} = 3 \text{ cm (non vérifiée)}$$

La flèche dans le sens y-y n'est pas vérifiée donc on introduit des liernes et on recalcule la flèche

$$f_y = 2,05 \cdot 0,375 \cdot 300^4 \cdot 10^{-2} / 384 \cdot 21000 \cdot 93,25 = 0,083 \text{ cm (vérifiée)}$$

III.4.3.2 condition de la résistance :

a) Vérification à la flexion bi-axial :

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

$$M_{y.sd} = \frac{q_u^z \cdot L^2}{8} = 2,685 \cdot 6^2 / 8 = 12,08 \text{ KN.m}$$

$$M_{z.sd} = \frac{q_u^y \cdot (L/2)^2}{8} = 0,506 \cdot 3^2 / 8 = 0,569 \text{ KN.m}$$

La classe de la section :

$$\text{Semelle : } c/t_f = (b/2) / t_f = 6,5 / 2 \cdot 10,3 = 0,315 < 10 \varepsilon = 10 \quad (\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = 1)$$

(Semelle de classe 1)

$$\text{L'Ame : } d/t_w = 109/7 = 15,57 < 72 \varepsilon = 72 \quad (\text{Ame de classe 1})$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement et dimensionnement

Le profile est de classe classe 1

$$M_{pl.y,rd} = \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma_{m0}} = 125,27 * 235 * 10^{-3} / 1 = 29,438 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.z,rd} = \frac{W_{plz} * f_y}{\gamma_{m0}} = 38,91 * 235 * 10^{-3} / 1 = 9,144 \text{ KN.m}$$

$$\left[\frac{12,08}{29,438} \right]^2 + \left[\frac{0,569}{9,144} \right]^1 = 0,231 < 1 \quad (\text{condition vérifiée})$$

b) Vérification au cisaillement :

$$V_{z,rd} = q_z * l / 2 = 2,685 * 6 / 2 = 8,055 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} f_y}{\sqrt{3} \gamma_{m0}} = 23,5 * 11,28 / \sqrt{3} * 1 = 153,044 \text{ KN}$$

$$V_{z,rd} < V_{pl,rd} \quad (\text{la condition est vérifiés})$$

c) Vérification au déversement :

$$M_{y,rd} \leq M_{brd} = \chi_{LT} * \beta_W * M_{pl,y} * f_y / \gamma_{m1}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)^{1/2}}$$

Avec : $M_{b,rd}$ = moment résistant au déversement

χ_{LT} = coefficient de réduction pour le déversement

La classe du profile est de classe 1 : $\gamma_{m1} = 1,1$ et $\beta_W = 1$

$\overline{\lambda}_{LT}$ = c'est l'élancement de diversement

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_W} ; \text{ avec : } \lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \text{ } \varepsilon ; \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

D'où : $\lambda_1 = 93,9$

Pour les poutres à section constante et doublement symétrique on peut utiliser la formule approximative ci-après qui place en sécurité

$$\lambda_{LT} = \frac{l}{i_z} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l}{i_z} \right)^2 \right]^{0,25} = 29,218$$

l : longueur de maintien latéral

D'où : $\overline{\lambda}_{LT} = 29,218 / 93,9 = 0,311 < 0,4 \longrightarrow$ pas risque de déversement

Chapitre III : Pré-dimensionnement et dimensionnement

III.5 Calcul des liernes :

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Elles sont généralement formées de barres rondes ou de petites cornières. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes.



Figure III.8 : Coupe transversale des liernes

III.5.1 Calcul de l'effort de traction dans le lierne la plus sollicité :

$$q_u^y = 1,35 G = 0,506 \text{ KN/m}$$

$$R = 1,25 * q_y * L/2 = 1,25 * 0,506 * 6 / 2 = 1,898 \text{ KN}$$

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

$$T_1 = R/2 = 0,949 \text{ KN}$$

$$T_2 = T_1 + R = 2,847 \text{ KN} \quad ; \quad T_3 = T_2 + R = 4,745 \text{ KN}$$

$$T_3 = T_2 + R = 6,643 \text{ KN} \quad ; \quad T_4 = T_3 + R = 8,541 \text{ KN}$$

$$T_5 = T_4 + R = 10,439 \text{ KN} \quad ; \quad T_6 = T_5 + R = 12,337 \text{ KN}$$

$$T_7 = T_6 + R = 14,235 \text{ KN} \quad ; \quad T_8 = T_7 + R = 16,133 \text{ KN}$$

Effort de traction dans la bretelle :

$$T_b = \frac{T_8}{2 \sin \theta} \text{ avec } \theta = 26,565^\circ \quad \Rightarrow \quad T_b = 18,046 \text{ KN}$$

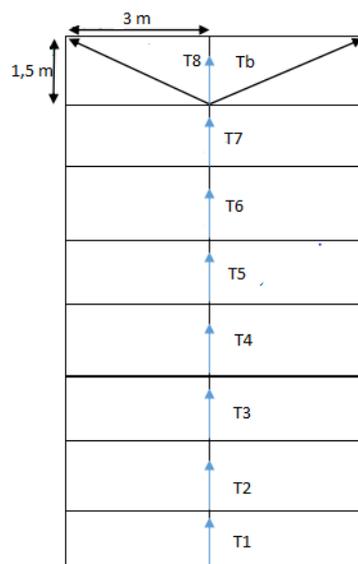


Figure III.9 : Disposition des liernes.

Chapitre III : Pré-dimensionnement et dimensionnement

III.5.2 Dimensionnement des liernes :

$$N_{pl} = \frac{A f_y}{\gamma_{m1}} \longrightarrow A \geq \frac{N_b \gamma_{m1}}{f_y}$$

$$A \geq 18,046 * 1,1 / 23,5 = 0,845 \text{ cm}^2 \text{ avec } A = \frac{\pi \phi^2}{4}$$

$$\phi = \sqrt{\frac{4 * A}{\pi}} = 1,076 \text{ mm}$$

Pour les raison pratique on adopte des ϕ_{12}

III.6 Calcul des potelets :

Les potelets sont des éléments en profile laminé, qui ont pour rôle de transmettre les différents efforts horizontaux à la poutre au vent et les efforts verticaux vers le sol. Sous l'action du vent, le potelet travaille à la flexion composée. En effet, la flexion est provoquée par les efforts dus au vent transmis par les bardages et lisses. Cette flexion peut aussi bien se produire soit vers l'intérieur de la construction sous l'effet des surpressions, soit vers l'extérieur de la

Construction sous l'effet des dépressions. Quant à la compression, celle-ci est due à son poids propre, au poids du bardage et à celui des lisses qui lui sont attachées.

Par conséquent le potelet risque de : - Subir une flèche importante sous les pressions q_w due au vent - Flamber lorsqu'il est très élancé - Déverser sous les dépressions du au vent

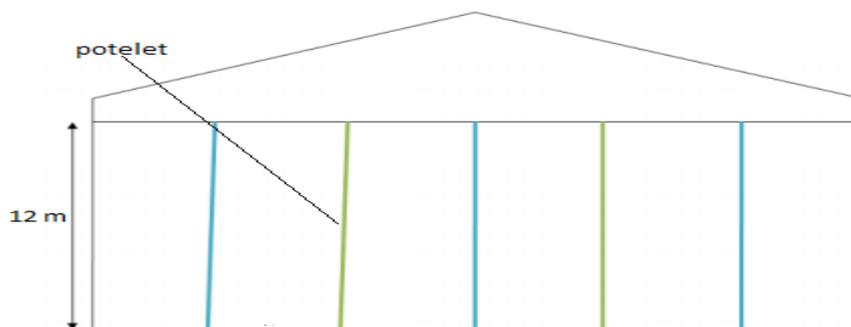


Figure III.10 : Disposition des potelets.

III.6.1 détermination des sollicitations :

III.6.1.1 évaluation des charges et surcharges

a) charge permanente (G) :

Poids propre de bardage (panneau sandwich $e_p = 40 \text{ mm}$)10,05 KG/m²

Poids propre d'accessoire d'attaches 3 KG/m²

Poids propre de la lisse UAP150 17,93 KG/m

L'entraxe des potelets est de $e=2.725 \text{ m}$

Chapitre III : Pré-dimensionnement et dimensionnement

G= poids propre du potelet + poids propre des lisses + poids propre du bardage

H= hauteur du potelet H= 14,5m

b) Surcharge climatique W :

La charge du vent la plus défavorable sur le pignon est : $W=1229,85 \text{ N/m}^2$

III.6.2. Le pré dimensionnement du potelet :

Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche :

$$q_w^s = W * e = 3,351 \text{ KN/m}$$

Les potelets étant articulés en tête et en pied, la flèche max est : $f_z = \frac{5}{384} \frac{q_w^s H^4}{E I_y} \leq H/200$

$$I_y \geq \frac{5}{384} \frac{200 q_w^s H^3}{E} = 12668,579 \text{ cm}^4$$

Donc on adopte IPE 360

$$G = (57,1 * 14,5) + (17,93 * 2,725) + (10,05 * 2,725 * 14,5) = 1273,91 \text{ KG} = 12,74 \text{ KN}$$

III.6.3. Vérification flambement avec risque de déversement :

On doit vérifier la condition suivant :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \left(\frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m1}} \right)} + \frac{K_{LT} M_{y.sd}}{\chi_{LT} \left(\frac{M_{ply}}{\gamma_{m1}} \right)} + \frac{K_z M_{z.sd}}{\left(\frac{M_{plz}}{\gamma_{m1}} \right)} \leq 1$$

$$N_{y.sd} = 1,35 G = 12,74 * 1,35 = 17,20 \text{ KN}$$

$$M_{y.sd} = 1,5 * q_w * H^2 / 8 = 1,5 * 3,351 * 14,5^2 / 8 = 132,103 \text{ KN.m}$$

$$M_{z.sd} = 0$$

a) Calcul la longueur de flambement :

Autour de l'axe faible y'y (dans le plan de l'âme) : le potelet risque de flamber sur toute sa hauteur

Donc la longueur de flambement : $L_{ky} = 14,5 \text{ m}$

Autour de l'axe faible z'z (dans le plan perpendiculaire de l'âme), le poteau est empêché de flamber sur toute sa hauteur par les lisses de bardage.

Donc la longueur de flambement : $L_{kz} = 1,5 \text{ m}$

Pour le IPE360, les rayons de giration sont : $i_y = 14,95 \text{ cm}$; $i_z = 3,79 \text{ cm}$

b) Calcul des élancements :

Chapitre III : Pré-dimensionnement et dimensionnement

$$\lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = 1450/14,95 = 96,99$$

$$\lambda_z = \frac{L_{kz}}{i_z} = 150/3,79 = 39,58$$

c) Calcul de l'élancement critique :

$$\varepsilon = \frac{235^{0,5}}{f_y} = 1 \quad \longrightarrow \quad \lambda_{cr} = 93,9$$

d) Calcul des élancements réduits :

$$\bar{\lambda}_y = \lambda_y / \lambda_{cr} * \sqrt{\beta_w} = 96,99 / 93,9 = 1,033 > 0,2 \quad \text{il y a un risque de flambement}$$

$$\bar{\lambda}_z = \lambda_z / \lambda_{cr} * \sqrt{\beta_w} = 39,58 / 93,9 = 0,42 > 0,2 \quad \text{il y a un risque de flambement}$$

e) Calcul du coefficient de réduction :

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

Choix de la courbe de flambement d'après le tableau 5. 5. 3 Eurocode3:

Pour un IPE360: h = 360 mm ; b = 170 mm et t_f = 12,7 mm

Donc h/b = 2,12 > 1,2 et t_f = 12,7 mm < 100 mm

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur de d'imperfection α
Y-Y	A	0,21
Z-Z	B	0,34

f) Calcul de χ_{min} :

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}} \quad \text{avec } \chi_y \leq 1$$

$$\varphi_y = 0,5[1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0,5[1 + 0,21(1,033 - 0,2) + 1,033^2] = 1,121$$

$$\chi_y = \frac{1}{1,121 + [1,121^2 - 1,033^2]^{0,5}} = 0,642$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}} \quad \text{avec } \chi_z \leq 1$$

$$\varphi_z = 0,5[1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5[1 + 0,34(0,42 - 0,2) + 0,42^2] = 0,626$$

$$\chi_z = \frac{1}{0,626 + [0,626^2 - 0,42^2]^{0,5}} = 0,92$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y ; \chi_z) = 0,642$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement et dimensionnement

g) Calcul du facteur d'amplification :

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y N_{sd}}{\chi_y A f_y} \text{ et } K_y \leq 1,5$$

Le potelet étant bi-articulé à ses extrémités et d'après le tableau du calcul du moment équivalent

$$\beta_{My} = \beta_{mq} = 1,3 \text{ (Charge de vent uniformément répartie)}$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 * \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} = 1,033(2 * 1,3 - 4) + \frac{1019 - 903,6}{903,6} = -1,318 < 0,9$$

$$K_y = 1 - \frac{-1,318 * 20,979}{0,642 * 72,7 * 23,5} = 0,963 < 1,5$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{1019 * 23,5 * 10^{-2}}{1,1} = 217,69 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{LT} = 0,15 * \bar{\lambda}_z * \beta_{MLT} - 0,15 = 0,029$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} * N}{\chi_z * N_{pl}} = 0,9996$$

$$\varphi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0,5 [1 + 0,21(0,198 - 0,2) + 0,198^2] = 0,52$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} = 0,999$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z (A f_y / \gamma_{m1})} + \frac{K_{LT} M_{y, sd}}{\chi_{LT} (M_{ply} / \gamma_{m1})} + \frac{K_z M_{z, sd}}{(M_{plz} / \gamma_{m1})} \leq 1$$

$$= 0,68 < 1 \text{ Vérifiée}$$

f) Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\beta_w = 1 \Rightarrow \text{section de classe 1}$$

$$\chi_{LT} = \text{coefficient de réduction en fonction de } \bar{\lambda}_{LT} \text{ avec : } \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\beta_w W_{ply} f_y / M_{cr}}$$

$$M_{cr} = \frac{c_1 \pi^2 E I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 Z_g)^2 \right]^{1/2} - (C_2 Z_g) \right\} \text{ Art EC3}$$

D'après le tableau F.1.2 de L'EC3 : notre potelet considéré comme bi-articulés a ses extrémités on a : C1, C2, facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

$$C1 = 1,132 ; C2 = 0,459 \text{ et } K \text{ et } K_w : \text{ les facteurs de longueur effective avec : } K=1 \text{ et } K_w=1$$

$Z_a = -h/2 = -36/2 = -18$ sous le vent (-) puisque l'orientation de Reppert est vers la semelle comprimé $Z_s=0$ section doublement symétrique EC3 figure F.1.1

Chapitre III : Pré-dimensionnement et dimensionnement

$$Z_g = Z_a - Z_s = -18 \text{ cm}$$

$$\text{Avec } I_t = 37,32 \text{ cm}^4; I_w = 313,6 \text{ cm}^6; L = 14,5 \text{ m}; G=0,4.E; I_z = 1043 \text{ cm}^4$$

$$M_{cr} = \frac{1,132\pi^2 2,1 \cdot 10^4 \cdot 1043}{(1 \cdot 1450)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \frac{313,6}{1043} + \frac{(1 \cdot 1450)^2 \cdot 0,4 \cdot 37,32}{\pi^2 1043} + (0,459 \cdot 18)^2 \right]^{1/2} - (0,459 \cdot 18) \right\}$$

$$= 5536,98 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{1 \cdot \left(\frac{1019 \cdot 23,5}{1,1} \right) / 553698,38} = 0,198 < 0,4 \text{ pas de risque de déversement}$$

Le déversement est vérifié on adopte IPE360.

III.7. Calcul des traverses :

Les traverses sont des poutres maitresses d'une toiture à deux versants ; elles sont constituées généralement en profilé IPE, HEA.

III.7.1 Evaluation des charges et surcharge :

a) charge permanents :

couverture panneau (sandwich)10,05kg/m²

Accessoire d'attache3kg/m²

Les panne IPE160.....15,8 kg/ml

$$G = (10,05+3) \cdot 11,28 + 15,8 = 1,63 \text{kn/m.} \quad \Rightarrow \quad G = 1,63 \text{kn/m}$$

b) surcharge d'entretien :

$$Q = \frac{8 \cdot p}{3 \cdot l} = \frac{8 \cdot 100}{3 \cdot 6} = 0,44 \text{kn/m}$$

c) surcharge climatique due au vent (\perp au vent) :

La zone la plus chargée est F avec $C_{pi} = 0,8W = -w_j \cdot l = -1,585 \cdot 11,28 = -17,879 \text{kn/m}$.

d) surcharge climatique due à la neige (par projection horizontale) :

$$S = 0,246 \text{kn/m}^2 \quad \Rightarrow \quad S = 0,246 \cdot 11,28 = 2,775 \text{kn/m}$$

Les charges et surcharges appliquées :

$G = 1,63 \text{kn/m}$	$Q = 0,44 \text{kn/m}$	$S = 2,775 \text{kn/m}$	$W = -17,879 \text{kn/m}$
------------------------	------------------------	-------------------------	---------------------------

e) Décompositions des charges :

01) Suivant l'axe z-z ($\alpha = 12,8^\circ$) :

Chapitre III : Pré-dimensionnement et dimensionnement

$G_{zz} = G^* \cos(\alpha) = 1,589 \text{ kn/m}$	$Q_{zz} = Q^* \cos(\alpha) = 0, \text{ kn/m}$
$S_{zz} = S^* \cos(\alpha) = 2,706 \text{ kn/m}$	$W_{zz} = W = -17,879 \text{ kn/m}$

III.7.2 Combinaison des charges les plus défavorables :

$$G + Q = 1,589 + 0,430 = 2,019 \text{ kn/m}$$

$$G + S = 1,589 + 2,706 = 4,295 \text{ kn/m}$$

$$G + W = 1,589 - 17,879 = -16,29 \text{ kn/m}$$

$$Q_{\max} = -16,29 \text{ kn/m.}$$

III.7.3 Pré dimensionnement de la traverse :

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

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{q_z L^4}{E I_y} \leq \frac{L}{200} I_y \geq \frac{5}{384} \frac{q_z L^3 200}{E} \quad \Rightarrow \quad I_y \geq 28993,31 \text{ cm}^4$$

Remarque : on opte un IPE 450.

$$\text{Donc : } G = 1,63 + 0,776 = 2,406 \text{ kn/m.}$$

$$G_z = G * \cos(12,8^\circ) = 2,346 \text{ KN/m}$$

$$G_y = G * \sin(12,8^\circ) = 0,533 \text{ KN/m}$$

Recalculer les combinaisons les plus défavorables :

$$q_u^z = G_z + 1,5 W_z = -24,472 \text{ KN/m} \quad q_s^z = G_z + W_z = -15,533 \text{ KN/m}$$

$$q_u^y = 1,35 G_y + 1,5 Q_y = 0,797 \text{ KN/m} \quad q_s^y = G_y + Q_y = 0,585 \text{ KN/m}$$

III.7.4 Vérification à l'ELS :

a) Vérification de la flèche suivant l'axe z-z :

$$F_z = 5 * 15,533 * 10^{-2} * 1128^4 / 384 * 21000 * 33740 = 4,62 \text{ cm} < f_{\text{adm}} = 1128 / 200 = 5,64 \text{ cm (verifier)}$$

III.7.5 Vérification de la résistance :

Dans ce cas on doit vérifier :

a) Vérification à la flexion déviée :

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

La section est de classe 1 $\rightarrow (\alpha = 2 ; \beta = 1)$.

Chapitre III : Pré-dimensionnement et dimensionnement

$$\text{Axe Z-Z : } M_{y.sd} = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{24,472 * 11,28^2}{8} = 389,222 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y : } M_{z.sd} = \frac{q_y \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{0,797 * 5,64^2}{8} = 3,169 \text{ KN.m}$$

Pour calculer M_{pl} on doit déterminer la classe du profile avec : $M_{pl} = W_{pl} * f_y / \gamma_{m0}$

Détermination la classe de profiler :

$$\text{Ame : } d/t_w = 378,8/9,4 = 40,298 \leq 72 \varepsilon$$

$$\text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/235} = 1 \quad \longrightarrow \text{ Ame de classe 1}$$

$$\text{Semelle : } c/t_f = (b/2)/t_f = (190/2) / 14,6 = 6,507 \leq 10 \varepsilon = 10 \quad \longrightarrow \text{ semelle de classe 1}$$

Donc la section de classe 1 : $\gamma_{m0} = 1$

$$M_{pl.y.rd} = W_{pl.y} * \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 1702 * 235 * 10^{-3} / 1 = 399,97 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.z.rd} = W_{pl.z} * \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 276,4 * 235 * 10^{-3} / 1 = 64,954 \text{ KN.m}$$

$$[389,222/399,97]^2 + [3,169/64,954]^2 = 0,996 < 1 \dots \text{ La condition est vérifiée}$$

b) Vérification au cisaillement :

Pour cette vérification on a deux vérifications à faire :

$$V_{z.sd} \leq V_{pl.rd} \dots \dots \dots \text{ (EC.3 p158)}$$

$$V_{y.sd} \leq V_{pl.rd} \dots \dots \dots \text{ (EC.3 p158)}$$

$$V_{z.sd} = q_z * l / 2 = 24,472 * 11,28 / 2 = 138,022 \text{ KN}$$

$$V_{pl.rd} = A_{vz} * \frac{f_y}{\sqrt{3} \gamma_{m0}} = 50,85 * 23,5 / \sqrt{3} * 1 = 689,919 \text{ KN} \quad \longrightarrow V_{z.sd} < V_{pl.rd} \text{ (pas de cisaillement)}$$

$$V_{z.sd} = 138,022 < 0,5 V_{pl.rd} = 344,959 \text{ KN} \quad \longrightarrow \text{ pas de d'interaction M-V}$$

$$V_{y.sd} = q_y * l / 2 = 0,797 * 11,28 / 2 = 4,495 \text{ KN}$$

$$V_{pl.rd} = A_{v.y} * \frac{f_y}{\sqrt{3} \gamma_{m0}} \text{ avec } A_{v.y} = A - A_{v.z} = 47,95 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl.rd} = 47,95 * 23,5 / \sqrt{3} * 1 = 650,573 \text{ KN} \quad \longrightarrow V_{y.sd} < V_{pl.rd} \text{ (pas de cisaillement)}$$

$$V_{y.sd} = 4,495 \text{ KN} < 0,5 V_{pl.rd} = 325,286 \text{ KN} \text{ pas de d'interaction M-V.}$$

III.7.6 Vérification au déversement :

Chapitre III : Pré-dimensionnement et dimensionnement

La semelle supérieure de la traverse ne peut pas déversée sous moment positif car elle est immobilisée latéralement bloquée par les panne. En rivant de la semelle inférieure peut déversée sous moment négatif due au vent (soulèvement de la toiture).

Conclusion : le profilé choisi IPE450 est vérifié.

III.8 Pré-dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux qui forment avec les poutres l'ossature des bâtiments métallique, ils sont essentiellement comprimés sous l'action d'un effort axiale de compression, ils peuvent être comprimée et fléchi, sollicités en flexion composée.

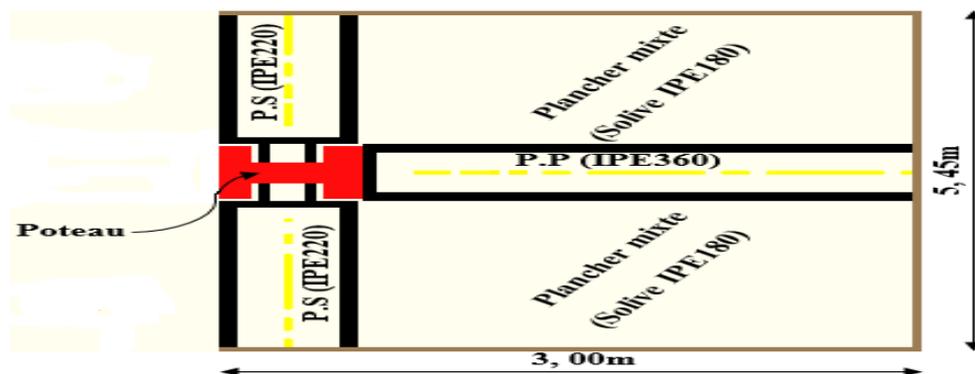


Figure III.11 : l'Effort N revenant au poteau le plus sollicité.

Evaluation des charges et surcharge :

01) Charge permanent :

Surface d'influence = $6 \times 11,28 = 67,68 \text{m}^2$

Poids totale de la toiture	$G_{\text{toiture}} = 18,50 \text{kn}$.
Poutre maitresse IPE360 :	$G_{\text{pp}} = 6 \times 0,571 = 3,426 \text{kn}$.
Poutre secondaire IPE220 :	$G_{\text{ps}} = 0,262 \times 5,45 = 1,427 \text{kn}$.
Poids de plancher mixte :	$G_{\text{p mixte}} = 4,65 \times (3 \times 5,45) = 76,02 \text{kn}$.
Poids du poteau (IPE300 estime) :	$G_{\text{poteau}} = 0,422 \times 8,89 = 3,751 \text{kn}$

Surcharge climatique de neige :

$$S = 0,246 \text{kn/m}^2 \quad \Rightarrow \quad S = 0,246 \times 67,68 = 16,649 \text{kn}.$$

Donc la charge de la neige = $16,649 \times \cos(12,8) = 16,235 \text{kn}$.

Surcharge d'exploitation :

Charge d'entretien : $Q_{\text{ent}} = 0,44 \times 11,28 = 4,963 \text{kn}$; donc la charge d'entretien est de

$$Q_{\text{ent}} = 4,963 \times \cos(12,8) = 4,839 \text{kn}.$$

Charge d'exploitation de la dalle mixte (à usage de bureau $Q = 2,5 \text{kn/m}^2$)

Chapitre III : Pré-dimensionnement et dimensionnement

$$Q_{\text{plan mixte}} = 2,5 \cdot (3 \cdot 5,45) = 40,875 \text{ kn.}$$

Détermination de l'effort N_{max}^1 par la décent de charges :

Charge permanent :

$$G_{\text{toiture}} = G_{\text{toit}} \cdot \cos(12,80) = 18,04 \text{ kn}$$

Calcul de N_{max}^1 :

$$01) \text{ ELU : } N_{max}^1 = \max(N_{u1}; N_{u2}; N_{u3})$$

$$N_{u1} = 1,35(G+Q+S) = 1,35 \cdot (18,04 + 4,839 + 16,235) = 52,80 \text{ kn.}$$

$$N_{u2} = 1,35G + 1,5Q = 31,61 \text{ kn}$$

$$N_{u3} = 1,35G + 1,5S = 48,71 \text{ kn.}$$

$$N_{max}^1 = 52,80 \text{ kn. } N_{max} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}; \quad \Rightarrow \quad A = \frac{N_{max} \cdot \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{52,8 \cdot 1,1 \cdot 10}{235} = 2,471 \text{ cm}^2.$$

Donc on choisit le profile HEA360.

III.8.1 Vérification aux flambements :

$$\text{On doit vérifier la condition suivant : } N_{max} \leq \frac{\beta_A \cdot f_y \cdot A \cdot \chi_{min}}{\gamma_{m0}}$$

$$l_{ky} = l_{kz} = 0,7 \cdot 8,89 = 6,22 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{6,22}{0,1246} = 49,91 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9} \cdot \sqrt{\beta_A} = 0,531 \text{ autour de } YY' \Rightarrow \text{courbe (a) } \chi_y = 0,914$$

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{6,22}{0,035} = 177,71 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9} \cdot \sqrt{\beta_A} = 1,892 \text{ autour de } ZZ' \Rightarrow \text{courbe (b) } \chi_z = 0,246$$

$$\Rightarrow \chi_{min} = 0,246 \Rightarrow N_{max} = \frac{1 \cdot 23,5 \cdot 133,5 \cdot 0,246}{1,1} = 701,60 \text{ kn} > N_{max}^1 = 52,80 \text{ kn} \dots \text{vérifier.}$$

Calcul de N_{max}^2 :

$$G_{\text{total}} = 102,658 \text{ kn; } Q_{\text{total}} = 45,70 \text{ kn; } S_{\text{neige}} = 16,235 \text{ kn.}$$

$$N_{max}^2 = \max(N_{u1} = 222,21 \text{ kn; } N_{u2} = 207,12 \text{ kn; } N_{u3} = 162,93 \text{ kn}) = 222,21 \text{ kn}$$

$$\Rightarrow A = 10,40 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on choisit HEA360} = 142,8 \text{ cm}^2$$

Vérification au flambement :

$$l_{ky} = l_{kz} = 0,7 \cdot 3,11 = 2,177 \text{ m} \Rightarrow \lambda_y = 17,47 \Rightarrow \lambda_z = 64,98 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 0,186 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = 0,692.$$

$$\text{Autour de } YY' \Rightarrow \text{courbe (a) } \chi_y = 1,003; \text{ autour de } ZZ' \Rightarrow \text{courbe (b) } \chi_z = 0,851$$

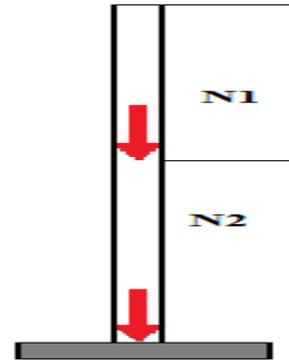


Figure III.12 : distributions de l'effort Pour chaque poteau.

Chapitre III : Pré-dimensionnement et dimensionnement

$$\Rightarrow \chi_{\min} = 0,851 \Rightarrow N_{\max} = \frac{1 \cdot 23,5 \cdot 142,8 \cdot 0,851}{1,1} = 2576,16 \text{ kn} > N_{\max}^2 = 222,20 \text{ kn} \dots \text{vérifier.}$$

Conclusion : on adopter pour tous les Poteau HEA360.

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

Introduction :

Les éléments secondaires, mis dans une structure a un rôle d'assurer la sécurité et le confort de cette dernière. Et ne sont-ils pas parties de système de contreventement ni du système porteur.

IV.1. Etude des Escalier :

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, les degrés permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant. Un escalier peut être en pierre, en bois. On a un seul type d'escalier métallique qui est composée de deux volées liées à deux paliers de repos, ce dernier se compose de deux consoles encastres aux poteaux.

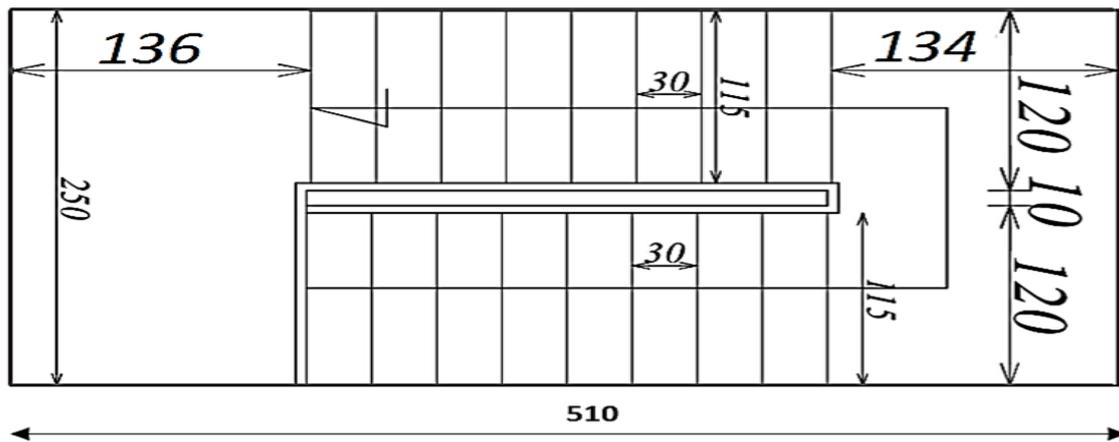


Figure IV.1: Vue en plan de l'escalier.

IV.1.1. Définitions :

• Un palier :

Plate-forme ménagée à l'étage accédant aux portes, le palier principale. La plate-forme intermédiaire est appelée repos ou palier de repos et ne donne pas accès à des locaux.

• volée :

Portion d'escalier comprise entre deux plates-formes et qui comprend les marches. Ces dernières sont droites (en parallèle) dans la volée droite.

• Giron :

C'est la largeur d'une marche d'escalier, mesurée entre l'aplomb de deux contremarches successives. Distance horizontale de nez de marche à nez de marche

• Garde-corps :

Est un bardage qui assure la sécurité des montants.

• Garde-corps :

C'est une partie rampante d'un escalier dans laquelle s'assemblent les marches et contre-marches.

• 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 et de contre-marches. La préfabrication sur mesure et le calcul informatisé des dimensions assurent aussi une grande précision.

IV.1.2. Choix des dimensions :

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

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

$$\text{Avec : } h = H/n$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

IV.1.3. Pré dimensionnement de l'escalier :

h : hauteur de la contre marche donne par : $16\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$

g : largeur de la marche donne par : $25\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}$

n : nombre de contre marche.

H : hauteur à franchir avec une volée $H = 1,58\text{m}$

La condition assurant le confort de l'escalier est donne par la formule de BLONDEL

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

Avec :

Si on prend $h = 17\text{cm}$ \longrightarrow $n = 158/17 = 9,29$ **contremarches**

Donc on prend : 10 **contremarches**.

$n - 1 = 10 - 1 = 9$ (**marche**).

Application de la règle de BLONDEL pour le calcul de la largeur de la marche g :

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

$$60 - 2 * 17 \leq g \leq 64 - 2 * 17$$

$$26\text{ cm} \leq g \leq 30\text{ cm}$$

On prend :

$$g = 30\text{cm}$$

Angle d'inclinaison : $\beta = \text{arc tg} = 158/240 = 0,658 \longrightarrow \beta = 33,35^\circ$

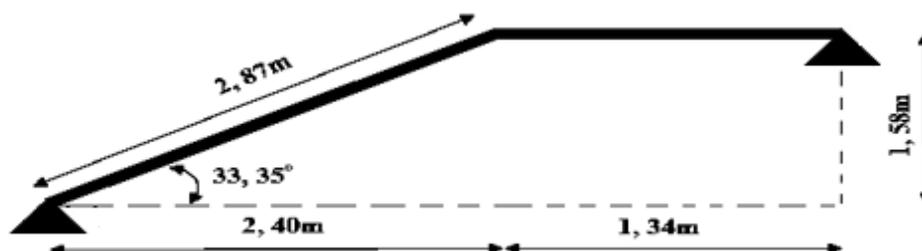


Figure IV.2 : schéma statique l'escalier (volée 1)

✚ Evaluation des charges :

a) charge permanentes :

Garde-corps : $0,02 * 78,5 = 1,57\text{ KN/m}^2$

Tôle striée ép.= 5mm : $0,005 * 78,5 = 0,40\text{ KN/m}^2$

$$G = 1,97\text{KN/m}^2$$

b) charge d'exploitations :

$$Q = 2,5\text{KN/m}^2$$

IV.1.4. Pré dimensionnement de la cornière :

Les cornière sont sollicité par :

$$G = 1,97\text{KN/m}^2$$

$$Q = 2,5\text{KN/m}^2$$

Chaque cornière reprendre la moitié de la charge.

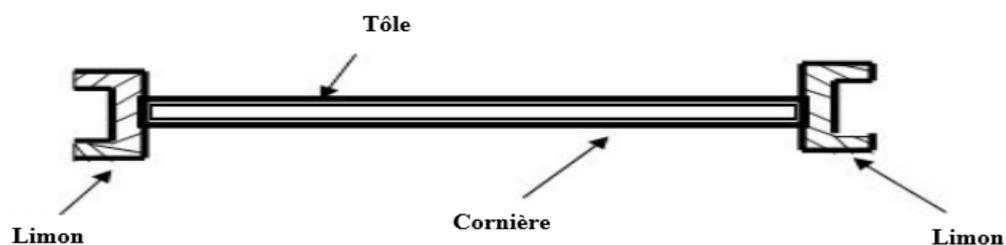


Figure IV.3 : coupe transversale de l'escalier.

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

1) Combinaison de charge :

ELU :

$$q_u = (1,35 G + 1,5Q) \cdot \frac{g}{2} = (1,35 \cdot 1,97 + 1,5 \cdot 2,5) \cdot 0,30/2$$

$$q_u = 0,963 \text{ KN/m}$$

ELS:

$$q_{ser} = (G+Q) \cdot \frac{g}{2} = (1,97 + 2,5) \cdot 0,30/2$$

$$q_{ser} = 0,670 \text{ KN/m}$$

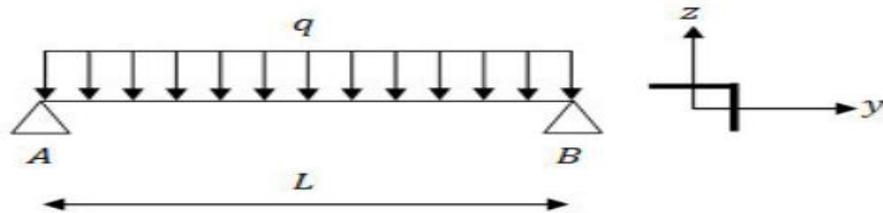


Figure IV.4 : schéma statique de la cornière

IV.1.5. Condition de flèche :

On vérifie : $f_{cal} \leq f_{ad}$ Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \times q_{ser} \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

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

$$I_y > 300 \cdot \frac{5 \cdot 0,670 \cdot 10^{-2} \cdot 115^3}{384 \cdot 21000} = 1,895 \text{ cm}^4$$

Soit une cornière à ailes égale **L35*35*4** avec les caractéristiques suivantes :

$$I_y = I_z = 2,95 \text{ cm}^4;$$

$$W_{ely} = W_{elz} = 1,18 \text{ cm}^3;$$

$$G_{cornière} = 2,09 \text{ Kg/m}$$

IV.1.6. vérification en tenant compte du poids du profilé :

1) La flèche :

$$f_{cal} \leq f_{ad} \implies q' = q + G_{cornière} = 0,670 + 0,0209 = 0,6909 \text{ KN/m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot 0,6909 \cdot 10^{-2} \cdot 115^4}{384 \cdot 21000 \cdot 2,95} = 0,253 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{115}{300} = 0,383 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifier}$$

2) La résistance :

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

$$q_u = (1,35 G + 1,5Q) \cdot \frac{g}{2} + (1,35 \cdot G_{cornière})$$

$$= (1,35 \cdot 1,97 + 1,5 \cdot 2,5) \cdot \frac{0,30}{2} + (1,35 \cdot 0,0209)$$

$$q_u = 0,989 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{0,989 \cdot 1,15^2}{8} = 0,163 \text{ KN.m}$$

$$M_{rd} = \frac{W_{ely} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1,18 \cdot 10^{-6} \cdot 235 \cdot 10^3}{1} = 0,277 \text{ KN.m} > 0,163 \text{ KN.m} \rightarrow \text{vérifier}$$

3) Vérification au cisaillement :

$$V_{sd} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{0,989 \cdot 1,15}{2} = 0,568 \text{ KN}$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

$$V_{plrd} = \frac{Avz(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{1,6 (23,5/\sqrt{3})}{1} = 21,71 \text{ kN} > 0,568 \text{ kN} \rightarrow \text{vérifier}$$

Tous les conditions sont vérifiées, alors on choisit L35*35*4 comme cornière de support.

IV.2. 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.

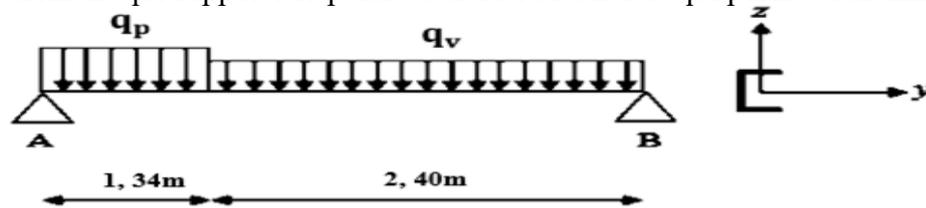


Figure IV.5 : charge appliquée sur le limon.

IV.2.1. Evaluation des charges :

1) charge permanents :

Volée		Poids
- poids estimé de 02 limons en (UPN160)		$2 \times 0,188 = 0,376 \text{ kN/m}$.
- cornier (35*35*4)		$2 \times 0,0209 = 0,042 \text{ kN/m}$.
- tôle striée (e = 5mm)		$0,005 \times 78,5 = 0,40 \text{ kN/m}^2$.
- garde de corps		$0,02 \times 78,5 = 1,57 \text{ kN/m}^2$.
Charge totale	$G_v = (0,40 \times 1,15) + (1,57 \times 1) + 0,042 + 0,376 = 2,448 \text{ kN/ml}$.	
Palier		Poids
- revêtements en carrelage (e = 2cm).		$0,2 \times 2 = 0,4 \text{ kN/m}^2$.
- mortier de pose (e = 1,5cm).		$0,2 \times 1,5 = 0,3 \text{ kN/m}^2$.
- tôle type TN40		$0,15 \text{ kN/m}^2$.
- dalle en béton armé (e = 10cm).		$0,1 \times 25 = 2,5 \text{ kN/m}^2$.
Charge totale	$G_p = 0,40 + 0,34 + 0,15 + 2,5 = 3,39 \text{ kN/m}^2$.	

1) charge d'exploitation : $Q_p = 2,5 \text{ kN/m}^2$;

$Q_v = 2,5 \times 1,15/2 = 1,437 \text{ kN/m}$.

- la charge revenant au limon et palier :

$$q_v = \frac{G_v + Q_v}{2} = \frac{(2,448 + 1,437)}{2} = 1,942 \text{ kN/m}$$

$$q_p = \frac{(G_p + Q_p) \times L_m}{2} = \frac{(3,39 + 2,5) \times 1,15}{2} = 3,38 \text{ kN/m}$$

L_m = longueur de la marche.

$$q = \max(q_v, q_p) = 3,38 \text{ kN/m}$$

IV.2.2. Condition de flèche :

Il faut vérifier que : $f_{cal} \leq f_{ad}$ avec :

$$I_y > 300 \times \frac{5 \times 3,38 \times 10^{-2} \times 374^3}{384 \times 21000} = 328,90 \text{ cm}^4$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times q_p \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

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

Soit l'UPN120 avec les caractéristiques suivantes :

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

$$I_y = 364 \text{ cm}^4.$$

$$W_{ply} = 72,6 \text{ cm}^3$$

$$G_{\text{profile}} = 0,133 \text{ KN/m}.$$

$$A_{vz} = 8,80 \text{ cm}^2.$$

IV.2.3. vérification en tenant compte du poids du profilé :

1) la flèche :

$$q' = q + G_{\text{profile}} = 3,38 + 0,133 = 3,533 \text{ KN/m}.$$

$$f_{\text{cal}} = \frac{5 \cdot 3,533 \cdot 10^{-2} \cdot 374^4}{384 \cdot 21000 \cdot 364} = 1,177 \text{ cm} < f_{\text{ad}} = \frac{374}{300} = 1,246 \text{ cm} \rightarrow \text{verifier.}$$

2) la résistance :

La charge totale a utilisé est :

$$G_v = (0,40 \cdot 1,15) + (1,57 \cdot 1) + 0,042 + 0,266 = 2,338 \text{ KN/ml}.$$

$$q_v = \frac{(1,35 \cdot G_v + 1,5 \cdot Q_v)}{2} = \frac{(1,35 \cdot 2,338 + 1,5 \cdot 1,437)}{2} = 2,655 \text{ KN/m}.$$

$$q_p = \frac{(1,35 G_p + 1,5 Q_p) \cdot L_m}{2} = \frac{(1,35 \cdot 3,39 + 1,5 \cdot 2,5) \cdot 1,15}{2} = 4,787 \text{ KN/m}.$$

On considère le limon comme une poutre isostatique, alors on utilise la méthode de RDM pour calculer les réactions et les moments max.

$$\sum F/v = 0 \rightarrow R_A + R_B = 12,786 \text{ KN}.$$

$$\sum M/A \text{ et } B = 0 \rightarrow R_A = 7,311 \text{ KN} ; R_B = 5,474 \text{ KN}.$$

3) calcule les efforts interne :

$$0 \leq x \leq 2,40 \text{ m}$$

$$M_z = 5,474 \cdot x - 2,655 \cdot x^2 / 2 \quad x = 0 \text{ m} \quad \left\{ \begin{array}{l} \rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m} ; T_z = -5,474 \text{ KN} \\ \rightarrow M_z = 5,491 \text{ KN.m} ; T_z = 0,898 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$T_z = 2,655 \cdot x - 5,474. \quad x = 2,40 \text{ m}$$

$$\text{Le moment est max pour } x = \frac{5,474}{2,655} = 2,061 \text{ m} < 2,40 \text{ m}.$$

$$0 \leq x \leq 1,34 \text{ m}$$

$$M_z = 7,31 \cdot x - 4,78 \cdot x^2 / 2 \quad \left\{ \begin{array}{l} x = 0 \text{ m} \rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m} ; T_z = +7,31 \text{ KN} \\ x = 1,34 \text{ m} \rightarrow M_z = 5,503 \text{ KN.m} ; T_z = 0,904 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$T_z = -4,78 \cdot x + 7,31.$$

$$\text{Le moment est max pour } x = \frac{7,31}{4,78} = 1,529 \text{ m} > 1,34 \text{ m}.$$

$$\text{Donc les efforts max sollicitant sont : } \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{max}} = 5,503 \text{ KN.m} \\ V_{\text{sd}} = R_A = 7,311 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M_{\text{rd}} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{72,6 \cdot 10^{-6} \cdot 235 \cdot 10^3}{1} = 17,061 \text{ KN.m} > 5,503 \text{ KN.m} \rightarrow \text{verifier.}$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

4) Cisaillement :

$$V_{pl rd} = \frac{A_v z (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{8,80 (23,5 / \sqrt{3})}{1} = 119,396 \text{KN} > 7,311 \text{KN} \rightarrow \text{verifier.}$$

Conclusion : on choisit pour la volée et le limon **UPN120**.

Chapitre V :
Etude du plancher mixte.

Chapitre V : Etude du plancher mixte

Introduction :

Le plancher collaborant est un plancher mixte béton-acier. Il est constitué de bacs acier en tôle mince nervurés utilisés en guise de coffrage, d'armatures et d'une dalle en béton coulée sur place. L'acier et le béton collaborent pour offrir une résistance et une capacité portante élevée. En effet, l'acier particulièrement ductile, offre une excellente résistance à la traction, tandis que le béton bénéficie d'une très bonne résistance à la compression. Les tôles fixées sur les murs porteurs sont rapidement fixées et font office de coffrage. De plus, les nervures longitudinales des tôles remplissent déjà le rôle d'armatures évitant l'ajout d'armatures supplémentaires. L'association de ces deux matériaux se fait principalement à l'aide de goujons.

V.1. Description d'un plancher collaborant :

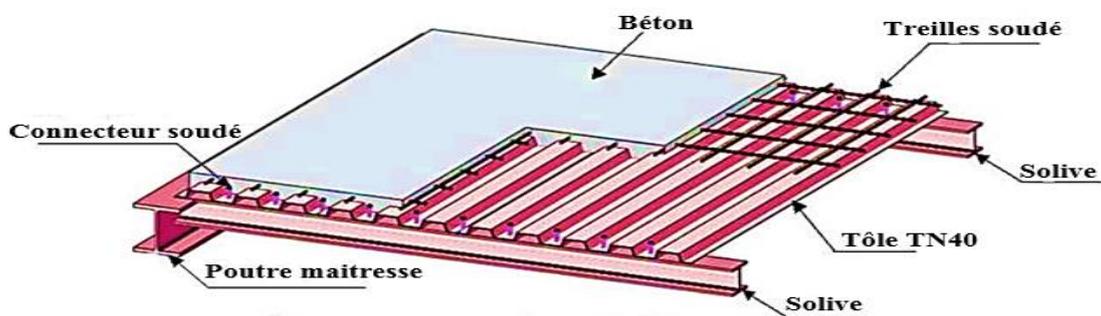


Figure V.1 : schéma des composants du plancher mixte.

Le calcul du plancher mixte se fait en deux phases :

- Phase de réalisation.
- Phase finale.

01) Phase de réalisation :

En phase de réalisation le profilé en acier travaille seul et supporte les charges suivantes :

- Poids propre du profilé.
- Poids propre du béton frais.
- Surcharge des ouvriers.

02) phase finale :

En phase finale les deux matériaux travaillent ensemble et supportent les charges suivantes :

- Poids propre du profilé.
- Poids propre du béton sec.
- Surcharges d'exploitations.
- charge de finition.

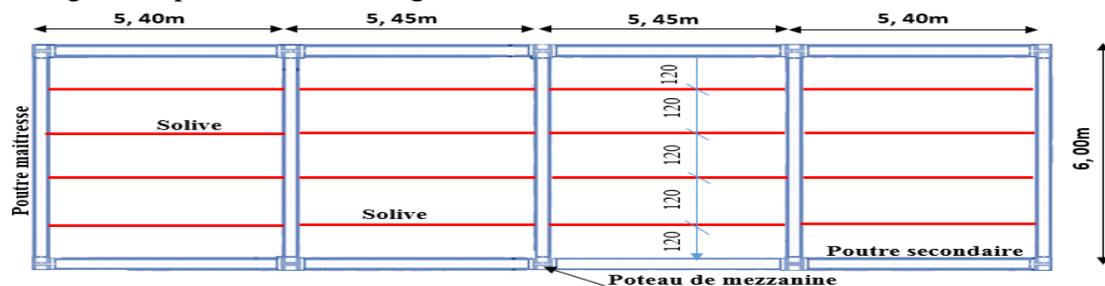


Figure V.2 : schéma de la disposition des solives.

Chapitre V : Etude du plancher mixte

V.2. Etude de plancher collaborant :

- Dalle en béton armé d'épaisseur : $t = 10\text{cm}$.
- Coefficient d'équivalence (Acier/Béton) : $n = \frac{210000}{30500} = 6,88$.
- Coefficient de retrait du béton : $\varepsilon = 2 \cdot 10^{-4}$.
- contrainte admissible des matériaux :
 - Pour l'acier s235 : $f_y = 235\text{Mpa}$.
 - Pour le béton : $f_{c28} = 25\text{Mpa}$.

V.2.1. Evaluation des charges :

D'après le règlement DTR-BC 2.2 (charge et surcharge) les actions correspondent aux mobilier et aux personne on fixe les valeurs des charges et surcharges suivant :

01) les charges permanentes G :

Nature de l'élément	Matériau	Epaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
Plancher	Revêtement en carrelage.	2	0,5
	Mortier de pose.	2	0,2
	Tôle TN40.	4	0,15
	Lit de sable.	3	0,54
	Dalle en béton armé.	6	2,5
	Totale des charges permanentes : $G = 3,89\text{KN/m}^2$		

Tableau V.1 : Evaluation des charges permanent.

02) les surcharges d'exploitation (Q) :

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

V.3. Vérification des solives :

V.3.1. Phase de réalisation :

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges sont les suivantes :

- Poids propre du béton frais : $G_b = 2,5\text{KN/m}^2$
- Poids propre de la tôle : $G_T = 0,15\text{KN/m}^2$
- Surcharge de construction (ouvrières) : $Q_{ouv} = 1,00\text{KN/m}^2$

a) combinaisons de charge :

D'après notre disposition des solives on a l'entraxe $e_{solive} = 1,20\text{m}$.

ELU: $q_u = (1,35G + 1,5Q) \cdot e_{solive} = (1,35 \cdot (2,5 + 0,15) + 1,5 \cdot 1) \cdot 1,20 = 6,09\text{KN/m}$.

ELS : $q_s = (G + Q) \cdot e_{solive} = (2,5 + 0,15 + 1) \cdot 1,20 = 4,43\text{KN/m}$.

Le pré dimensionnements se fait par la condition de la flèche suivant :

Chapitre V : Etude du plancher mixte

$$f_{cal} \leq f_{ad} \quad \text{Avec :} \quad f_{ad} = \frac{l}{200}; \quad f_{cal} = \frac{5 \times q_{ser} \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$I_y > 200 * \frac{5 * 4,43 * 10^{-2} * 5,45^3}{384 * 21000} = 889,288 \text{ cm}^4$$

On a $I_y > 889,288 \text{ cm}^4$ soit un **IPE180** avec $I_y = 1317,00 \text{ cm}^4$.

b) vérification de la condition de résistance :

On a des profilés en I → section de classe 1.

On prenant compte du poids du profilé

$$q_u = 6,09 + 0,188 * 1,35 = 6,343 \text{ KN/m.}$$

$$q_s = 4,43 + 0,188 = 4,618 \text{ KN/m.}$$

Il faut vérifier que : $M_{sd} < M_{plrd}$ avec : $M_{sd} = \frac{q_u * l^2}{8}$

$$M_{sd} = \frac{q_u * l^2}{8} = \frac{6,343 * 5,45^2}{8} = 23,55 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{166,4 * 23,5}{1,1} = 35,54 \text{ KN.m.}$$

$M_{sd} = 23,55 \text{ KN.m} < M_{rd} = 35,54 \text{ KN.m}$ → la condition de résistance est vérifiée.

c) vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $V_{sd} < V_{plrd}$

$$V_{sd} = \frac{q_u * l}{2} = \frac{6,343 * 5,45}{2} = 17,284 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m1}} = \frac{11,3 (23,5 / \sqrt{3})}{1,1} = 139,377 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 17,284 \text{ KN} < V_{plrd} = 139,377 \text{ KN}$ → condition vérifiée.

$V_{sd} = 17,284 \text{ KN} < 0,5 * V_{plrd} = 69,688 \text{ KN}$ → Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant donc le moment résistant ne sera pas réduit.

Enfin, toutes les conditions sont vérifiées sans l'utilisation de soutien avec des étais.

V.3.2. Phase finale :

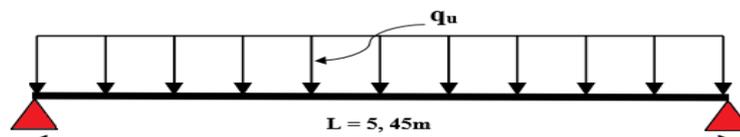


Figure V.3 : schéma statique de la solive.

Dans cette phase on a le béton qui est durci, alors la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble, ce que nous donne les charges de la phase finale suivante :

Chapitre V : Etude du plancher mixte

01) les charges permanentes G :

Nature de l'élément	Matériau	Poids (KN/m ²)
Plancher et le profilé IPE180.	Revêtement en carrelage et Mortier de pose + accessoire.	2,00
	Poids propre de profilé IPE180	0,188 KN/m
	Tôle TN40.	0,15
	Poids propre du béton sec.	3,5
Totale des charges surfacique : G = 5,65KN/m²		

Tableau V.2 : Evaluation des charges permanent en phase finale.

02) les charges d'exploitation (bureau) Q :

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

a) combinaisons de charge :

L'entraxe est $e = 1,20\text{m}$.

$$\text{ELU : } q_u = 1,35 \cdot 0,188 + (1,35 \cdot 5,65 + 1,5 \cdot 2,5) \cdot 1,20 = 13,906 \text{ KN/m.}$$

$$\text{ELS : } q_s = 0,188 + (5,65 + 2,5) \cdot 1,20 = 9,968 \text{ KN/m.}$$

b) vérification de la résistance à l'ELU : $q_u = 13,906 \text{ KN/m}$.

On vérifiera la condition suivant : $M_{sd} < M_{pl,rd}^+$ avec : $M_{sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{8}$

$$M_{sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{13,906 \cdot 5,45^2}{8} = 51,63 \text{ KN.m}$$

c) calcul de la position de l'axe neutre plastique (ANP) :

1) Calcul de la largeur participant de la dalle :

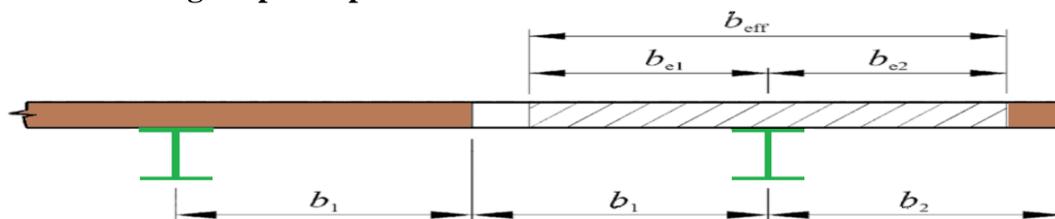


Figure V.4 : Largeur participant d'une dalle mixte.

$$b_{eff}^+ = b_{e1} + b_{e2}$$

$$b_{e1} = \min \left[\frac{l_0}{8}, \frac{b}{2} \right] = \min \left[\frac{5,45}{8}, \frac{1,20}{2} \right] = 0,6 \text{ m}$$

$$b_{e2} = b_{e1} = 0,6 \text{ m}$$

$$b_{eff}^+ = 0,6 + 0,6 = 1,2 \text{ m.}$$

l_0 : Largeur de la solive ; b : l'entraxe des solives.

Chapitre V : Etude du plancher mixte

02) Calcule les résistances plastiques du profilé en traction F_a et de la dalle de compression F_c :

$$\left\{ \begin{array}{l} F_a = \frac{A}{\gamma_{ma}} * f_y = \frac{23,9}{1,1} * 23,5 = 510,59 \text{ KN.} \\ F_c = b_{eff}^+ * h_c * \frac{0,85 * f_{c28}}{\gamma_b} = 120 * 6 * \frac{0,85 * 25}{1,5} = 1020 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$F_a = 510,59 \text{ KN} < F_c = 1020 \text{ KN} \rightarrow$ l'ANP située dans la dalle de compression.

03) Calcule de la distance entre l'ANP et la face supérieure de la dalle de compression Z :

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff}^+ * \frac{0,85 * f_{c28}}{\gamma_b}} = \frac{510,59}{120 * \frac{0,85 * 25}{1,5}} = 3,0034 \text{ cm} < h_c = 6 \text{ cm.} \rightarrow \text{l'ANP passe par la dalle de compression.}$$

04) Calcule du moment plastique résistant M_{plrd}^+ :

$$M_{plrd}^+ = F_a * \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z}{2} \right) = 510,59 * \left(\frac{18}{2} + 4 + 6 - \frac{3}{2} \right) * 10^{-2} = 89,35 \text{ KN.m.}$$

$M_{plrd}^+ = 89,35 \text{ KN.m} > M_{sd} = 51,63 \text{ KN.m} \rightarrow$ la résistance de la section est vérifiée à ELU.

d) vérification de la flèche à l'ELS : $q_s = 9,968 \text{ KN/m}$.

$$f_{cal} \leq f_{ad} \quad \text{Avec :} \quad f_{ad} = \frac{l}{200}; \quad \text{et} \quad f_{cal} = \frac{5 * q_s * l^4}{384 * E_a * I_m}$$

01) Calcule du moment d'inertie de la section mixte par rapporte à l'ANP (I_m) :

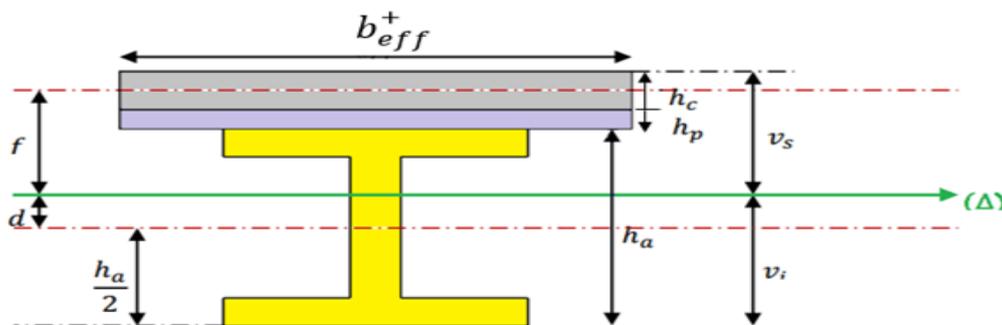


Figure V.5 : position de l'axe neutre (Δ).

v_i : Position de la fibre la plus tendue de l'acier par rapporte à l'axe neutre (Δ).

v_s : Position de la fibre la plus comprimée du béton par rapporte à l'axe neutre (Δ).

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

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

$$S = A_a + \frac{b_{eff}^+ * (h_c + h_p)}{\eta} = 23,9 + \frac{120 * (6 + 4)}{13,76} = 111,109 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{surface de la section mixte.}$$

$$d = \frac{b_{eff}^+ * (h_c + h_p)}{\eta} + \frac{b_{eff}^+ * (h_c + h_p) + h_a}{2 * S} = \frac{120 * (6 + 4)}{13,76} + \frac{120 * (6 + 4) + 18}{2 * 111,109} = 10,98 \text{ cm}$$

Chapitre V : Etude du plancher mixte

$$v_s = \frac{h_a}{2} + (h_c + h_p) - d = \frac{18}{2} + (6 + 4) - 10,98 = 8,02\text{cm}$$

$$v_i = \frac{h_a}{2} + d = \frac{18}{2} + 10,98 = 19,98\text{cm.}$$

$$f = \frac{(h_c + h_p) + h_a}{2} - d = \frac{(6 + 4) + 18}{2} - 10,98 = 3,02\text{cm}$$

$$I_m = 1317 + 23,9 * 10,98^2 + \frac{120 * (6 + 4)^3}{12 * 13,76} + \frac{120 * (6 + 4)}{13,76} * 3,02^2 = 5720,521\text{cm}^4$$

$$f_{cal} = \frac{5 * q_s * l^4}{384 * E_a * I_m} = \frac{5 * 9,968 * 5,45^4 * 10^2}{384 * 2,1 * 5720,521} = 0,953\text{cm} \leq f_{ad} = \frac{545}{200} = 2,72\text{cm.}$$

→ La flèche est vérifiée.

e) Vérification au cisaillement :

$$q_u = 13,906\text{KN/m}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u * l}{2} = \frac{13,906 * 5,45}{2} = 37,893\text{KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v z (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m1}} = \frac{11,3 (23,5 / \sqrt{3})}{1,1} = 139,377\text{KN}$$

$$V_{sd} = 37,893\text{KN} < V_{plrd} = 139,377\text{KN} \rightarrow \text{Condition verifier.}$$

V.4. Calcul des contraintes :

Contraintes due au moment fléchissant :

a) contrainte dans la poutre en acier δ_a :

- contrainte de traction de la fibre inférieure :

$$\delta_{ai} = \frac{-M_{sd}}{I_m} * v_i = \frac{-51,63}{5720,52} * 19,98 * 10^3 = -180,327\text{Mpa.}$$

- compression de la fibre supérieure :

$$\delta_{as} = \frac{M_{sd}}{I_m} * |v_s - (h_c + h_p)| = \frac{51,63}{5720,52} * |[8,02 - (6 + 4)]| * 10^3 = +17,87\text{Mpa.}$$

b) contrainte dans la dalle de compression δ_b :

- compression dans la fibre inférieure :

$$\delta_{bi} = \frac{M_{sd}}{\eta * I_m} * |v_s - (h_c + h_p)| = \frac{51,63}{13,76 * 5720,52} * |[8,02 - (6 + 4)]| * 10^3 = +1,298\text{Mpa.}$$

- compression dans la fibre supérieure :

$$\delta_{bs} = \frac{M_{sd}}{\eta * I_m} * v_s = \frac{51,63}{13,76 * 5720,52} * 8,02 * 10^3 = 5,26\text{Mpa.}$$

c) contrainte due au retrait :

Chapitre V : Etude du plancher mixte

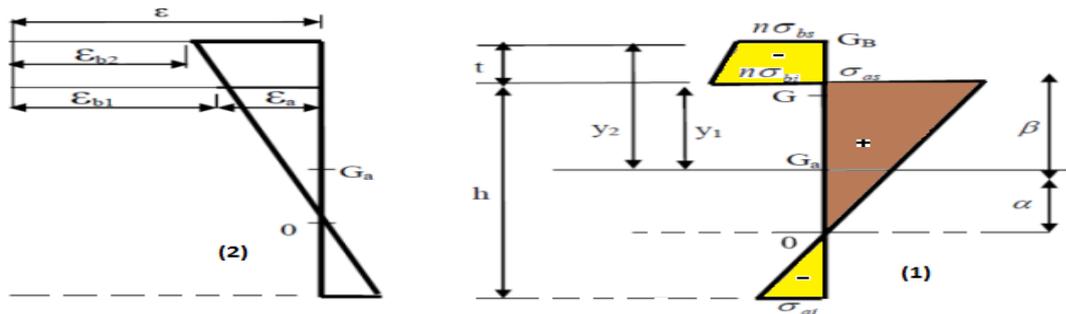


Figure V.6 : Effet de retrait / (1) contrainte due au retrait.

(2) déformation due au retrait.

- calcul de β (distance entre le CDG de l'acier et le CDG du béton) :

$$\beta = \frac{(h_c + h_p) + h_a}{2} = \frac{(6 + 4) + 18}{2} = 14 \text{ cm}$$

- calcul de α (distance entre CDG de l'acier et l'AN de la section homogène) :

$$\alpha = \frac{I_y}{A_a \cdot \beta} = \frac{1317}{23,9 \cdot 14} = 3,936 \text{ cm.}$$

$$B = b_{\text{eff}}^+ \cdot (h_c + h_p) = 120 \cdot (6 + 4) = 1200 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{B \cdot E_a \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot A_a}{(\eta \cdot I_y \cdot A_a) + (B \cdot I_y) + (B \cdot A_a \cdot \beta^2)} = \frac{1200 \cdot 2,1 \cdot 10^{-4} \cdot 2 \cdot 10^{-4} \cdot 14 \cdot 23,9}{(13,76 \cdot 1317 \cdot 23,9) + (1200 \cdot 1317) + (1200 \cdot 23,9 \cdot 14^2)} =$$

$$K = 0,22 \text{ KN/cm}^3$$

- calcul de Y_1 (distance entre l'interface et l'AN de la section homogène) :

$$Y_1 = \frac{h_a}{2} + \alpha = \frac{18}{2} + 3,936 = 12,936 \text{ cm.}$$

- calcul de Y_2 (distance entre la fibre supérieure du béton et l'AN de la section homogène) :

$$Y_2 = Y_1 + h_c + h_p = 12,936 + 6 + 4 = 22,936 \text{ cm.}$$

Alors les valeurs de contrainte sont :

$$\delta_{as} = K \cdot Y_1 = 0,22 \cdot 12,936 \cdot 10 = 28,45 \text{ Mpa.}$$

$$\delta_{ai} = K \cdot (h_a - Y_1) = 0,22 \cdot (18 - 12,936) \cdot 10 = -10,4 \text{ Mpa}$$

$$\delta_{bi} = \frac{-(E_a \cdot \varepsilon - K \cdot Y_1)}{\eta} = \frac{-(2,1 \cdot 10^5 \cdot 2 \cdot 10^{-4} - 0,22 \cdot 12,936 \cdot 10)}{13,76} = -0,984 \text{ Mpa.}$$

$$\delta_{bs} = \frac{(E_a \cdot \varepsilon - K \cdot Y_2)}{\eta} = \frac{(2,1 \cdot 10^5 \cdot 2 \cdot 10^{-4} - 0,22 \cdot 22,936 \cdot 10)}{13,76} = -0,61 \text{ Mpa.}$$

- Donc les contraintes finales sont :

$$\delta_{as} = 28,45 + 17,87 = 46,32 \text{ Mpa} < f_y = 235 \text{ Mpa} \rightarrow \text{vérifier.}$$

$$\delta_{ai} = -10,4 - 180,327 = -190,727 \text{ Mpa} < f_y = 235 \text{ Mpa} \rightarrow \text{vérifier.}$$

Chapitre V : Etude du plancher mixte

$$\delta_{bi} = -0,98 + 1,298 = 0,318 \text{ Mpa} < f_{bu} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ Mpa} \rightarrow \text{vérifier.}$$

$$\delta_{bs} = -0,61 + 5,26 = 4,65 \text{ Mpa} < f_{bu} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ Mpa} \rightarrow \text{vérifier.}$$

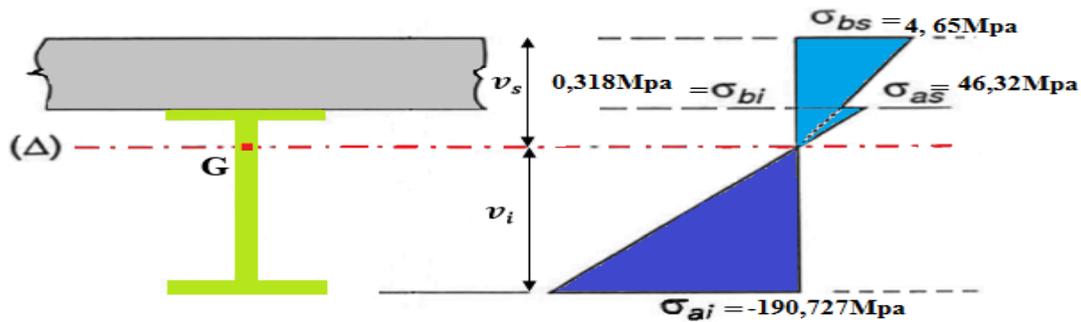


Figure V.7 : diagramme des contraintes à la flexion simple en Mpa.

V.5. Calcul des goudjons connecteur :

Ce sont des éléments métalliques soudés sur la semelle supérieure de la solive IPE180 ils ont pour rôle d'assurer la liaison et l'adhérence entre la solive et la dalle de compression.

Soit on choisit des connecteurs de diamètre $\phi 16$. Avec : $f_u = 400 \text{ Mpa}$.

$\frac{h}{d} > 4 \rightarrow h > 4 * d = 4 * 16 = 64 \text{ mm}$ Alors on prend $h = 70 \text{ mm}$.

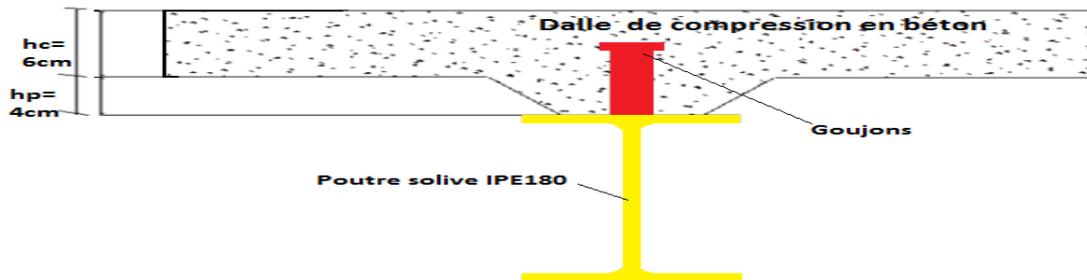


Figure V.8 : schéma de position des connecteurs.

D'après le facteur correctif donne par : $\alpha = \begin{cases} 1 & \rightarrow \text{pour } \frac{h}{d} > 4 \\ 0,25 * (1 + h/d) & \rightarrow \text{pour } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4. \text{ Alors } \frac{70}{16} = 4,37 > 4 \rightarrow \alpha = 1 \end{cases}$

Notre béton est de classe (C25/30) $\rightarrow f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ et $E_a = 30500 \text{ Mpa}$.

Donc la résistance de cisaillement d'un connecteur est donnée par la formule suivante :

$$P_{rd} = \min \left(0,8 * \frac{f_u}{\gamma_v} * \frac{\pi * d^2}{4} = 0,8 * \frac{400}{1,25} * \frac{3,14 * 16^2}{4} * 10^{-3} = 51,44 \text{ KN}; \right.$$

$$\left. 0,29 * \frac{\alpha * d^2}{\gamma_v} * \sqrt{f_{c28} * E_a} = 0,29 * \frac{1 * 16^2}{1,25} * \sqrt{25 * 30500} * 10^{-3} = 51,86 \text{ KN} \right)$$

- La résistance d'un goujon est : $P_{rd} = 51,44 \text{ KN}$.

Chapitre V : Etude du plancher mixte

$d=16\text{mm} < 22\text{mm}$; $h_p = 40\text{mm} < 85\text{mm} \rightarrow P'rd = r * Prd = 1 * 51,44 = 51,44\text{KN}$.

- Calcul effort total de cisaillement longitudinal est donne par :

$$V_{lf} = \min \left(\frac{A_a * f_y}{\gamma_a}; 0,85 * b_{\text{eff}} * (h_c + h_p) * \frac{f_{c28}}{\gamma_c} \right) = \min \left(\frac{23,9 * 235 * 10^{-1}}{1,1}; 0,85 * 1,20 * (6 + 4) * \frac{25}{1,5} \right) = \min(510,59\text{KN}; 1700\text{KN}) = 510,59\text{KN}.$$

- Calcul le nombre de goujon :

$$N_f = \frac{V_{lf}}{P_{rd}} = \frac{510,59}{51,44} = 9,925 \text{ on prend } N_f = 10 \text{ goujons sur } L_{cr} = L_t/2 = 5,45/2 = 2,72\text{m}$$

\rightarrow Soit $N_t = 20$ goujons sur $L_t = 5,45\text{m}$.

\rightarrow Espacement $e = L_t/N_t = 5,45/20 = 27,25\text{cm}$.

V.6. Vérification des soudures :

La gorge a :

$a = \min(d; t_f(\text{IPE180})) = \min(16; 8) = 8\text{ mm} \rightarrow$ on prend $a = 7\text{mm}$.

- Longueur du cordon de soudure circulaire l :

$$l = \pi * d = 3,14 * 16 = 50,24\text{ mm}.$$

.Calcul des efforts :

01) effort résistant au cisaillement F_{wrd} :

$$\begin{array}{l} f_u = 400\text{Mpa.} \\ \text{Acier S235} \rightarrow \\ \beta_w = 0,8. \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \gamma_{mw} = 1,25. \end{array} \right.$$

$$F_{\text{wrd}} = a * l * \frac{f_u}{\beta_w * \gamma_{mw} * \sqrt{3}} = 7 * 50,24 * \frac{400 * 10^{-3}}{0,8 * 1,25 * \sqrt{3}} = 81,21\text{KN}$$

02) effort sollicitant F_{sd} :

$$F_{\text{sd}} = \frac{V_{lf}}{N_f} = 510,59/10 = 51,05\text{KN}.$$

Vérifications :

$F_{\text{sd}} = 51,05\text{KN} < F_{\text{wrd}} = 81,21\text{KN} \rightarrow$ condition verifier.

Tous les conditions sont vérifiés, alors on adopte IPE180 pour tous les solives.

V.7. Calcul de la poutre maitresse (sommier) :

Les poutres maitresse (principale) sont des éléments structurent, qui jouent le rôle de support les charges de plancher et les transmettent au poteau.

. Caractéristique du plancher :

-  Porte de la poutre maitresse $\rightarrow L = 6\text{m}$.
-  Entre axe des poutres maitresse $\rightarrow e_{\text{sommier}} = 5,45\text{m}$

Chapitre V : Etude du plancher mixte

- ✚ Entre axe des solives → $e_{solive} = 1,20\text{m}$.
- ✚ Charge permanente du plancher → $G_p = 5,65\text{KN/m}^2$
- ✚ Surcharge d'exploitation → $Q = 2,5\text{KN/m}^2$
- ✚ Poids propre de la solive → $G_{solive} = 0,188\text{KN/m}$
- ✚ Nombre de solive sur le sommier → $N = 4$ solive (IPE180).

- les solives exerçant des charges concentrées sur le sommier de

$$P_{solive} = 0,188 * 5,45 = 1,02\text{KN/m}$$

$$q_s = (G_p + Q) * e_{sommier} + N * \frac{P_{solive}}{e_{solive}} = (5,65 + 2,5) * 5,45 + 4 * \frac{1,02}{1,2} = 47,81\text{KN/m}$$

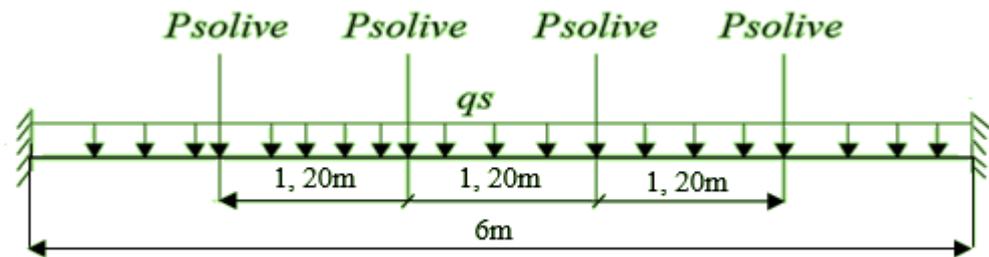


Figure V.9 : Schéma statique de la poutre maîtresse sous chargement.

V.7.1. Dimensionnement de la poutre maîtresse :

$$f_{cal} \leq f_{ad} \quad \text{Avec :} \quad f_{ad} = \frac{l}{250}; \quad f_{cal} = \frac{5 \times q_{ser} \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$I_y > 250 * \frac{5 * 47,81 * 10^{-2} * 600^3}{384 * 21000} = 16007,812\text{cm}^4$$

On a $I_y > 16007,812\text{cm}^4$ soit un **IPE360** avec $I_y = 16265,6\text{cm}^4$.

01) vérification de la flèche en tenant compte du poids de IPE360 :

$$G_{IPE} = 57,1\text{Kg/m} = 0,571\text{KN/m} \rightarrow q'_s = 47,81 + 0,571 = 48,38\text{KN/m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 * q_s * l^4}{384 * E_a * I_y} = \frac{5 * 48,38 * 6^4 * 10^2}{384 * 2,1 * 16265,6} = 2,39\text{cm} \leq f_{ad} = \frac{600}{250} = 2,4\text{cm} \rightarrow \text{verifier.}$$

02) Résistance de la section au cisaillement :

$$q_u = 1,35(G * L + G_{profile}) + 1,5 * Q * e_{sommier} = 1,35(5,65 * 6 + 0,571) + 1,5 * 2,5 * 5,45 =$$

$$q_u = 66,97\text{KN/m}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u * l}{2} = \frac{66,97 * 6}{2} = 200,92\text{KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m1}} = \frac{35,1 (23,5 / \sqrt{3})}{1,1} = 432,933\text{KN}$$

$V_{sd} = 200,92\text{KN} < V_{plrd} = 432,933\text{KN} \rightarrow$ Condition verifier.

$$V_{sd} = 200,92\text{KN} < 0,5 * V_{plrd} = 216,466\text{KN}.$$

03) Vérification de la condition de résistance :

Chapitre V : Etude du plancher mixte

On a des profilés en I → section de classe 1.

Il faut vérifier que : $M_{sd} < M_{plrd}$ avec : $M_{sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{12}$

$$M_{sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{12} = \frac{66,97 \cdot 6^2}{12} = 200,91 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{1019,1 \cdot 23,5}{1,1} = 217,71 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 200,91 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 217,71 \text{ KN.m}$ → la condition de résistance est vérifiée.

Tous les conditions sont vérifiées donc on adopte **IPE360** pour les poutres maîtresses.

V.8. Calcul de la poutre secondaire :

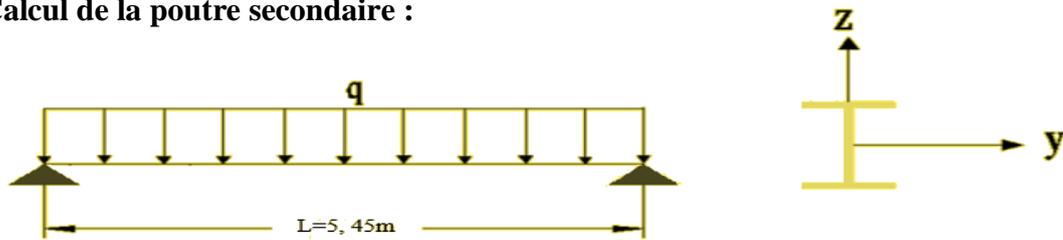


Figure V.10 : Schéma statique de la poutre secondaire.

$$q_s = (G+Q) \cdot e_{solive} = (5,65+2,5) \cdot 1,20 = 9,97 \text{ KN/m}$$

$$f_{cal} \leq f_{ad} \quad \text{Avec :} \quad f_{ad} = \frac{l}{250}$$

$$I_y > 250 \cdot \frac{5 \cdot 9,97 \cdot 10^{-2} \cdot 5,45^3}{384 \cdot 21000} = 2501,75 \text{ cm}^4$$

On a $I_y > 2501,75 \text{ cm}^4$ soit un **IPE220** avec $I_y = 2771,8 \text{ cm}^4$.

01) vérification de la flèche en tenant compte du poids de IPE220 :

$$G_{IPE} = 26,2 \text{ Kg/m} = 0,262 \text{ KN/m} \rightarrow q'_s = 9,97 + 0,262 = 10,23 \text{ KN/m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot q'_s \cdot l^4}{384 \cdot E_a \cdot I_y} = \frac{5 \cdot 10,23 \cdot 5,45^4 \cdot 10^2}{384 \cdot 2,1 \cdot 2771,8} = 2,01 \text{ cm} \leq f_{ad} = \frac{545}{250} = 2,18 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifier.}$$

02) Résistance de la section au cisaillement :

$$q_u = 1,35(G \cdot e_{solive} + G_{profilé}) + 1,5 \cdot Q \cdot e_{solive} = 1,35(5,65 \cdot 1,20 + 0,262) + 1,5 \cdot 2,5 \cdot 1,20 =$$

$$q_u = 14 \text{ KN/m}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{14 \cdot 5,45}{2} = 38,16 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m1}} = \frac{15,9(23,5 / \sqrt{3})}{1,1} = 196,115 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 38,16 \text{ KN} < V_{plrd} = 196,115 \text{ KN}$ → Condition vérifiée.

$$V_{sd} = 38,16 \text{ KN} < 0,5 \cdot V_{plrd} = 98,057 \text{ KN}.$$

Chapitre V : Etude du plancher mixte

03) Vérification de la condition de résistance :

On a des profilés en I → section de classe 1.

Il faut vérifier que : $M_{sd} < M_{pl,rd}$ avec : $M_{sd} = \frac{q_u * l^2}{12}$

$$M_{sd} = \frac{q_u * l^2}{12} = \frac{14 * 5,45^2}{12} = 34,65 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{285,4 * 23,5}{1,1} = 60,97 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 34,65 \text{ KN.m} < M_{rd} = 60,97 \text{ KN.m}$ → la condition de résistance est vérifiée.

Tous les conditions sont vérifiées donc on adopte **IPE220** pour les poutres secondaires.

V.9. Ferrailage de la dalle de compression :

01) combinaison d'action :

ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 * 5,65 + 1,5 * 2,5 = 11,37 \text{ KN/m}$$

ELS :

$$q_s = G + Q = 5,65 + 2,5 = 8,15 \text{ KN/m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1,2/6 = 0,2 < 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans un seul sens } l_x.$$

$$M_0 = \frac{q_u * l_x^2}{8} = \frac{11,37 * 1,2^2}{8} = 2,04 \text{ KN.m}$$

02) Calcul des moments :

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 * M_0 = 0,85 * 2,04 = 1,73 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_a = 0,4 * M_0 = 0,4 * 2,04 = 0,81 \text{ KN.m}$$

03) Calcul des armatures en travée :

$$b = 1,20 \text{ m}; h = 100 - 40 = 60 \text{ mm} = 0,060 \text{ m}; d = 0,9 * h = 0,054 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{1,73 * 10^{-3}}{1,20 * 0,06^2 * 14,2} = 0,028 < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0,024}) = 0,031$$

$$Z = d(1 - 0,4 * \alpha) = 0,054 * (1 - 0,4 * 0,031) = 5,33 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M_t}{Z * f_{st}} = \frac{1,73 * 10^{-3}}{0,0533 * 348} = 0,845 \text{ cm}^2 \text{ donc on ferraille avec } 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2$$

04) armature de répartition :

$$A_r = 2,51/4 = 0,627 \text{ cm}^2 \text{ donc on ferraille avec : } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

05) condition de non fragilité :

Chapitre V : Etude du plancher mixte

$$A_{\min} = 0,23 * \frac{b*d*f_{t28}}{f_e} = 0,23 * \frac{120*0,054*2,1*10^2}{400} = 0,78\text{cm}^2 < 2,51\text{cm}^2 \rightarrow \text{vérifier.}$$

06) Espacement des barre :

$$St_{/x} = \min [(3*h) ; 33] = 18\text{cm} \text{ on prendre } = 20\text{cm} < 30\text{cm} \rightarrow \text{vérifié.}$$

$$St_{/y} = h/4 = 100/4 = 25\text{cm} < 40\text{cm} \rightarrow \text{verifier.}$$

V.10. vérification de l'effort tranchant :

$$V_x = \frac{q_u * l}{2} = \frac{11,37 * 1,20}{2} = 6,82\text{KN} ; \tau = \frac{V_x}{b*d} = \frac{6,82 * 10^{-3}}{1,2 * 0,054} = 0,105\text{Mpa.}$$

$$\bar{\tau} = 0,05 * f_{c28} = 0,05 * 25 = 1,25\text{Mpa} > \tau = 0,105\text{Mpa.} \dots \dots \dots \rightarrow \text{vérifié.}$$

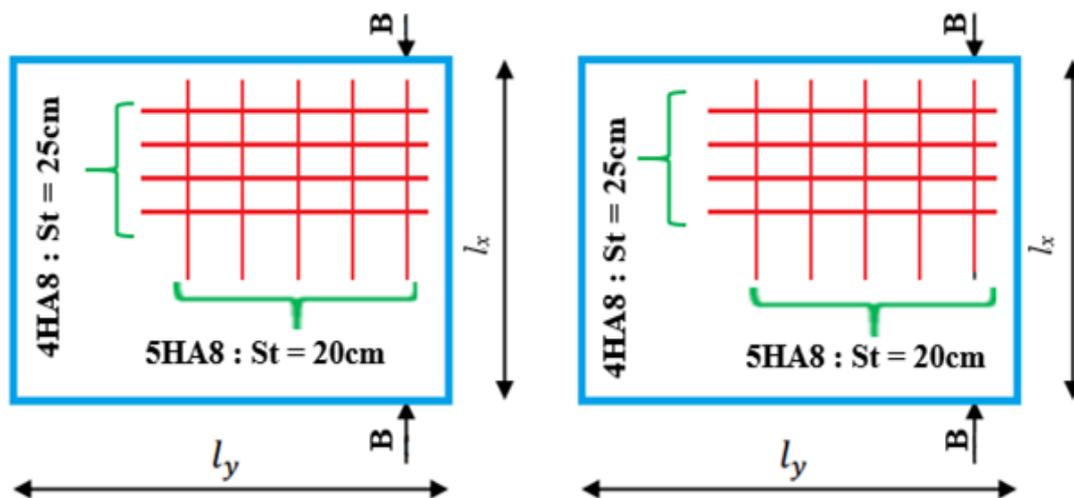


Figure V.11 : Schéma de ferrailage en travée et en appuis.

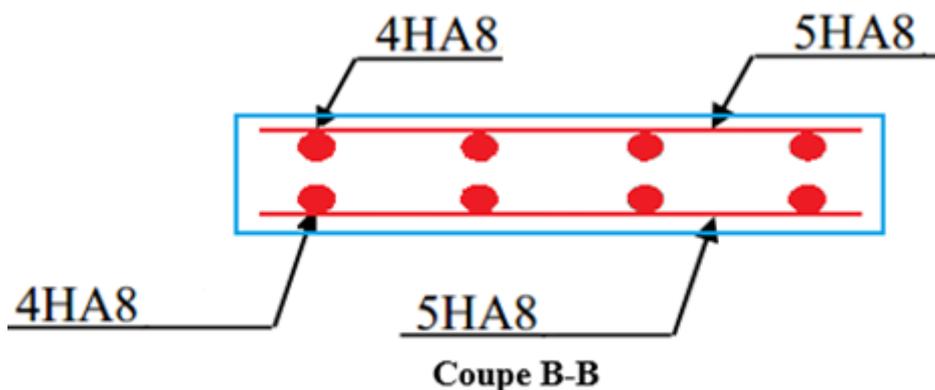


Figure V.12 : Schéma de ferrailage coupe B-B.

Chapitre VI :
Contreventement.

Chapitre VI : Contreventements

VI.1.Introduction :

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet de limiter les déplacements et d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action des forces horizontales : vent, effet de séisme, chocs etc.

Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants (poutre au vent), et en façade (palées de stabilité), et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur les pignons que sur les long pans.

VI.2.Calcul des contreventements de toiture (Poutre au vent) :

Les contreventements sont disposés généralement suivant les versants de la toiture. Ils sont placés le plus souvent dans les travées de rive. Leurs diagonales sont généralement des cornières doubles qui sont fixées sur la traverse (ou ferme). Leur rôle principal est de transmettre les efforts du vent du pignon aux fondations.

VI.2.1.Calcul de la poutre au vent en pignon :

Elle sera calculée comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis et soumise aux réactions horizontales supérieures des potelets auxquelles on adjoint l'effort d'entraînement.

VI.2.1.1 Evaluation des efforts dans la poutre au vent :

$$F_{\text{rive}} = 1,5 \left[(W_{\text{max}} * S_i) + F_r/n \right]$$
$$F_{\text{int}} = 1,25 \left\{ 1,5 \left[(W_{\text{max}} * S_i) + F_r/n \right] \right\}$$

n : nombre de nœud
e_i : entre axe

$$S_i = e_i * h_i / 2 \quad h_i : \text{hauteur des poteaux}$$

S_i : la surface afférente de chaque force

Dans notre cas on néglige la force de frottement F_r = 0

D'après l'étude au vent, W_{max} = 888,225 (zone D) KN /m² (chapitre II)

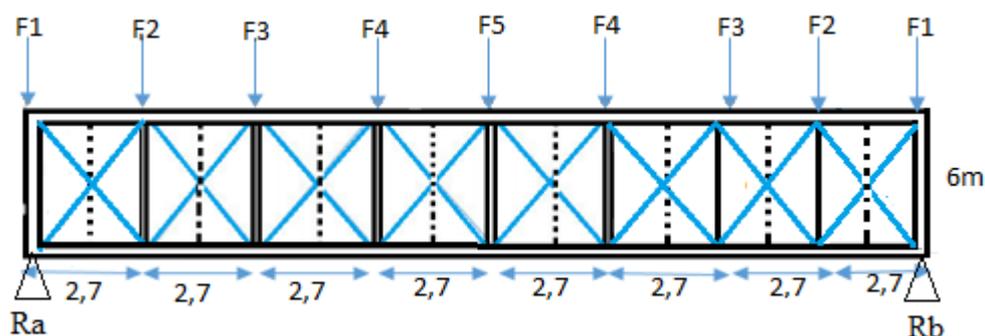


Figure VI.1 : Schéma statique de la poutre au vent en pignon

Chapitre VI : Contreventements

1) Evaluation des efforts horizontaux :

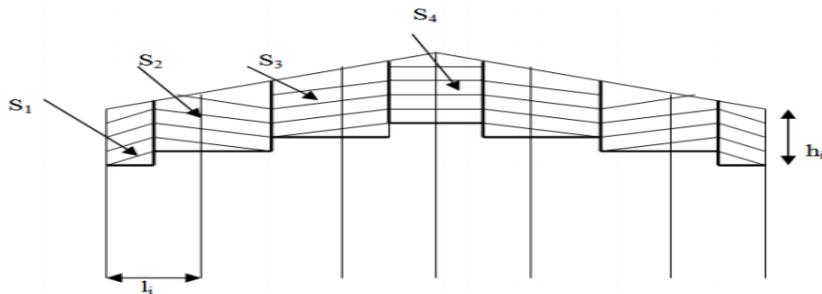


Figure VI.2 : les surfaces afférentes

a) Calcul des surfaces :

$$S_1 = (12 \cdot 1,35 / 2) + [((12,307 - 12) / 2) \cdot 1,35] = 8,307 \text{ m}^2$$

$$S_2 = (12,307 \cdot 2,7 / 2) + ((12,92 - 12,307) / 2) \cdot 2,7 = 17,442 \text{ m}^2$$

$$S_3 = (12,92 \cdot 2,7 / 2) + [(13,533 - 12,92) / 2] \cdot 2,7 = 18,269 \text{ m}^2$$

$$S_4 = (13,533 \cdot 1,35 / 2) + ((14,146 - 13,533) / 2) \cdot 2,7 = 19,097 \text{ m}^2$$

$$S_5 = (14,146 \cdot 1,35 / 2) + [((14,453 - 14,146) / 2) \cdot 1,35] = 9,756 \text{ m}^2$$

b) Evaluation des efforts dans les barres :

Pour déterminer les efforts dans les barres, on peut utiliser l'une des méthodes de la résistance des matériaux suivantes :

Méthode des sections de RITTER, dont l'avantage est déterminé l'effort dans une barre quelconque

c) Calcul des efforts :

$$F_1 = 1,5 (0,888 \cdot 8,307) = 11,065 \text{ KN}$$

$$F_2 = 1,25 (1,5 \cdot (0,888 \cdot 17,442)) = 29,041 \text{ KN}$$

$$F_3 = 1,25 (1,5 \cdot (0,888 \cdot 18,269)) = 30,418 \text{ KN}$$

$$F_4 = 1,25 (1,5 \cdot (0,888 \cdot 19,097)) = 31,796 \text{ KN}$$

$$F_5 = 1,25 (1,5 \cdot (0,888 \cdot 9,756)) = 16,244 \text{ KN}$$

d) Calcul des réactions d'appuis :

$$\Sigma F_y = 0 \quad \longrightarrow \quad R_a + R_b = 2F_1 + 2F_2 + 2F_3 + 2F_4 + F_5$$

$$\text{Par symétrie : } R_a = R_b = (F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5) / 2 = 110,442 \text{ KN}$$

e) Calcul des efforts de traction dans les diagonales :

Par la méthode des coupures, on établit que l'effort F_d dans les diagonales d'extrémité est donné comme suit :

Chapitre VI : Contreventements

$$\tan^{-1} \alpha = \tan^{-1} \left(\frac{2,7}{6} \right) \longrightarrow \alpha = 24,23^\circ$$

$$\Sigma F_y = 0 \longrightarrow -R_a + F_1 + F_d \cos \alpha = 0$$

$$F_d = \frac{R_a - F_1}{\cos \alpha} = 108,977 \text{ KN}$$

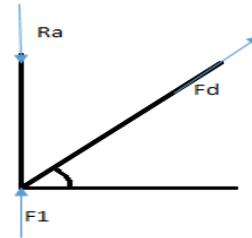


Figure VI.3. Isolation du nœud

f) Calcul de la section brute A :

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd} = A * f_y / \gamma_{m0} \longrightarrow A \geq \frac{N_{sd} \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{108,977 * 1,235}{235} = 4,637 \text{ cm}^2$$

Soit une cornière L*60*60*5 (A= 5,79 cm²)

2) Vérification à la résistance ultime de la section :

$$\text{La condition à vérifier : } N_{sd} \leq N_u = 0,9 * A_{nette} * f_u / \gamma_{m2}$$

Soit une cornière de L*60*60*5, avec un boulon de 12 mm et un trou de 13 mm.

$$A_{nette} = 5,79 - 0,5 * 1,3 = 5,14 \text{ cm}^2$$

$$N_u = 0,9 * 5,14 * 36 / 1,25 = 133,229 \text{ KN} \longrightarrow N_{sd} = 108,977 \text{ KN} < N_u = 133,229 \text{ KN (verifier)}$$

Une cornière de L*60*60*5, avec un boulon de 12 mm et un trou de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent.

3) Vérification de la section à la résistance :

$$\text{La vérification à faire : } \left[\frac{M_{y,sd}}{M_{N,y,rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{N,z,rd}} \right]^\beta \leq 1$$

4) Vérification de la panne intermédiaire :

Flexion déviée : (d'après le chapitre III on a : G = 0,334 KN/m et S = 0,324 KN/m)

Compression : V = F₄ = 31,796 KN.

Combinaison de charges :

$$q_{sd} = 1,35 G + 1,5 S = 1,35 * 0,334 + 1,5 * 0,324 = 0,937 \text{ KN/m}$$

$$q_{z,sd} = 0,937 * \cos 12,8 = 0,914 \text{ KN/m} \quad ; \quad q_{y,sd} = 0,937 * \sin 12,8 = 0,206 \text{ KN/m}$$

$$M_{y,sd} = q_{z,sd} * \frac{L^2}{8} = 4,113 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{z,sd} = q_{y,sd} * \frac{(L/2)^2}{8} = 0,232 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 1,35 V = 42,92 \text{ KN}$$

Chapitre VI : Contreventements

$$M_{ply,rd} = W_{ply} * f_y / \gamma_{m0} = (123,9 * 10^{-6} * 235 * 10^3) / 1 = 29,12 \text{ KN}$$

$$M_{plz,rd} = W_{plz} * f_y / \gamma_{m0} = (26,1 * 10^{-6} * 235 * 10^3) / 1 = 6,13 \text{ KN}$$

$$N_{pl,rd} = A * f_y / \gamma_{m0} = 20,1 * 23,5 / 1 = 472,35 \text{ KN}$$

a) Incidence d'effort normal :

Si $N_{sd} \leq \min(0,25 N_{pl,rd}; 0,5 * A_w * f_y / \gamma_{m0})$: il y a pas d'interaction entre M-V

$$0,25 N_{pl,rd} = 0,25 * 472,35 = 118,088 \text{ KN}$$

$$A_w = A - 2 * b * t_f = 20,1 - (2 * 8,2 * 0,74) = 7,964 \text{ cm}^2$$

$$0,5 * A_w * f_y / \gamma_{m0} = 0,5 * 7,964 * 23,5 / 1 = 93,58 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 42,92 \text{ KN} < \min(93,58 ; 118,088) = 93,58 \text{ KN}$ pas d'interaction entre M-V

$$\left[\frac{4,113}{29,12} \right]^2 + \left[\frac{0,232}{6,13} \right]^1 = 0,058 < 1 \quad (\text{vérifier})$$

b) Incidence d'effort tranchant :

Si $V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd}$ \longrightarrow il y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort tranchant. A mi- travée la valeur du moment fléchissant est maximale et la valeur de l'effort tranchant est nulle, donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

5) Vérification de l'élément aux instabilités (déversement) :

Semelle supérieure : la semelle supérieure qui est comprimée sous des charges verticales descendantes est susceptible de déverse, vu qu'elle est fixée à la toiture il n'y a pas risque de déversement.

Semelle inférieure : la semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du soulèvement est susceptible de déverser de moment quelle est libre tout au long de sa portée.

Combinaison à l'ELU :

Charge de flexion :

$$q_{u,z,rd} = G \cos \alpha + 1,5 W_z = 0,326 + (1,5 * -1,675) = -2,186 \text{ KN/m}$$

$$q_{u,y,rd} = 1,35 G \sin \alpha = 0,0999 \text{ KN/m}$$

$$V = F_4 = 31,796 \text{ KN}$$

$$M_{y,rd} = q_{u,z,rd} * L^2 / 8 = 2,186 * 6^2 / 8 = 9,837 \text{ KN.m}$$

Chapitre VI : Contreventements

$$M_{z,sd} = q_{u,y,sd} * (L/2)^2 / 8 = 0,0999 * 3^2 / 8 = 0,112 \text{ KN.m}$$

Charge de compression : $N_{sd} = 1,5 F_4 = 47,694 \text{ KN}$

a) Vérification au flambement flexion avec un risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} N_{pl,rd} / \gamma_{m1}} + \frac{K_{LT} M_{y,sd}}{\chi_{LT} M_{ply,rd} / \gamma_{m1}} + \frac{K_z M_{z,sd}}{M_{plz,rd} / \gamma_{m1}} \leq 1 \quad \text{EC3 (5.52 Art.5.5.4)}$$

Avec : $K_{y,z} = 1 - \mu_{y,z} * N_{sd} / (\chi_{y,z} * f_y * A)$ mais $K_{y,z} \leq 1,5$

$$\mu_{y,z} = \bar{\lambda}_{y,z} * (2\beta_{M,y,z} - 4) + \left(\frac{W_{ply,z} - W_{ely,z}}{W_{ely,z}} \right) \text{ mais } \mu_{y,z} \leq 0,9$$

$\beta_{M,y,z}$: sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion

Calcul de coefficient de réduction χ_{\min} : $\chi_{\min} = \min(\chi_y ; \chi_z)$

a-1) Flambement par rapport à l'axe fort y-y :

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}} ; \varphi_y = 0,5 * [1 + \alpha_y * (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] ; \bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) * [\beta_A]^{0,5}$$

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

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = \pi \left[\frac{2,1 * 10^6}{2350} \right]^{0,5} = 93,9$$

α : Facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le tableau 5.5.2 de l'EC3

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = 600 / 6,58 = 91,185$$

$$\bar{\lambda}_y = 91,185 / 93,9 = 0,97$$

$h/b = 160/82 = 1,95 > 1,2$ avec $t_f = 7,4 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$ \longrightarrow courbe (a)

$$\varphi_y = 1,0525 \longrightarrow \chi_y = 0,6857$$

$\beta_{M,y} = 1,3$ (une poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie)

$$\mu_y = -1,220 < 0,9 \longrightarrow K_y = 1,180 < 1,5$$

a-2) Flambement par rapport à l'axe faible z-z :

Chapitre VI : Contreventements

$$\lambda_z = L_z / i_z = 200 / 1,84 = 108,696 \longrightarrow \bar{\lambda}_z = 163,04 / 93,9 = 1,157$$

$$h/b = 160 / 82 = 1,95 > 1,2 \text{ avec } t_f = 7,4 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \longrightarrow \text{courbe (b)}$$

$$\varphi_z = 1,3320 \longrightarrow \chi_z = 0,5020 \longrightarrow \mu_z = -1,052 < 0,9 \longrightarrow K_z = 1,212 < 1,5$$

$$\text{Avec : } K_{LT} = 1 - \mu_{LT} * N_{sd} / \chi_z * A * f_y \text{ mais } K_{LT} \leq 1$$

$$\mu_{LT} = 0,15 * \bar{\lambda}_z * \beta_{M,LT} - 0,15 \text{ mais } \mu_{LT} \leq 0,9$$

$$\chi_{LT} = 1 / \left[\varphi_{LT} + \left[\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]^{0,5} \right]; \quad \varphi_{LT} = 0,5 * \left[1 + \alpha_{LT} * (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right];$$

α_{LT} : Facteur d'imperfection pour le déversement ($\alpha_{LT} = 0,21$ pour les sections laminées)

$$\lambda_{LT} = (200 / 1,84) / 1,132^{0,5} * \left[1 + \frac{1}{20} * \left(\frac{200}{1,84} / \frac{16}{0,74} \right) \right]^{0,25} = 96,59$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 1,029 > 0,4$ (il y a risque de déversement)

$$\varphi_{LT} = 1,116 \longrightarrow \chi_{LT} = 0,6460 \longrightarrow \mu_{LT} = 0,076 \longrightarrow K_{LT} = 0,985$$

$$47,694 / 0,502 * 472,35 / 1,1 + 0,985 * 9,837 / 0,646 * 29,12 / 1,1 + 1,212 * 0,112 / 6,13 / 1,1 = 0,81$$

VI.3 Calcul de palée de stabilité en long pan :

Les palées de stabilités devant reprendre les efforts du vent sur le pignon transmis par le contreventement des versants (poutre au vent). On ne fait travailler que les diagonales tendue, comme dans le cas de la poutre au vent.

VI.3.1 Dimensionnement de la palée de stabilité :

Evaluation des efforts de traction dans les diagonales tendue ce faite par la méthode des coupures

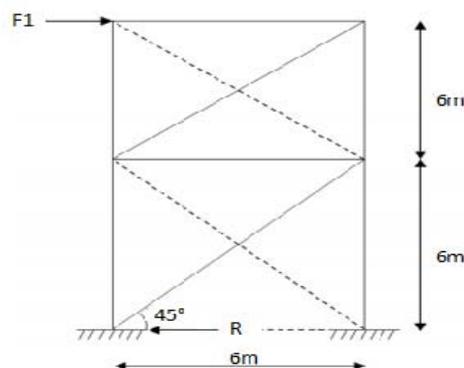


Figure VI.4 : Palée de stabilité long pan

Chapitre VI : Contreventements

$$N = R / \cos \alpha ; \text{ avec : } \tan \alpha = 6/6 = 1 \Rightarrow \alpha = 45^\circ \Rightarrow N = 110,442 / \cos 45 = 156,189 \text{ KN}$$

VI.3.2 Section de la diagonale :

$$\text{VI.3.2.1 Calcul la section brute : } A \geq N_{sd} * \gamma_{m0} / f_y \Rightarrow A \geq 6,65 \text{ cm}^2$$

Soit des double cornières a ailes égales 2(L45*45*4,5) (A = 7,8 cm²)

VI.3.3 Vérification à la résistance ultime de la section :

$$N_{sd} \leq N_{u,rd} = 0,9 * A_{nette} * f_u / \gamma_{m2}$$

On opte des double cornières 2(L45*45*4,5) avec un boulon de 12mm et un trou 13 mm

$$A_{nette} = 2 * (3,9 - (1,3 * 0,45)) \Rightarrow A_{nette} = 6,63 \text{ cm}^2$$

$$N_{sd} = 156,189 \text{ KN} \leq N_{u,rd} = 0,9 * 6,63 * 36 / 1,25 = 171,85 \text{ KN} \quad (\text{vérifiée})$$

VI.4 Pré-dimensionnement de la poutre sablière :

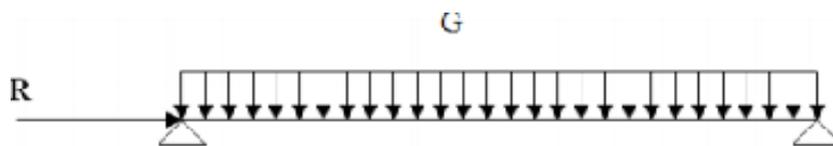


Figure VI.5 : Schéma statique de la poutre sablière

La poutre sablière est considérée comme une barre de contreventement verticale, elle est soumise à un effort horizontal et à son poids, d'où la vérification va se faire en flexion composée

$$N_{max} = N_{sd} = R - F_1 = 110,442 - 11,065 = 99,377 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = A * f_y / \gamma_{m0} \geq N_{max} \Rightarrow A \geq N_{sd} * \gamma_{m0} / f_y = 4,23 \text{ cm}^2$$

On opte IPE 160 (20,1 cm²)

Vérification vis à vis de l'instabilité :

$$\text{La vérification à faire : } N_{sd} / \chi_{min} * N_{pl,rd} + K_y * M_{y,sd} / M_{ply,rd} \leq 1$$

Calcul les élancements :

$$\lambda_{LT} = (300/1,84) / 1,132^{0,5} * \left[1 + \frac{1}{20} * \left(\frac{300}{1,84} / \frac{16}{0,74} \right) \right]^{0,25} = 141,46$$

Chapitre VI : Contreventements

$\bar{\lambda}_{LT} 1,506 > 0,4$ (il y a risque de déversement)

La vérification à faire : $\frac{N_{sd}}{\chi_{min}} * N_{pl,rd} + K_{LT} * \frac{M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \leq 1$

$$M_{y,sd} = 1,5 * q * L^2 / 8 = 3,483 \text{ KN.m}$$

$$N_{ply,rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{m0}} = 23,5 * 20,1 / 1 = 472,35 \text{ KN}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma_{m0}} = 123,9 * 23,5 * 10^{-2} / 1 = 29,12 \text{ KN.m}$$

On a : $h/b = 1,95 > 1,2$ et $t_f = 7,4 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$  courbe (a)

$$\frac{99,377}{0,2682 * 472,35} + \frac{1,506 * 3,483}{29,12} = 0,965 < 1 \text{ (vérifiée)}$$

Donc on opte IPE 160.

Chapitre VII :
Etude sismique.

Chapitre VII : Etude sismique

VII.1. Introduction :

Un séisme ou tremblement de terre est une secousse du sol résultat de la libération brusque d'énergie accumulées par les contraintes exercées sur les roches, ces dernières se traduisent en surface par des vibrations du sol. Ce phénomène est l'un des plus graves désastres pour l'humanité.

Alors il nous faut une bonne conception des structures à fin d'éviter les endommagements causés par ce phénomène.

Pour cela l'application de la règle parasismique actuelle "RPA99 version 2003" concerne le calcul des charges sismiques et les dispositions constructives sont obligatoires pour toutes les constructions abritant des personnes, situées dans toutes les zones sauf 0.

D'après le RPA la détermination de la réponse d'une structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul.

- **Méthode statique équivalente.**
- **Méthode d'analyse spectrale.**
- **Méthode d'analyse dynamique par accélérographe.**

VII.2. Méthode statique équivalente :

VII.2.1. Généralité :

Le calcul statique de la construction est justifié quand le bâtiment vérifie les conditions imposées par le RPA 99 :

- ✓ La symétrie en plan.
- ✓ la hauteur du bâtiment à la limite de la tolérance fixée par le règlement (65 m en zone I et II et à 30 m en zone III).
- ✓ La régularité des formes planes en plan et en élévation.

Ce mode de calcul substitue aux efforts dynamiques réels les sollicitations statiques résultantes de la considération de système de force fictive.

VII.2.2. Évaluation de la force sismique :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

VII.2.3. résultante de force sismique :

La force sismique totale sera distribuée horizontalement et verticalement sur les différents éléments de la structure.

A la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente. **Article 4-6-3 RPA99**

VII.2.3.1 Calcul de la force sismique :

- ✓ **Coefficient d'accélération de la zone A :**

A : donné par le **Tab 4-1 RPA 99** suivant la zone et le groupe d'usage du bâtiment.

La zone d'implantation de notre structure est Bejaia classée comme zone II_a dans la carte sismique

Chapitre VII : Etude sismique

$A = 0,15$; zone II_a, groupe d'usage 2 (bâtiment industrielle).

✓ **Coefficient de comportement R :**

D'après le **Tab 4-3 RPA 99**, l'évaluation du coefficient de comportement **R** est suivant la description du système de contreventement.

Donc : $R = 4$ (ossature contreventée par palées triangulées en X)

✓ **Facteur de qualité Q :**

D'après le **Tab 4-4 RPA 99** il est donné par l'expression $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

Critère « q »	P _q	
	Sens x	Sens-y
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
Q	1,05	1,15

✓ **Pourcentage d'amortissement critique ξ :**

ξ (%) en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages ;

ξ : Est donnée par le **Tab 4.2 du RPA99** : $\xi = 4\%$ (portique acier remplissage léger)

✓ **Facteur de correction d'amortissement η :**

Donné par la formule : $\eta = \sqrt{7/2 + \xi} \geq 0,7$

$$\eta = \sqrt{7/2 + 4} = 1,08 > 0,7$$

✓ **Le facteur d'amplification dynamique D :**

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

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

T₁, T₂ : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le **Tab 4.7 du RPA99/v2003**

Chapitre VII : Etude sismique

Site S_2 : $T_1 = 0,15$ s et $T_2 = 0,40$ s

✓ **Période fondamentale de la structure :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formule empirique ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le RPA 99 / version 2003 par la formule :

$$T = C_T * h_N^{3/4}$$

C_T : est un coefficient qui est en fonction du système de contreventement, du type de remplissage et est donnée par le **Tab 4-6 du RPA 99 V 2003**

Portique auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie $C_T = 0,085$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$$T = C_T * h_N^{3/4} = 0,085 * 14,5^{3/4} = 0,632 \text{ S}$$

On trouve que $T_2 = 0,4 \leq T = 0,632 \leq 3,0$ s

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 * 1,08 * (0,4/0,632)^{2/3} = 1,99$$

✓ **poids total de la structure W_t :**

D'après le dimensionnement de la structure sur le robot on trouve $W_t = 2521,8741$ kn

✓ **Calcul de la force sismique totale :**

$$V_x = A.D.Q/R = 0,15 \times 1,05 \times 1,99 \times 2521,87/4 = 197,60 \text{ kn}$$

$$V_y = A.D.Q/R = 0,15 \times 1,15 \times 1,99 \times 2521,87/4 = 216,42 \text{ kn}$$

VII.3 Méthode dynamique modèle spectrale :

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

a. Principe de la méthode spectrale :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismique représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure

b. spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul **RPA 99 v 2003** :

$$S_a/g = \begin{cases} 1,25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta (1,25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T > 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

Chapitre VII : Etude sismique

Avec les coefficients A, R, Q, T_1 , η , T_2

✓ schématisation du spectre de réponse suivant x, y :

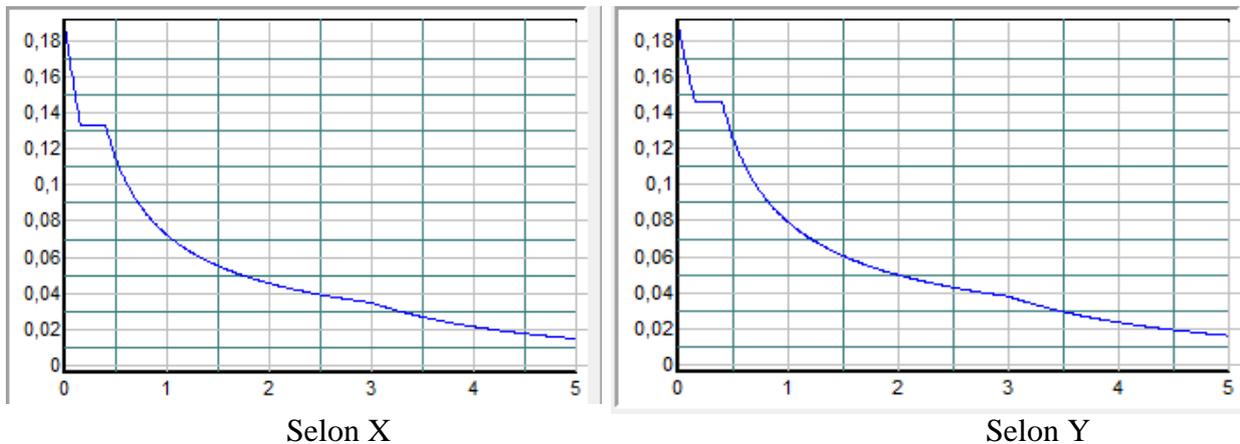


Figure VII.1. Schématisation du spectre de réponse selon X, Y

VII.3.1 Nombre de modes de vibrations à considérer :

Le nombre de modes de vibration à retenir doit être tel que :

-La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

-ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5 % de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure

VII.3.2 Résultat de calcul :

✓ 1. pourcentage de la participation de masse :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
4/ 1	1,52	0,66	0,00	54,73	0,0	0,00	54,73	0,0
4/ 2	1,83	0,55	33,78	54,73	0,0	33,78	0,00	0,0
4/ 3	1,90	0,53	33,81	54,73	0,0	0,03	0,00	0,0
4/ 4	1,96	0,51	38,91	54,73	0,0	5,11	0,00	0,0
4/ 5	2,03	0,49	38,91	81,56	0,0	0,00	26,82	0,0
4/ 6	2,69	0,37	38,94	81,56	0,0	0,02	0,00	0,0
4/ 7	2,76	0,36	72,00	81,56	0,0	33,07	0,00	0,0
4/ 8	2,79	0,36	72,04	81,82	0,0	0,03	0,26	0,0
4/ 9	3,21	0,31	80,89	81,82	0,0	8,85	0,00	0,0
4/ 10	3,37	0,30	80,89	81,83	0,0	0,00	0,01	0,0

Tab VII.1 Pourcentage de participation de masse

✓ Les réponses modales de la structure :

Déformation modale :

la déformation de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants

Mode 1 : translation suivant y-y, période T= 0,66 s

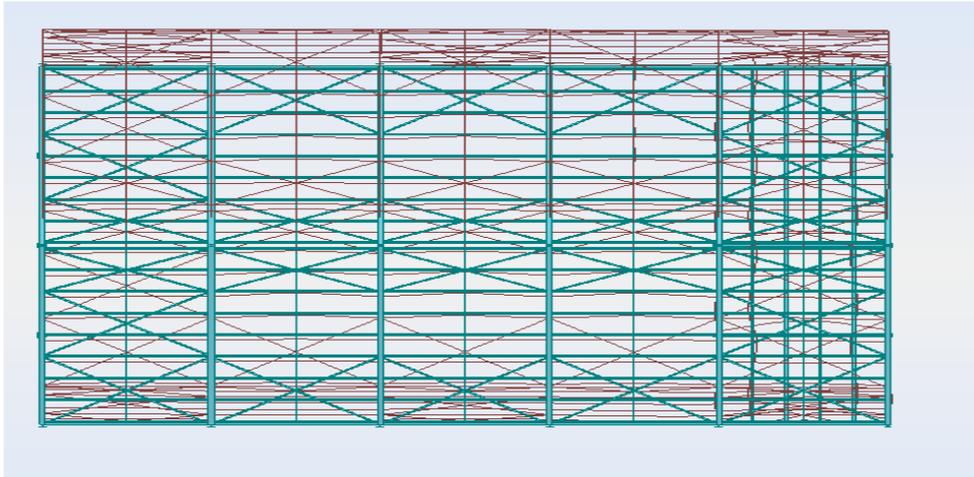


Figure VII.2 mode de déformation (1)

Mode 2 : translation suivant x-x, période $T= 0,55$ s

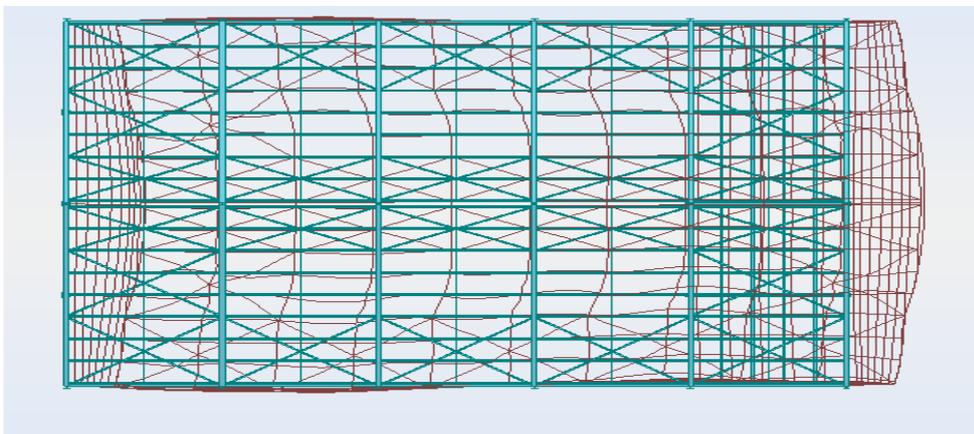


Figure VII.3 mode de déformation (2)

Mode 3 : rotation suivant z-z, période $T= 0,53$ s

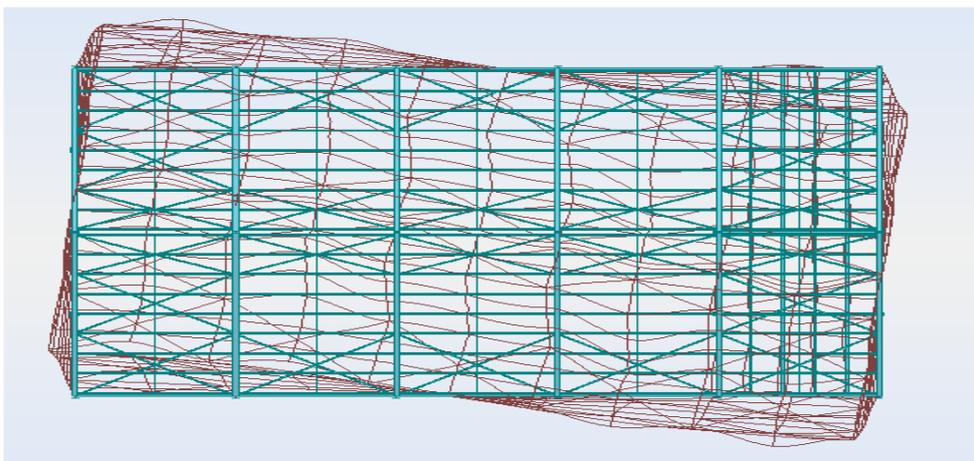


Figure VII.4 mode de déformation (3)

VII.3.3 Analyse des résultats :

Résultantes des forces sismiques de calcul :

Chapitre VII : Etude sismique

Force sismique	$V_{\text{statique}}(\text{kn})$	$0,8V_{\text{statique}}(\text{kn})$	$V_{\text{dynamique}}(\text{kn})$	Observation
Sens xx	197,6	158,08	159,70	CV
Sens yy	216,42	173,14	170,67	CNV

Selon x la condition n'est pas vérifiée donc on doit augmenter les paramètres de la réponse (force, déplacement, moments ...) en multipliant E_Y par rapport $0,8 \frac{V_{\text{st}}}{V_d}$

$$\text{Sens x} = \frac{173,14}{170,67} = 1,0145$$

Donc les résultats sont dans le tableau suivant :

Force sismique	$V_{\text{statique}}(\text{kn})$	$0,8V_{\text{statique}}(\text{kn})$	$V_{\text{dynamique}}(\text{kn})$	observation
Sens xx	197,6	158,08	159,70	CV
Sens yy	216,42	173,14	173,14	CV

✓ Vérification des déplacements :

1^{er} Cas : situation durable :

Les déplacements sont limités à :

✓ Déplacement horizontale :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{150} \text{ sans charge de vent} \\ \frac{h}{125} \text{ avec charge de vent} \end{array} \right. \quad \text{EC3 Art4.2.2 (1) I}$$

✓ Déplacement vertical :

$$\left\{ \frac{L}{200} \right. \quad \text{Avec L : la longueur de la travée} \quad \text{EC3 Tab 4.1}$$

	Combinaison		Déplacements max (cm)	
	Avec le vent	Sans le vent	Avec le vent	Sans le vent
Suivant X	$1,35(G+Q+V_2)$	$1,35(G+Q+N)$	7,4	5,3
Suivant Y	$1,35(G+Q+V_2)$	$1,35(G+Q+N)$	5,2	2,6
Suivant Z	$1,35(G+Q+V_2)$	$1,35(G+Q+N)$	1,7	0,1

Tab VII.2 : Déplacement max en situation durable

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{150} = \frac{1200}{150} = 8,00 \text{ cm} \\ \frac{h}{125} = \frac{1200}{125} = 9,60 \text{ cm} \\ \frac{L}{200} = \frac{1128}{200} = 5,64 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On voit que les déplacements maximaux suivant les trois directions sont inférieurs aux déplacements admissibles donc les déplacements sont vérifiés.

2^{ème} Cas : situation accidentelle :

Chapitre VII : Etude sismique

Le D.T.R RPA 99 V2003 précise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces sismiques seules (Art 4.4.3) et préconise de limiter les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents à 1 % de la hauteur d'étage (Art 5.10).

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R * \delta_{eK} \quad \text{avec:} \quad \delta_{eK} : \text{déplacement du aux forces sismique}$$

$$R : \text{coefficient de comportement}$$

Il s'agit de vérifier le point le plus haut de la toiture par rapport au sol

	Déplacement (cm)		Déplacement relatif (cm)	
	Suivant (X)	Suivant(Y)	Suivant (X)	Suivant(Y)
Toiture h= 14,5 m	-0,4	1,1	-1,2	4,4

Tab VII.3 Déplacement relatif des niveaux

$$h/100 = 1450/100 = 14,5 \text{ cm}$$

Tous les déplacements sont inférieurs à 14,5 cm, donc ils sont vérifiés.

✓ Effet de deuxième ordre :

Les effets de seconde ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,1$$

$$\text{Avec : } P_k = \sum_{i=1}^n W_{Gi} + \beta Q_i$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau « k »

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k »

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : Hauteur de l'étage « k »

-si $0,1 < \theta_k < 0,2$ les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur : $\frac{1}{1 - \theta_k}$

Si $\theta_k > 0,2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Niveau (m)	Δ_k (cm)	P_k (kn)	V_k (kn)	h_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	θ_k
14,5	1,2	2521,8741	400,9	14,5	0,027	0,0017

Tab VII.4 Effet P-Δ suivant x-x

Niveau (m)	Δ_k (cm)	P_k (kn)	V_k (kn)	h_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	θ_k
14,5	4,4	2521,8741	329,99	14,5	0,883	0,065

Tab VII.5 Effet P-Δ suivant y-y

Chapitre VIII : Vérification de l'ossature

VIII.1.Introduction :

Après un pré dimensionnement des éléments effectué au chapitre III et la modélisation de la structure en 3D par robot au chapitre précédent, on se rapproche ainsi du cas réel avec les vraies sollicitations, on passe alors aux différentes vérifications (traction, flambement) des différentes éléments dans le cas les plus défavorables tirés directement du logiciel robot.

VIII.2. Vérification des traverses :

La vérification se fait pour la traverse la plus sollicité, la traverse la plus sollicité est la traverse N°61 et N°62 de longueur 11,28 m comme illustré en rouge sur les figures suivantes, et on a deux cas :

Premier cas : sous N_{\max} et V et $M_{\text{correspond}}$

Deuxième cas : sous M_{\max} et V et $N_{\text{correspond}}$

1. Vérification de la section à la résistance :

a. bilan des efforts :

La vérification à faire est de vérifier l'élément le plus sollicité

Elément	Combinaison	N_{sd} (KN)	V_z (KN)	M_y (KN.m)
N°61	1,35(G+Q+S)	178,09	41,07	1,13
N°62	1,35(G+Q+S)	71,67	72,23	121,63

Tableau VIII 1.Sollicitation sur la traverse

b.1. Classe de la section élément 61 :

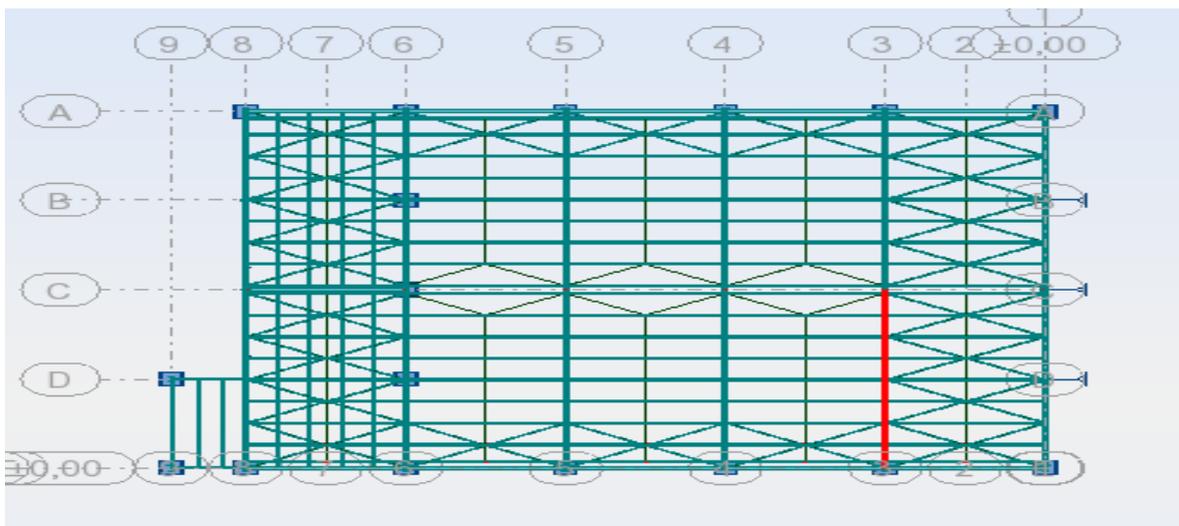


Figure VIII .1 illustration de la traverse N°61

✓ Classe de la semelle :

Chapitre VIII : Vérification de l'ossature

$$c/t_f = b/2/t_f \leq 10 \varepsilon ; \text{ avec : } \varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/235} = 1$$

$$19/2/1,46 = 6,51 \leq 10 \varepsilon \leq 10 \rightarrow \text{classe 1}$$

✓ **Classe de l'âme :**

$$d_c = \left(N_{sd} / t_w \cdot f_y \right) = \left(178,09 / 0,94 \cdot 23,5 \right) = 8,06 \text{ cm}$$

$$\alpha = 1/d \left(d + d_c/2 \right) \leq 1 \rightarrow \alpha = 1/37,88 \left((37,88 + 8,06)/2 \right) = 0,61$$

Pour les sections de classe 1 : $d/t_w \leq 396\varepsilon / (13\alpha - 1)$

$$d/t_w = 40,29 \leq 396\varepsilon / (13\alpha - 1) = (396 \cdot 1) / (13 \cdot 0,61 - 1) = 57,14$$

Âme de Classe 1 \rightarrow la section est de classe 1

c.1. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5V_{pl,rd}$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} f_y}{\sqrt{3} \gamma_{m0}} = 50,85 \cdot 23,5 / \sqrt{3} \cdot 1 = 689,92 \text{ kn}$$

$$V_{sd} / V_{pl,rd} = 41,07 / 689,92 = 0,0595 < 0,5$$

Alors, l'incidence de l'effort tranchant sur le moment résistant peut être négligée.

d.1. Vérification de l'effort normal :

Si $N_{sd} < \min (0,25 N_{pl,rd} ; 0,5A_w f_y / \gamma_{m0})$; il y a pas d'interaction entre le moment résistant

$$N_{pl,rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{m0}} = (98,8 \cdot 23,5) / 1 = 2321,8 \text{ kn} \quad \longrightarrow \quad 0,25 N_{pl,rd} = 580,45 \text{ kn}$$

$$A_w = A - 2 \cdot b \cdot t_f = 43,32 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad 0,5 A_w f_y / \gamma_{m0} = 509,01 \text{ kn}$$

$$N_{sd} = 178,09 < \text{Min} (580,45 ; 509,01) \quad \longrightarrow \quad \text{vérifier}$$

Chapitre VIII : Vérification de l'ossature

Alors, l'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut être négligée

2. Vérification de la résistance de la section transversale :

$$M_{pl,rd} = W_{ply} f_y / \gamma_{m0} = 1702 * 23,5 / 1,1 = 36360,90909 \text{ kn.cm} = 363,61 \text{ kn.m}$$

$$M_{sd} = 1,13 < M_{pl,rd} = 363,61 \quad \Longrightarrow \quad \text{vérifier}$$

3. vérification de l'élément aux instabilités :

Flexion composé avec un risque de flambement :

$$\text{On doit vérifier que : } N_{sd} / \chi_{\min} N_{pl,rd} + K_y M_{y,sd} / M_{pl,rd} \leq 1$$

✓ Flexion composé avec un risque de déversement :

$$\text{On doit vérifier que : } N_{sd} / \chi_z N_{pl,rd} + K_{LT} M_{y,sd} / \chi_{LT} M_{pl,rd} \leq 1$$

✓ Calcul du coefficient de réduction pour le flambement : $\chi_{\min} = \text{Min} (\chi_y; \chi_z)$

✓ Flambement par rapport à l'axe fort y-y :

La longueur de flambement : $L_y = 11,28 \text{ m}$

✓ L'élancement : $\lambda_y = L_y / i_y = 61,039$

✓ L'élancement réduit : $\bar{\lambda}_y = \left(\lambda_y / \lambda_1 \right) * \sqrt{\beta_A} = 0,65$

Avec : $\beta_A = 1$ pour les sections de classe 1, 2 et 3

$$\lambda_1 = \pi \left[E / f_y \right]^{0,5} = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,65 > 0,2 \quad \Longrightarrow \quad \text{il y a de risque de flambement}$$

Courbe de flambement : $h/b = 45/19 = 2,368 > 1,2$ et $14,6 < 40$

$$\text{Axe de flambement y-y} \quad \Longrightarrow \quad \text{courbe de flambement (a)} \quad \Longrightarrow \quad \alpha_y = 0,21$$

$$\varphi_y = 0,5 * \left[1 + \alpha * (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,7585$$

$$\chi_y = 1 / \left(\varphi_y + \sqrt{\varphi_y^2 + \bar{\lambda}_y^2} \right) = 0,5690$$

Chapitre VIII : Vérification de l'ossature

✓ Flambement par rapport à l'axe faible z-z :

La longueur de flambement :

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 $L_{kz}=1,35$ m

✓ **L'élancement** : $\lambda_z = L_z / i_z = 32,766$

✓ **L'élancement réduit** : $\bar{\lambda}_z = \left(\lambda_z / \lambda_1 \right) * \sqrt{\beta_A} = 0,349$

Avec : $\beta_A=1$ pour les sections de classe 1,2 et 3

$$\lambda_1 = \pi \left[E / f_y \right]^{0,5} = 93,9$$

$\bar{\lambda}_z = 0,349 > 0,2$ \Rightarrow il y a de risque de flambement

Courbe de flambement : $h/b = 2,368$

Axe de flambement z-z \Rightarrow courbe de flambement (b) \Rightarrow $\alpha_z = 0,34$

$$\varphi_z = 0,5 * \left[1 + \alpha * (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,586$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + \sqrt{\varphi_z^2 + \bar{\lambda}_z^2}} = 0,789$$

Donc : $\chi_{\min} = \min(\chi_y ; \chi_z) = \chi_y = 0,569$

✓ Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 + \bar{\lambda}_{LT}^2}} ; \varphi_{LT} = 0,5 * \left[1 + \alpha_{LT} * (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

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

$\alpha_{LT} = 0,21$ pour les sections laminées ; $\alpha_{LT} = 0,49$ pour les sections soudées.

✓ L'élancement réduit pour le déversement:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\lambda_{LT} / \lambda_1 \right) * \sqrt{\beta_A}$$

$\bar{\lambda}_{LT}$: Élancement de l'élément vis-à-vis du déversement

Chapitre VIII : Vérification de l'ossature

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{1}{i_z}}{\sqrt{C_1 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{1}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0,25}}} = \frac{\frac{135}{4,12}}{\sqrt{1,132 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{135}{4,12}}{\frac{45}{1,46}} \right)^2 \right]^{0,25}}} = 30,377$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(30,377 / 93,9 \right) * \sqrt{1} = 0,323 < 0,4 \text{ pas de risque de déversement}$$

- ✓ **Calcul de facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion suivant y-y :**

D'après la figure 5.5.3 du CCM.97 : $\beta_M = \beta_{M\psi} + \frac{MQ}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M\psi})$

$$\beta_{M\psi} = 1,8 - 0,7 \psi \text{ avec : } \psi = 0,1/1,13 = 0,088$$

$$MQ = |\max M| = 1,13$$

$$\Delta M = |\max M| + |\min M| = 1,23$$

$$\beta_{M,Q} = 1,3 \text{ cas d'une charge uniformément répartie}$$

$$\beta_{M\psi} = 1,8 - 0,7 \psi = 1,738$$

$$\beta_{Mz} = 1,738 + 1,13/1,231(1,3 - 1,738) = 1,336$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 * \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} = 0,349(2 * 1,336 - 4) + (276,4 - 176,4)/176,4 = 0,103$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y N_{sd}}{\chi_y A f_y} \text{ et } K_y \leq 1,5 \rightarrow K_y = 1 - (0,103 * 178,09) / (98,8 * 23,5 * 0,789) = 0,9899$$

- ✓ **Vérification au flambement :** $\frac{N_{sd}}{\chi_{min} N_{pl,rd}} + \frac{K_y M_{y,sd}}{M_{pl,rd}} \leq 1$

$$178,09 / (0,569 * 2321,8) + (0,9899 * 1,13) / 363,61 = 0,14 < 1$$

b.2. Classe de la section élément 62 :

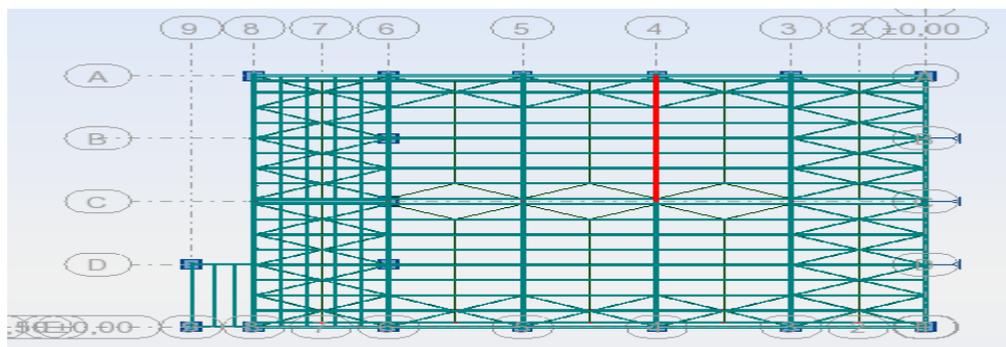


Figure VIII .2 illustration de la traverse N°62

Chapitre VII :
Vérification de l'ossature.

Chapitre VIII : Vérification de l'ossature

Classe de la semelle : $c/t_f = b/2/t_f \leq 10 \varepsilon$; avec : $\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/235} = 1$

$$19/2/1,46 = 6,51 \leq 10 \varepsilon \leq 10 \rightarrow \text{classe 1}$$

Classe de l'âme :

$$d_c = \left(N_{sd} / t_w \cdot f_y \right) = \left(71,67 / 0,94 * 23,5 \right) = 3,24 \text{ cm}$$

$$\alpha = 1/d \left(d + d_c/2 \right) \leq 1 \rightarrow \alpha = 1/37,88 \left((37,88 + 3,24)/2 \right) = 0,54$$

Pour les sections de classe 1 : $d/t_w \leq 396\varepsilon / (13\alpha - 1)$

$$d/t_w = 40,29 \leq 396\varepsilon / (13\alpha - 1) = (396*1) / (13*0,54 - 1) = 65,78$$

Ame de Classe 1 \rightarrow la section est de classe 1

c.2. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5V_{pl,rd}$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} f_y}{\sqrt{3} \gamma_{m0}} = 50,85 * 23,5 / \sqrt{3} * 1 = 689,92 \text{ kn}$$

$$V_{sd} / V_{pl,rd} = 72,23 / 689,92 = 0,105 < 0,5$$

Alors, l'incidence de l'effort tranchant sur le moment résistant peut être négligée.

d.2. Vérification de l'effort normal :

Si $N_{sd} < \min (0,25 N_{pl,rd} ; 0,5A_w f_y / \gamma_{m0})$; il y a pas d'interaction entre le moment résistant

$$N_{pl,rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{m0}} = (98,8 * 23,5) / 1 = 2321,8 \text{ kn} \quad \longrightarrow \quad 0,25 N_{pl,rd} = 580,45 \text{ kn}$$

$$A_w = A - 2 * b * t_f = 43,32 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad 0,5 A_w f_y / \gamma_{m0} = 509,01 \text{ kn}$$

$$N_{sd} = 71,67 < \text{Min} (580,45 ; 509,01) \quad \longrightarrow \quad \text{vérifier}$$

Chapitre VIII : Vérification de l'ossature

Alors, l'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut être négligée

2. Vérification de la résistance de la section transversale :

$$M_{pl,rd} = W_{ply} f_y / \gamma_{m0} = 1702 * 23,5 / 1,1 = 36360,90909 \text{ kn.cm} = 363,61 \text{ kn.m}$$

$$M_{sd} = 121,63 < M_{pl,rd} = 363,61 \quad \Longrightarrow \quad \text{vérifier}$$

3. vérification de l'élément aux instabilités :

✓ Flexion composé avec un risque de flambement :

$$\text{On doit vérifier que : } N_{sd} / \chi_{\min} N_{pl,rd} + K_y M_{y,sd} / M_{pl,rd} \leq 1$$

✓ Flexion composé avec un risque de déversement :

$$\text{On doit vérifier que : } N_{sd} / \chi_z N_{pl,rd} + K_{LT} M_{y,sd} / \chi_{LT} M_{pl,rd} \leq 1$$

✓ Calcul du coefficient de réduction pour le flambement : $\chi_{\min} = \text{Min}(\chi_y; \chi_z)$

✓ Flambement par rapport à l'axe fort y-y :

La longueur de flambement : $L_y = 11,28 \text{ m}$

✓ L'élancement : $\lambda_y = L_y / i_y = 61,039$

✓ L'élancement réduit : $\bar{\lambda}_y = \left(\lambda_y / \lambda_1 \right) * \sqrt{\beta_A} = 0,65$

Avec : $\beta_A = 1$ pour les sections de classe 1, 2 et 3

$$\lambda_1 = \pi \left[E / f_y \right]^{0,5} = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,65 > 0,2 \quad \Longrightarrow \quad \text{il y a de risque de flambement}$$

Courbe de flambement : $h/b = 45/19 = 2,368 > 1,2$ et $14,6 < 40$

$$\text{Axe de flambement y-y} \quad \Longrightarrow \quad \text{courbe de flambement (a)} \quad \Longrightarrow \quad \alpha_y = 0,21$$

$$\varphi_y = 0,5 * \left[1 + \alpha * (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,7585$$

$$\chi_y = 1 / \left(\varphi_y + \sqrt{\varphi_y^2 + \bar{\lambda}_y^2} \right) = 0,5690$$

Chapitre VIII : Vérification de l'ossature

✓ Flambement par rapport à l'axe faible z-z :

La longueur de flambement :

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 $L_{kz}=1,35$ m

$$✓ \text{ L'élancement : } \lambda_z = L_z / i_z = 32,766$$

$$✓ \text{ L'élancement réduit : } \bar{\lambda}_z = \left(\lambda_z / \lambda_1 \right) * \sqrt{\beta_A} = 0,349$$

Avec : $\beta_A=1$ pour les sections de classe 1,2 et 3

$$\lambda_1 = \pi \left[E / f_y \right]^{0,5} = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,349 > 0,2 \quad \Longrightarrow \quad \text{il y a de risque de flambement}$$

Courbe de flambement : $h/b = 2,368$

$$\text{Axe de flambement z-z} \quad \Longrightarrow \quad \text{courbe de flambement (b)} \quad \Longrightarrow \quad \alpha_z = 0,34$$

$$\varphi_z = 0,5 * \left[1 + \alpha * (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,586$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + \sqrt{\varphi_z^2 + \bar{\lambda}_z^2}} = 0,789$$

Donc : $\chi_{\min} = \min(\chi_y ; \chi_z) = \chi_y = 0,569$

$$✓ \text{ L'élancement réduit pour le déversement: } \bar{\lambda}_{LT} = \left(\lambda_{LT} / \lambda_1 \right) * \sqrt{\beta_A}$$

$\bar{\lambda}_{LT}$: Élancement de l'élément vis-à-vis du déversement

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{1}{i_z}}{\sqrt{C_1 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{1}{\frac{i_z}{h}} \right)^2 \right]}} \quad \frac{\frac{135}{4,12}}{\sqrt{1,132 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{135}{\frac{4,12}{1,46}} \right)^2 \right]}} = 30,377$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(30,377 / 93,9 \right) * \sqrt{1} = 0,323 < 0,4 \text{ pas de risque de déversement}$$

✓ Calcul de facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion suivant y-y :

Chapitre VIII : Vérification de l'ossature

D'après la figure 5.5.3 du CCM.97 : $\beta_M = \beta_{M\psi} + \frac{MQ}{\Delta M}(\beta_{M,Q} - \beta_{M\psi})$

$$\beta_{M\psi} = 1,8 - 0,7 \psi \text{ avec : } \psi = -121,63/193,52 = -0,628$$

$$MQ = |\max M| = 121,63$$

$$\Delta M = |\max M| + |\min M| = 315,15$$

$\beta_{M,Q} = 1,3$ cas d'une charge uniformément répartie

$$\beta_{M\psi} = 1,8 - 0,7 \psi = 2,2396$$

$$\beta_{My} = 2,2396 + 121,63/315,15(1,3 - 2,2396) = 1,829$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y(2 * \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} = 0,65(2 * 1,829 - 4) + (276,4 - 176,4)/176,4 = 0,344$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y N_{sd}}{\chi_y A f_y} \text{ et } K_y \leq 1,5 \rightarrow K_y = 1 - (0,344 * 71,67)/(98,8 * 23,5 * 0,789) = 0,9865$$

$$\checkmark \text{ Vérification au flambement : } \frac{N_{sd}}{\chi_{\min} N_{pl,rd}} + \frac{K_y M_{y,sd}}{M_{pl,rd}} \leq 1$$

$$71,67 / (0,569 * 2321,8) + (0,9865 * 121,63) / 363,61 = 0,38 < 1$$

✓ **Conclusion :**

Le profiler choisi IPE 450 est adéquat comme traverse

VIII.3. Vérification des poteaux :

Les éléments poteaux de la structure sont soumis à une compression et une flexion suivant les deux axes (y-y) et (z-z).

Les sollicitations les plus défavorables tirés à partir du robot sont :

Dans notre cas : les poteaux les plus sollicités sont N°14 et N°12 de hauteur 12 m comme illustré en rouge sur les figures suivantes ;

Premier cas : sous N_{\max} et V et $M_{\text{correspond}}$

Deuxième cas : sous M_{\max} et V et $N_{\text{correspond}}$

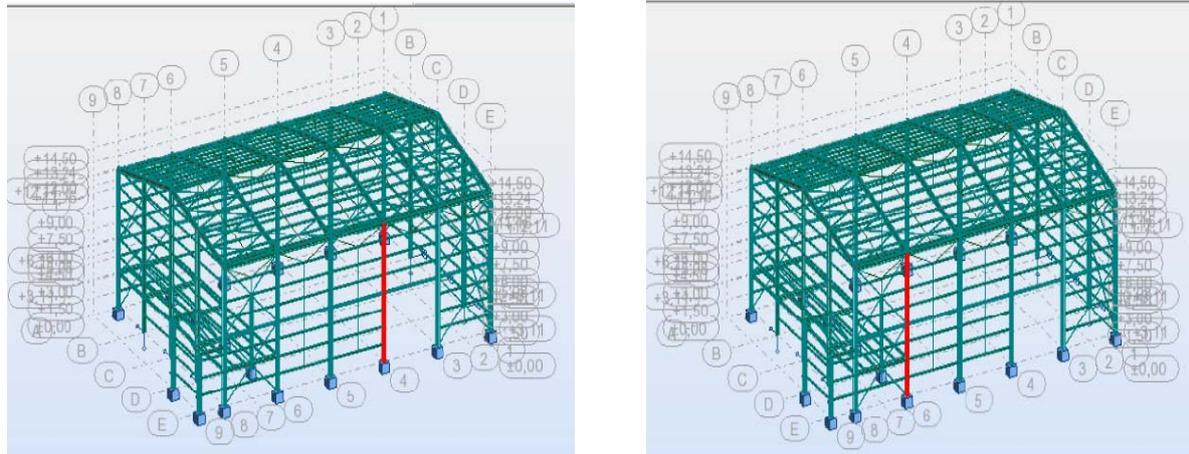


Figure VIII .3 illustration des poteaux N°14 et N°12

✓ Vérification par un calcul manuel :

Poteaux	Combinaison	N_{sd} (kn)	V_z (kn)	M_y (kn.m)	M_z (kn.m)
14	1,35(G+Q+V _{s1})	199,03	18,03	107,87	0,01
12	1,35(G+Q+N)	105,95	26,46	194,09	0,26

Tableau VIII.2 : sollicitation sur le poteau

1. Vérification à la résistance :

✓ Classe de la section poteau 14 :

Classe de la semelle (semelle comprimée): $c/t_f = b/2/t_f \leq 10$

$\varepsilon \rightarrow 30/2/1,75 = 8,57 \leq 10 \rightarrow$ semelle classe 1

Classe de l'âme (flexion composée) : $d/t_w \leq 72 \varepsilon \rightarrow 261/10 \rightarrow 26,1 \leq 72 \rightarrow$ âme de classe 1

La section de classe 1

2. Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification aux instabilités est donnée par la formule suivant :

✓ Flexion composée avec un risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} * A * f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_y M_{y_{sd}}}{W_{ply} * f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_z M_{z_{sd}}}{W_{plz} * f_y / \gamma_{m1}} \leq 1$$

✓ Calcul de χ_{min} : $\chi_{min} = \min(\chi_y ; \chi_z)$

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

Chapitre VIII : Vérification de l'ossature

$$i_y = \sqrt{I_y/A} = \sqrt{33089,9/142,8} = 15,22 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 0,5l_{ky}/i_y = 600/15,22 = 39,42$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\lambda/\lambda_1 \right] [\beta_w]^{0,5} ; \text{ avec : } \beta_w = 1 ; \implies \bar{\lambda}_y = 39,42/93,9 = 0,42$$

il ya risque de flambement

$$h/b = 350/300 = 1,17 < 1,2 \text{ et } t_f = 17,5 < 100 \text{ mm}$$

Axe de flambement y-y → la courbe de flambement (b) → $\alpha_y = 0,34$

$$\varphi_y = 0,5 * \left[1 + \alpha * (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,6256$$

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + \sqrt{\varphi_y^2 + \bar{\lambda}_y^2}} = 0,7251$$

✓ **Flambement suivant l'axe faible z-z :**

$$i_z = \sqrt{I_z/A} = 7,43$$

$$\lambda_z = 0,5l_{kz}/i_z = 10,09$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\lambda/\lambda_1 \right] [\beta_w]^{0,5} ; \text{ avec : } \beta_w = 1 ; \implies \bar{\lambda}_z = 0,107 < 0,2 \text{ pas risque de flambement}$$

✓ **Calcul l'élancement réduit vis-vis à de déversement $\bar{\lambda}_{LT}$:**

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{1}{i_z}}{\sqrt{C_1 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{1}{\frac{i_z}{h}} \right)^2 \right]^{0,25}}} = \frac{\frac{1200}{7,43}}{\sqrt{1,132 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{1200}{\frac{7,43}{35}} \right)^2 \right]^{0,25}}} = 105,67$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\lambda_{LT} / \lambda_1 \right) * \sqrt{\beta_A} = 150,67/93,9 = 1,604 \rightarrow \text{il ya un risque de déversement}$$

✓ **Calcul des coefficients K_y et K_z :**

$$\mu_y = \mu_y = \bar{\lambda}_y (2 * \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} ; \mu_z = \mu_z = \bar{\lambda}_z (2 * \beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}}$$

✓ **Suivant axe y-y :** $\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 * \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} =$

Chapitre VIII : Vérification de l'ossature

$$\mu_y = 0,42(2*1,3-4) + (2088,5 - 1890,8/1890,8) = -0,483$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y N_{sd}}{\chi_y A f_y} \text{ et } K_y \leq 1,5 \rightarrow K_y = 1 - (-0,483 * 199,03) / (0,7251 * 23,5 * 142,8) = 1,039$$

N_{sd} (kn)	$M_{y,sd}$ (kn.m)	$M_{z,sd}$ (kn.m)
199,03	107,87	0,01

$$N_{pl,rd} = A * f_y / \gamma_{m_0} = 142,8 * 23,5 / 1 = 3355,8 \text{ kn}$$

$$M_{pl,rd} = 2088,5 * 23,5 * 10^{-2} / 1,1 = 446,18$$

$$199,03 / (0,7251 * 142,8 * 23,5) + 1,039 * 107,87 / (2088,5 * 23,5) = 0,084 \leq 1$$

✓ **Vérification avec logiciel robot :**

14 Poteau_14	<input checked="" type="checkbox"/>	HEA 360	ACIER E24	78.82	161.45	0.51	43 1.35(G+Q+V1S)
--------------	-------------------------------------	---------	-----------	-------	--------	------	------------------

✓ **Pour le deuxième cas :**

✓ **Flexion composée avec un risque de flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} * A * f_y / \gamma_{m_1}} + \frac{K_y M_{y,sd}}{W_{ply} * f_y / \gamma_{m_1}} + \frac{K_z M_{z,sd}}{W_{plz} * f_y / \gamma_{m_1}} \leq 1$$

✓ **Calcul de χ_{min} : $\chi_{min} = \min(\chi_y ; \chi_z)$**

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

$$i_y = \sqrt{I_y / A} = 15,22 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 0,5 l_{ky} / i_y = 600 / 15,22 = 39,42$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\lambda / \lambda_1 \right] [\beta_w]^{0,5} ; \text{ avec : } \beta_w = 1 ; \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 39,42 / 93,9 = 0,42$$

Il ya risque de flambement

$$h/b = 350/300 = 1,17 < 1,2 \text{ et } t_f = 17,5 < 100 \text{ mm}$$

Axe de flambement y-y → la courbe de flambement (b) → $\alpha_y = 0,34$

$$\phi_y = 0,5 * \left[1 + \alpha * (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,6256$$

Chapitre VIII : Vérification de l'ossature

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + \sqrt{\varphi_y^2 + \bar{\lambda}_y^2}} = 0,7251$$

✓ **Flambement suivant l'axe faible z-z :**

$$i_z = \sqrt{I_z/A} = 7,43$$

$$\lambda_z = 0,5 l_{kz} / i_z = 10,090$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\lambda / \lambda_1 \right] [\beta_w]^{0,5} ; \text{ avec : } \beta_w = 1 ; \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \bar{\lambda}_z = 0,107 < \text{pas risque de flambement}$$

✓ **Calcul l'élancement réduit vis-vis à de déversement $\bar{\lambda}_{LT}$:**

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{1}{i_z}}{\sqrt{c_1 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{1}{i_z} \right)^2 \right]}} = 150,67$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\lambda_{LT} / \lambda_1 \right) * \sqrt{\beta_A} = 150,67 / 93,9 = 1,125 \rightarrow \text{il ya un risque de déversement}$$

$$\mu_y = 0,42(2 * 1,3 - 4) + (2088,5 - 1890,8 / 1890,8) = -0,483$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y N_{sd}}{\chi_y A f_y} \text{ et } K_y \leq 1,5 \rightarrow K_y = 1 - (-0,483 * 199,03) / (0,7251 * 23,5 * 142,8) = 1,039$$

✓ **Calcul des coefficients K_y et K_z :**

N_{sd} (kn)	$M_{y,sd}$ (kn.m)	$M_{z,sd}$ (kn.m)
105,95	194,09	0,26

$$N_{pl,rd} = A * f_y / \gamma_{m0} = 142,8 * 23,5 / 1 = 3355,8 \text{ kn}$$

$$M_{pl,rd} = 2088,5 * 23,5 * 10^{-2} / 1,1 = 446,18$$

$$105,95 / (0,7251 * 142,8 * 23,5) + 1,039 * 194,09 / (2088,5 * 23,5) = 0,048 \leq 1$$

✓ **Vérification avec logiciel robot :**

12 Poteau_12	<input checked="" type="checkbox"/>	HEA 360	ACIER E24	78.82	161.45	0.53	28 1.35 (G+Q+N)
--------------	-------------------------------------	---------	-----------	-------	--------	------	-----------------

✓ **Conclusion :** le profilé choisi HEA 360 est adéquat comme poteau.

Chapitre VIII : Vérification de l'ossature

VIII.4. Vérification des diagonales des contreventements poutre au vent :

✓ Pignon :

La vérification se fait pour la diagonale la plus sollicitée sur le pignon, qui est la barre N° 584 sous la combinaison 1,35(G+Q+N) comme illustré en rouge sur la figure suivante ;

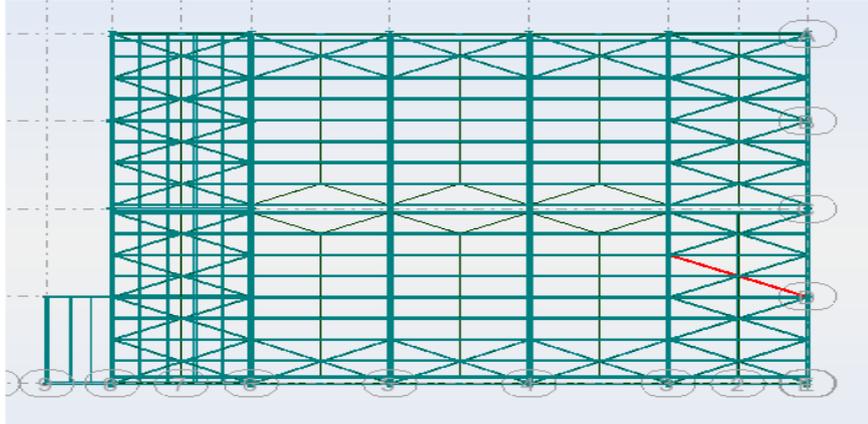


Figure VIII .4 illustration de la barre N°584

L'effort dans la poutre au vent : $N_{sd}(\text{kn})=77,17 \text{ kn}$

✓ Vérification à la traction :

On a : ($A= 5,79 \text{ cm}^2$)

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow 77,17 \text{ kn} \leq 5,79 * 23,5 / 1,1 = 123,69 \text{ kn}$$

VIII.5. Vérification des diagonales de la palée de stabilité :

L'effort dans le palée de stabilité : $N_{sd}(\text{kn})=52,68 \text{ kn}$

La combinaison 1,35(G+Q+V_{1S})

✓ Vérification à la traction :

On a : ($A = 8,13 \text{ cm}^2$)

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{m0}} = 52,68 \leq 8,13 * 23,5 / 1,1 = 173,69 \text{ kn}$$

Chapitre IX :
Calcul des assemblages.

Chapitre IX : Calcul des assemblages

IX. Introduction :

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction, Les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc de point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels ; En cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause .

- Les assemblages sont des ensembles constitués de plusieurs composants.
- Les abouts des éléments structurels liaisonnés.
- Les pièces accessoires de liaison
- Les organes de fixation proprement dits assurant la solidarisation effective entre les composants en présence.

IX.1 Rôle des assemblages

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la réparation des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion .

Pour réaliser une structure métallique ; on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage, rabotages).
- Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticulés)

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés : qui transmettront uniquement les efforts normaux et les tranchants.
- Les assemblages rigides : qui transmettront en outre les divers moments.

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.6
$f_{yb} (N/mm^2)$	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{ub} (N/mm^2)$	400	400	500	500	600	600	800	1000

Tableau IX.1 : Caractéristique mécanique des boulons selon leur classe d'acier.

IX.2 Fonctionnement des assemblages :

Les principaux modes d'assemblages sont

01) le rivetage 02) le boulonnage 03) le soudage 04) le collage

Qui correspondent à deux types de fonctionnement distincts :

-le fonctionnement par obstacle : c'est le cas des boulons ordinaires, non précontraint dont les tiges reprennent les efforts et fonctionnant en cisaillement.

- le fonctionnement par adhérence : dans ce cas la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact, cela concerne le soudage, le collage, le boulonnage par boulons HR. 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

:

Chapitre IX : Calcule des assemblages

Désignation	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24
d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24
d ₀ (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26
A (mm ²)	50,3	78,5	113	154	201	254	314	380	452
A _S (mm ²)	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353
Ø rondelle (mm)	16	20	24	27	30	34	36	40	44
Ø Clé (mm)	21	27	31	51	51	51	58	58	58
d _m (mm)	14	18,3	20,5	23,7	24,58	29,1	32,4	34,5	38,8

Tableau IX.2 : Principe caractéristique géométrique

d : diamètre de la partie non filetée de la vis.

d₀ : diamètre nominal du trou.

A : section nominale du boulon.

A_S : section résistante de la partie filetée.

IX.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.

Un bon dimensionnement n'est pas suffisant, si la conception n'est pas correcte, au travers de l'assemblage la transmission parfaite des forces doit être parfaite afin de ne pas créer des efforts ou des moments secondaires parasites.

IX.4. Calcul d'assemblages :

IX.4.1. Assemblage traverse – traverse :

L'assemblage **traverse – traverse** est réalisé par l'intermédiaire d'une platine boulonnée, il est sollicité par des efforts de combinaison la plus défavorable.

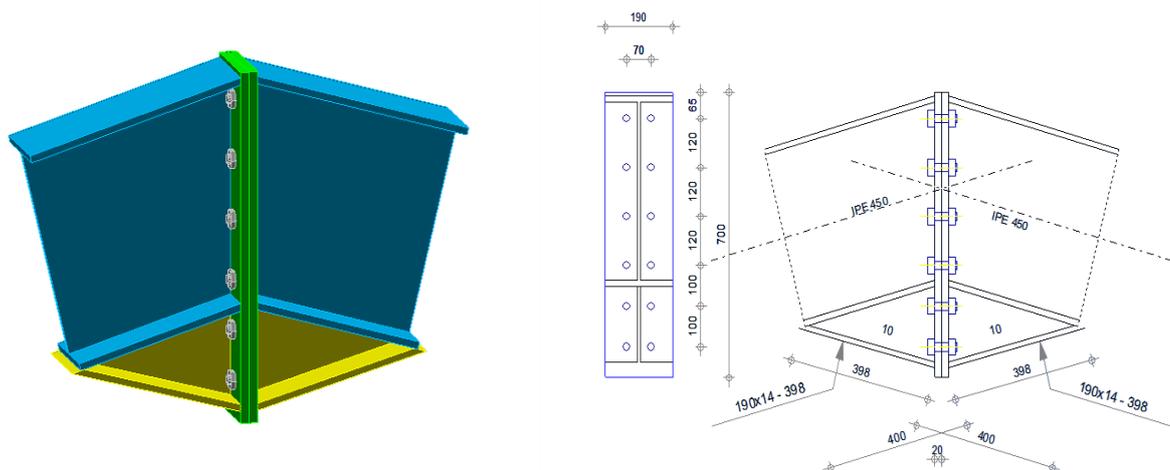


Figure IX.1 Représentation de l'assemblage traverse – traverse.

01) Efforts de calcul :

Chapitre IX : Calcul des assemblages

$$M_{\max} = 121,63 \text{ KN.m.}$$

$$N_{\text{cor}} = 71.67 \text{ KN.}$$

$$V_{\text{cor}} = 22.42 \text{ KN.}$$

a. Dimensionnements des boulons :

02) Choix des diamètres des boulons :

Le choix se fait suivant l'épaisseur des pièces assemblées et selon le type de profilés, on choisit des boulons de diamètre **M20** de classe **8.8**

03) Disposition des boulons :

Les pièces ne sont pas soumises aux intempéries et ne sont pas situées dans des conditions favorisant l'oxydation.

04) Entre axe des boulons :

$$P1 \geq 2,2d_0; \quad P2 \geq 3d_0$$

Avec : $d_0 = 22 \text{ mm}$ (Tableau 6.1 Euro code 3)

$$P1 \geq 2,2 \times 22 = 48,4 \text{ mm} \text{ On prend : } P1 = 100 \text{ mm}$$

$$P2 \geq 3 \times 22 = 66 \text{ mm} \text{ On prend : } P2 = 120 \text{ mm}$$

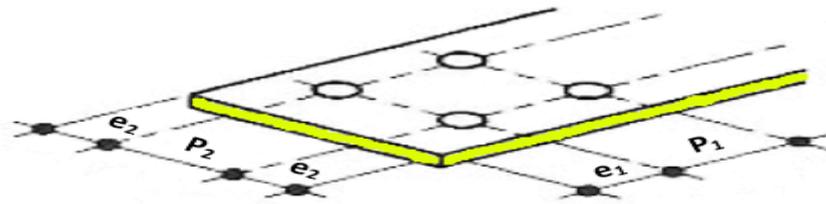


Figure IX.2 Désignation des entraxes et des pincées.

04) Pince longitudinale :

$$e_1 \geq 1.2d_0 \rightarrow e_1 \geq 1.2 \times 22 = 26.4 \text{ mm} \text{ On prend : } e_1 = 75 \text{ mm.}$$

05) Pince transversale :

$$e_2 \geq 1.5d_0 \rightarrow e_2 \geq 1.5 \times 22 = 33 \text{ mm} \text{ On prend : } e_2 = 90 \text{ mm}$$

Détermination des efforts dans les boulons :

$$d_1 = 560 \text{ mm} ; d_2 = 440 \text{ mm} ; d_3 = 320 \text{ mm} ; d_4 = 200 \text{ mm} ; d_5 = 100 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = 560^2 + 440^2 + 320^2 + 200^2 + 100^2 = 0,66 \text{ m}^2.$$

$$N_i = \frac{M \cdot d_i}{\sum d_i^2} \rightarrow N_1 = \frac{121,63 \cdot 0,56}{0,66} = 103,20 \text{ Kn} ; N_2 = \frac{121,63 \cdot 0,44}{0,66} = 81,08 \text{ Kn} ; N_3 = \frac{121,63 \cdot 0,32}{0,66} =$$

$$58,97 \text{ Kn} ; N_4 = \frac{121,63 \cdot 0,2}{0,66} = 36,85 \text{ Kn} ; N_5 = \frac{121,63 \cdot 0,1}{0,66} = 18,42 \text{ Kn}$$

Vérification de la résistance de l'assemblage des boulons à l'ELU :

Vérification au moment résistant :

$$M_R = \frac{F_p \cdot \sum d_i^2}{d_i^1}$$

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s \dots \dots \dots \text{ (Euro code 3 chap. 6.5.8.3)}$$

F_p : force de précontrainte dans les boulons.

f_{ub} : 800 MPa.

n: nombre de boulon par rangé (n=2).

$$F_p = 0.7 \times 800 \times 10^{-3} \times 245 = 137.2 \text{ Kn} \quad \text{par boulon.}$$

$$\text{Soit : } F_p = n \cdot F_p = 2 \times 137.2 = 274.4 \text{ KN} \quad \text{par rangée.}$$

Chapitre IX : Calcul des assemblages

$$M_R = \frac{F_p \cdot \sum d_i^2}{d_i^1} = 323,4 \text{Kn.m}$$

$$M_{sd} = 121,63 \text{Kn.m} < M_R = 323,4 \text{Kn.m} \quad \dots\dots\dots \text{OK}$$

Vérification à effort tranchant :

$$F_{vsd} = \frac{v_{sdmax}}{n} = \frac{22,42}{12} = 1,87 \text{kn.} \rightarrow \text{Il faut vérifier que :}$$

$$F_{tsd} = 137,2/2 = 68,6 \text{ kn}$$

$$F_{vsd} < F_{Rd} = \frac{K_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p}{\gamma_{Ms}} = (1 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot (137,2 - (0,8 \cdot 68,6))) / 1,25 = 19,75 \text{kn}$$

Avec :

$K_S = 1$: Facteur de forme, trous nominaux. (Euro code 3 chap. 6.5.8.1)

$\mu = 0,3$: Coefficient de frottement, surface brossée (Eurocode3 chap. 6.5.8.3)

$m = 1$: Plan de contact

$$F_{vsd} = 1,87 \text{Kn} < F_{Rd} = 19,75 \text{Kn} \quad \dots\dots\dots \text{OK}$$

Résistance au poinçonnement :

Il faut vérifier que :

$$F_{t,sd} \leq B_{p, RD} = 0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u / \gamma_{MB} = 0,6 \cdot 3,14 \cdot 3,24 \cdot 2 \cdot 80 / 1,25 = 781,33 \text{kn}$$

Avec : t_p : Epaisseur de la plaque sous la tête du vice

d_m : diamètre moyen entre le cercle circonscrit et le cercle à tête du boulon

$$F_{t,sd} = 68,6 \text{kn} \leq B_{p, RD} = 781,33 \text{kn} \quad \dots\dots\dots \text{OK}$$

Vérification à la pression diamétrale :

Il faut vérifier que :

$$F_{s,d} \leq F_{brd} = 2,5 \cdot \alpha \cdot d \cdot t_p \cdot \frac{f_u}{\gamma_{Mb}} \rightarrow \alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{bu}}{f_u} ; 1 \right) = 1,13$$

$$F_{brd} = 2,5 \cdot 1,13 \cdot 3,24 \cdot 2 \cdot 36 / 1,25 =$$

$$F_{t,sd} = 68,6 \text{kn} \leq F_{brd} = 527, 21 \text{kn} \quad \dots\dots\dots \text{OK}$$

Il n'y a pas risque de rupture par pression diamétral.

Conclusion : L'assemblage calculé est satisfait

IX.4.2. Assemblage poteau - traverse :

L'assemblage poteau – traverse est réalisé à l'aide d'une platine boulonnée à la traverse et au poteau.

L'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant et un effort normal.

Efforts de calcul :

$$M_{max} = 82,61 \text{kn} \cdot \text{m} \quad N^{con} = 48,81 \text{kn} ; V^{con} = 49,22 \text{kn}$$

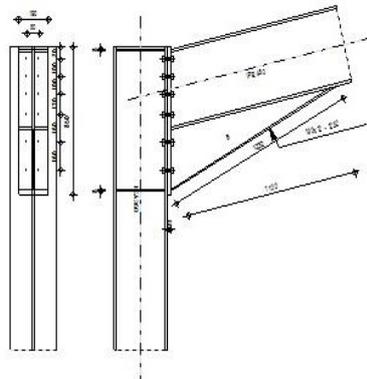


Figure IX.2 Représentation de l'assemblage Poteau –traverse.

1. Assemblage poteau platine :

a. Dimensionnements des boulons :

- Choix des diamètres des boulons :

On choisit des boulons M20 de diamètre ϕ 20 de classe 10.9

- Disposition des boulons :

$$P_1 \geq 2,2d_0 ; \quad P_2 \geq \gamma d_0$$

Avec : $d_0 = 22$ mm (tableau 6.1 Euro code 3)

$$P_1 \geq 2,2 \times 22 = 48.4 \text{ mm}$$

On prend : $P_1 = 100$ mm

$$P_2 \geq 3 \times 22 = 66 \text{ mm}$$

On prend : $P_2 = 150$ mm

- Pince longitudinale:

$$e_1 \geq 1.2d_0$$

$$e_1 \geq 1.2 \times 22 = 26,4 \text{ mm}$$

On prend : $e_1 = 65$ mm

- Pince transversale :

$$e_2 \geq 1.5d_0$$

$$e_2 \geq 1.5 \times 22 = 33 \text{ mm}$$

On prend : $e_2 = 75$ mm

$d_1 = 350$ mm ; $d_2 = 280$ mm ; $d_3 = 210$ mm ; $d_4 = 70$ mm ;

$$\sum d_i^2 = 350^2 + 280^2 + 210^2 + 70^2 = 249900 \text{ mm}^2.$$

- Vérification de la résistance de l'assemblage des boulons a l'ELU :

- calcul du moment résistant :

$$M_R = \frac{N_i \sum d_i^2}{d_i^1} \text{ avec : } N_i = \frac{M \cdot d_i}{\sum d_i^2}$$

- L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons vaut :

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s \dots \dots \dots \text{ (Euro code 3 chap. 6.5.8.3)}$$

$$F = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 171,5 \text{ KN par boulon.}$$

F_p : Force de précontrainte.

Soit $171.5 \times 2 = 343$ KN par rangée.

- Le moment résistant de l'assemblage : $M_{sd} \leq M_{Rd}$

$$\sum d_i^2 = 350^2 + 280^2 + 210^2 + 70^2 = 249900 \text{ mm}^2.$$

$$M_R = \frac{n \cdot F_p \cdot \sum d_i^2}{d_i^1} = (2 \cdot 171.5 \cdot 0.25) / 0.35 = 245 \text{ kn.m}$$

Chapitre IX : Calcul des assemblages

$M_{sd} = 82.61 \text{ kn.m} \leq M_{Rd} = 245 \text{ kn.m}$ Condition vérifier.

- Vérification sous l'effort tranchant :

Il faut vérifier la condition suivante :

Par boulons :

$$\frac{v_{sd}}{n} = \frac{49.22}{12} = 4.10 \text{ kn}$$

Il faut vérifier que :

$$V = 4.10 \text{ kn} \leq V_{rd} = \frac{K_s * m * \mu * F_p}{\gamma_{M2}} = \frac{1 * 1 * 0.3 * 171.5}{1.25} = 41.16 \text{ kn}$$

$$K_s = 1 ; m = 1 ; \gamma_{M2} = 1.25 ; \mu = 0.3$$

$$V = 4.10 \text{ kn} \leq V_{rd} = 41.16 \text{ kn} \dots\dots\dots \text{ok}$$

- Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :

$$F_V < F_{t,Rd} \quad \text{avec :} \quad F_{t,Rd} = t_{wc} * b_{eff} * \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

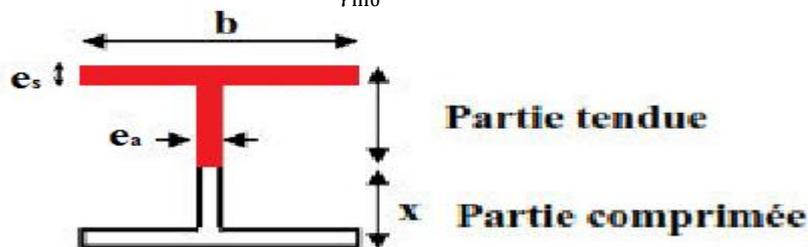


Figure IX.4 : Schéma représente la zone tendue et la zone comprimée

$F_{t,Rd}$: Résistance de l'âme du poteau à la traction.

t_{wc} : épaisseur de l'âme du poteau = 10 mm.

$b_{eff} = P$: entraxe des rangées de boulons. ($P = 150 \text{ mm}$).

$$\text{Donc : } F_{t,Rd} = t_{wc} * b_{eff} * \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 1 * 15 * 23.5 / 1 = 352.5 \text{ kn}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_V = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = 82.61 / (36 - 1.75) = \text{kn}$$

$$F_V = 241.2 \text{ kn} < F_{t,Rd} = 352.5 \text{ kn} \dots\dots\dots \text{ok}$$

- Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :

On doit vérifier que : $N_{sd} < F_{c,Rd}$

$$\text{Avec : } F_{c,Rd} = \frac{K_c * b_{eff} * t_{wc} * f_y * \rho}{\gamma_{m1} * \sqrt{(1 + 1.3 * (\frac{b_{eff}}{h})^2)}} = \frac{1 * 29.14 * 1 * 23.5 * 0.9}{1.1 * \sqrt{(1 + 1.3 * (\frac{29.14}{35})^2)}} = 406,35 \text{ Kn}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2a_p * \sqrt{2} + 5 * (t_{fc} + r_c) + 2t_p = 14.6 + 2 * 5 * \sqrt{2} + 5 * (17.5 + 27) + 2 * 20 = 291.24 \text{ mm.}$$

$$\sigma_{c,sd} \leq 0.7f_y \rightarrow K_c = 1 \quad \text{et} \quad \sigma_{c,sd} > 0.7f_y \rightarrow K_c = 1.7 - \sigma_{c,sd} / f_y$$

$\sigma_{c,sd}$: Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau dû à l'effort de compression et au moment fléchissant.

$$\sigma_{c,sd} = \frac{v_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{w_{ely}} = \frac{49.22}{142.8} + \frac{82.61 * 100}{1890.8} = 4.71 \text{ kn/cm}^2 \quad \text{avec : } 0.7 * 23.5 = 16.45 \text{ kn/cm}^2 > 4.71 \text{ kn/cm}^2$$

Donc soit $K_c = 1$.

$t_p = 20 \text{ mm}$: épaisseur de la platine d'extrémité.

t_{fb} : épaisseur de la semelle du poutre IPE450 = 14.6 mm

t_{fc} : épaisseur de la semelle du poteau HEA360 = 14.6 mm.

Chapitre IX : Calcul des assemblages

r_c : rayon de raccordement âme /semelle du poteau.= 27mm

a_p : épaisseur de la gorge de la soudure (estimée à 5mm).

Si : $\bar{\lambda}_p \leq 0.72 \rightarrow \rho = 1$ si : $\bar{\lambda}_p > 0.72 \rightarrow \rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2) / \bar{\lambda}_p^2$

$$\bar{\lambda}_p = 0.932 * \sqrt{\frac{b_{eff} * d_{wc} * f_y}{E * t_{wc}}} = 0.932 * \sqrt{\frac{29.12 * 26.1 * 23.5}{2.1 * 10^4 * 1.0^2}} = 0.86 > 0.72 \rightarrow \rho = (0.86 - 0,2) / 0.85^2 = 0.90$$

$$N_{sd} = \sum N_i = 115.65 + 92.3 + 69.3 + 23.1 = 300.6 \text{Kn}$$

$$N_{sd} = 300.6 \text{ kn} < F_{c,Rd} = 406.35 \text{ kn} \dots \dots \dots \text{ok}$$

- Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisillée :

On doit vérifier que : $F_v \leq V_{Rd}$

$$V_{Rd} = 0.58 * f_y * h * \frac{t_w}{\gamma_{m0} = 1} = 0.58 * 23.5 * 35 * 1 / 1 = 477.05 \text{kn} \text{ et } F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = 82.61 / (35 - 1.75) = 248.45 \text{kn}$$

$$F_v = 248.45 \text{kn} \leq V_{Rd} = 477.05 \text{kn} \dots \dots \dots \text{ok}$$

- Vérification au risque de poinçonnement lors de serrage :

On doit vérifier que :

$$F_p \leq B_{p, RD} = 0.6 * \pi * d_m * t_p * f_u / \gamma_{MB}$$

$$F_p = 0.7 * f_{ub} * A_s \dots \dots \dots \text{ (Euro code 3 chap. 6.5.8.3)}$$

$$F_p = 0.7 * f_{ub} * A_s = 0.7 * 245 * 1000 = 171.500 \text{kn}$$

$$B_{p, RD} = 0.6 * \pi * d_m * t_p * f_u / \gamma_{MB} = 0.6 * 3.14 * 3.24 * 2 * 36 / 1.25 = 351.6 \text{kn}$$

$$F_p = 171.500 \text{ kn} \leq B_{p, RD} = 351.6 \text{ kn} \dots \dots \dots \text{ok}$$

- Assemblage platine poutre :

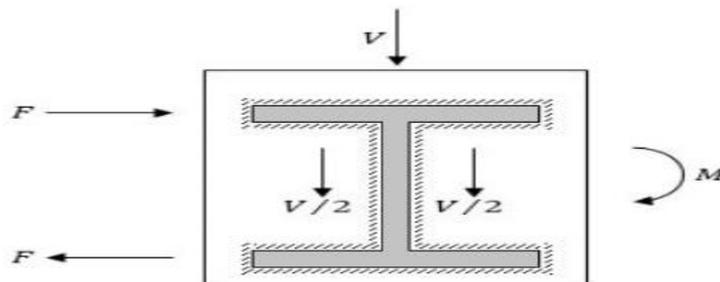


Figure IX.5 : représentation assemblage platine poutre.

Epaisseur de la platine : Soit $e = 20 \text{ mm}$

Gorge reliant l'âme : $3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5t_w = 5 \rightarrow$ soit $a = 4 \text{ mm}$

Gorge reliant la Semelle: $3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5t_f = 8.75 \rightarrow$ soit $a = 6 \text{ mm}$

IX.4.3 Assemblage poteau(IPE360) -poutre maîtresse(IPE360) :

On calculera l'assemblage le plus sollicité :

$$M = 51,40 \text{KN.m} \quad V = 190,89 \text{KN}$$

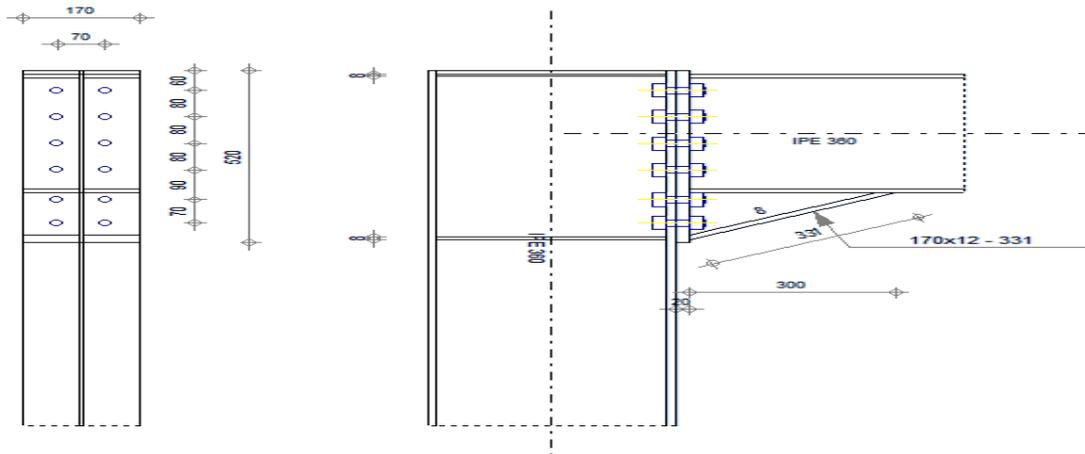


Figure IX.6 : Représentation de l'assemblage poteau - poutre maitresse.

1. Assemblage poteau platine :

- Dimensionnements des boulons :

- Distance entre axe des boulons :

On choisit des boulons M20 de diamètre ϕ 20 de classe 10.9

- Disposition des boulons :

$$P_1 \geq 2,2d_0 ; \quad P_2 \geq \gamma d_0$$

Avec : $d_0 = 22$ mm (tableau 6.1 Euro code 3)

$$P_1 \geq 2,2 \times 22 = 48,4 \text{ mm}$$

On prend : $P_1 = 100$ mm

$$P_2 \geq 3 \times 22 = 66 \text{ mm}$$

On prend : $P_2 = 150$ mm

- Pince longitudinale :

$$e_1 \geq 1,2d_0$$

$$e_1 \geq 1,2 \times 22 = 26,4 \text{ mm}$$

On prend : $e_1 = 65$ mm

- Pince transversale :

$$e_2 \geq 1,5d_0$$

$$e_2 \geq 1,5 \times 22 = 33 \text{ mm}$$

On prend : $e_2 = 75$ mm

$$d_1 = 510 \text{ mm} ; d_2 = 410 \text{ mm} ; d_3 = 310 \text{ mm} ; d_4 = 210 \text{ mm} ; d_5 = 70 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = 510^2 + 410^2 + 310^2 + 210^2 + 70^2 = 0,57 \text{ m}^2.$$

- Vérification de la résistance de l'assemblage des boulons a l'ELU :

- calcul du moment résistant :

$$M_R = \frac{N_i \sum d_i^2}{d_i^3} \text{ avec : } N_i = \frac{M \cdot d_i}{\sum d_i^2}$$

- L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons vaut :

$$F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s \dots \dots \dots \text{ (Euro code 3 chap. 6.5.8.3)}$$

$$F = 0,7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 171,5 \text{ KN par boulon.}$$

F_p : Force de précontrainte.

Soit $171,5 \times 2 = 343$ KN par rangée.

- Le moment résistant de l'assemblage : $M_{sd} \leq M_{Rd}$

$$\sum d_i^2 = 0,57 \text{ m}^2 ; M_R = \frac{n \cdot F_p \cdot \sum d_i^2}{d_i^3} = (2 \cdot 171,5 \cdot 0,57) / 0,57 = 343 \text{ kn.m}$$

$$M_{sd} = 51,40 \text{ kn.m} \leq M_{Rd} = 343 \text{ kn.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifier.}$$

- Vérification sous l'effort tranchant :

Il faut vérifier la condition suivante :

Chapitre IX : Calcul des assemblages

Par boulons :

$$\frac{v_{sd}}{n} = \frac{190,89}{12} = 15.90 \text{ kn}$$

Il faut vérifier que :

$$V = 15.90 \text{ kn} \leq V_{rd} = \frac{K_s * m * \mu * F_p}{\gamma_{M2}} = \frac{1 * 1 * 0.3 * 171.5}{1.25} = 41.16 \text{ kn}$$

$$K_s = 1 ; m = 1 ; \gamma_{M2} = 1.25 ; \mu = 0.3$$

$$V = 15.90 \text{ kn} \leq V_{rd} = 41.16 \text{ kn} \dots\dots\dots \text{ok}$$

- Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :

$$F_V < F_{t,Rd} \quad \text{avec :} \quad F_{t,Rd} = t_{wc} * b_{eff} * \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$F_{t,Rd} = t_{wc} * b_{eff} * \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 0.8 * 17 * 23.5 / 1 = 319.6 \text{ kn}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_V = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = 51.40 / (36 - 1.27) = 148 \text{ kn}$$

$$F_V = 148 \text{ kn} < F_{t,Rd} = 319.6 \text{ kn} \dots\dots\dots \text{ok}$$

- Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée :

On doit vérifier que : $F_V \leq V_{Rd}$

$$V_{Rd} = 0.58 * f_y * h * \frac{t_w}{\gamma_{m0} = 1} = 0.58 * 23.5 * 36 * 0.8 / 1 = 392.54 \text{ kn et}$$

$$F_V = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = 51.40 / (36 - 1.27) = 148 \text{ kn}$$

$$F_V = 148 \text{ kn} \leq V_{Rd} = 392.54 \text{ kn} \dots\dots\dots \text{ok}$$

Epaisseur de la platine : Soit $e = 20 \text{ mm}$

Gorge reliant l'âme : $3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 t_w = 4 \rightarrow$ soit $a = 4 \text{ mm}$

Gorge reliant la Semelle : $3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 t_f = 6.36 \rightarrow$ soit $a = 6 \text{ mm}$

IX.4.4 Assemblage de l'échantignolle :

IX.4.4.1 Assemblage de l'échantignolle sur la panne :

Les pannes sont assemblées aux traverses par boulonnage. Sur les toitures inclinées, pour éviter le glissement et le basculement à la pose, les pannes sont fixées à l'aide d'échantignolles. Alors On dimensionnera le boulon au cisaillement avec $R_{qz} / 2$ (chaque boulon reprend une seule panne).

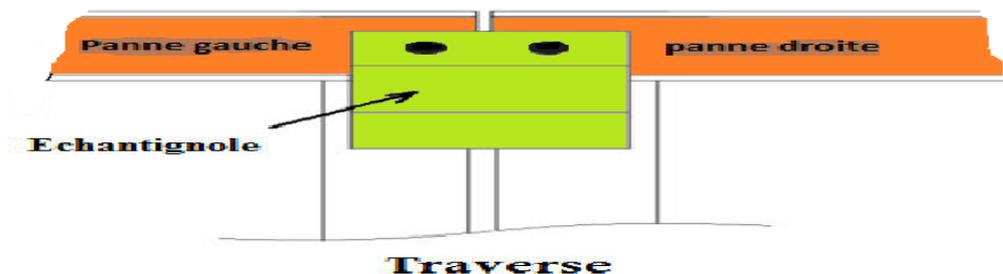


Figure IX.7 : Vue de face de l'échantignolle.

On vérifiera l'assemblage pour un boulon ordinaire afin de réaliser une articulation. Soit un boulon ordinaire M 14 de classe 6.8 ; $f_{ub} = 600 \text{ MPa}$.

Chapitre IX : Calcule des assemblages

Rqz max = 17.304Kn est celui due au vent (voire chapitre (III) calcul de l'échantignolle).

$$F_{vrd} = \frac{0,5 \cdot A_s \cdot f_b}{\gamma_{mo}} = \frac{0,5 \cdot 1,15 \cdot 60}{1,25} = 27,6 \text{ kn} > \frac{R_{qz}}{2} = \frac{17,304}{2} = 8,65 \text{ kn} \dots\dots\dots \text{ok}$$

IX.4.4.2 Assemblage de l'échantignolle sur la traverse :

Dans ce cas-là, le boulon est soumis simultanément un effort de cisaillement et de traction, Le cas le plus défavorable et celui du vent :

$$V_z = -11,01 \text{ kn} \quad \text{et} \quad V_y = 5,58 \text{ kn}$$

- Vérification simultanément aux efforts de cisaillement et de traction :

Soit un boulon ordinaire M 12 de classe 6.8 ; $f_{ub} = 600 \text{ MPa}$.

$$\frac{F_{vsd}}{F_{vrd}} + \frac{F_{tsd}}{1,4 \cdot F_{trd}} \leq 1$$

$$F_{trd} = 0,9 \cdot A_s \cdot f_{ub} / \gamma_{mb=1,25} = 0,9 \cdot 0,843 \cdot 60 / 1,25 = 36,41 \text{ kn}$$

$$F_{vrd} = 0,5 \cdot A_s \cdot f_{ub} / \gamma_{mb=1,25} = 0,5 \cdot 0,843 \cdot 60 / 1,25 = 20,23 \text{ kn}$$

$$\frac{5,58}{20,23} + \frac{11,01}{1,4 \cdot 36,41} = 0,49 \leq 1 \text{ et } F_{tsd} = 11,01 \text{ kn} \leq F_{trd} = 36,41 \text{ kn} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

IX.4.5 Assemblage du contreventement (Palées de stabilités) :

L'assemblage se fait par la détermination de l'élément le plus sollicité avec un effort de traction : $N_{t,sd} = 77,17 \text{ KN}$.

IX.4.5.1 Assemblage gousset-nœud du portique :

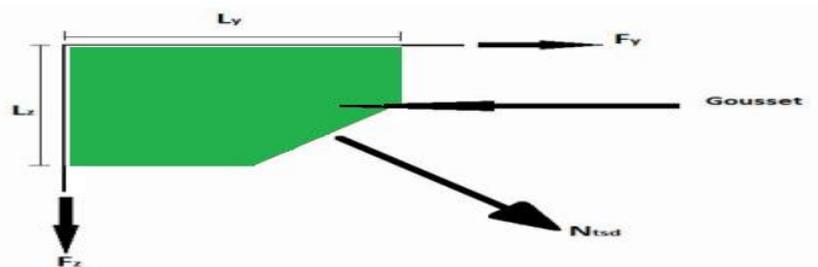


Figure IX.8 : Assemblage gousset nœud du portique par cordon de soudure.

L'épaisseur du gousset dépend de l'effort appliqué, elle est donnée par le tableau suivant :

F(KN)	200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e (mm)	8	10	12	14	16

Tableau IX.3 : Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.

On a :

$$N_{t,Sd} = 52,68 \text{ kN} ; \text{ donc en prend : } e = 8 \text{ mm.}$$

Pré dimensionnement de la gorge de soudure :

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivante : $3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 t_{\max}(\text{HEA360})$ $3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 \cdot 10 \text{ mm} = 5 \text{ mm}$

On prend : $a = 4 \text{ mm}$.

La longueur du cordon de soudure est donnée par :

Chapitre IX : Calcul des assemblages

Acier	f_u (Mpa)	β_w	γ_{mw}
S235	360	0,8	1,25
S275	430	0,85	1,3
S355	510	0,9	1,35

Tableau IX.4 : Caractéristique pour le calcul de la résistance d'une soudure d'angle au cisaillement.

$$L \geq \frac{F \cdot \gamma_{mw} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u} \dots\dots\dots(1) \text{ avec :}$$

Il faut décomposer l'effort en deux composantes : $\text{tg}(\alpha) = \frac{L_y}{L_x} = 1 \Rightarrow \alpha = 45^\circ$

$$F_y = N_{sd} \cdot \cos(\alpha) = 52,68 \cdot \cos(45^\circ) = 37,25 \text{ kn}$$

$$F_z = N_{sd} \cdot \sin(\alpha) = 52,68 \cdot \sin(45^\circ) = 37,25 \text{ kn}$$

A partir de l'équation (1), on aura :

$$L_y \geq 6,56 \text{ cm} \text{ soit : } \rightarrow L_y = 10 \text{ cm}$$

$$L_z \geq 6,56 \text{ cm} \rightarrow L_z = 10 \text{ cm}$$

IX.4.5.2 Assemblage des diagonales sur le gousset au niveau du nœud de portique :

Pour ce type d'assemblage, on choisit des boulons ordinaires de classe 4.8 et on dispose trois Boulons dans chaque rangée.

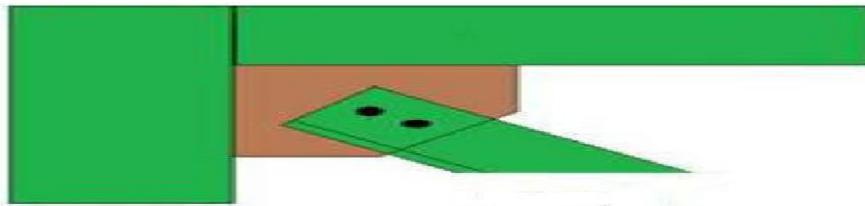


Figure IX.9 : Assemblage des diagonales sur gousset.

01) Distribution de l'effort normale sur les boulons :

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n \cdot p} = \frac{52,68}{2 \cdot 2} = 13,17 \text{ kn} \text{ Avec : } p : \text{ nombre de plan de cisaillement.}$$

02) Dimensionnement des boulons :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd} = \frac{0,6 \cdot A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{mb} = 1,25} \rightarrow A_s \geq \frac{F_{v,sd} \cdot \gamma_{mb}}{0,6 \cdot f_{ub}} = \frac{13,17 \cdot 1,25}{0,6 \cdot 40} = 0,7 \text{ cm}^2 = 70 \text{ mm}^2$$

On choisit des boulons de types M(14) avec : $A_s = 115 \text{ mm}^2$

03) Disposition géométrique : Profilés: 2L (45*45*4,5) $t=4,5 \text{ mm}$ $d_0 = 15 \text{ mm}$

$$\begin{cases} 1,2 \cdot d_0 \leq e_1 \leq 12 \cdot t \\ 2,2 \cdot d_0 \leq p_1 \leq 14 \cdot t \\ 1,5 \cdot d_0 \leq e_2 \end{cases} \text{ d'où } \begin{cases} 18 \text{ mm} \leq e_1 \leq 72 \text{ mm} \\ 33 \text{ mm} \leq p_1 \leq 84 \text{ mm} \\ 22,5 \leq e_2 \end{cases} \text{ soit : } \begin{cases} e_1 = 50 \text{ mm} \\ p_1 = 60 \text{ mm} \\ e_2 = 30 \text{ mm} \end{cases}$$

01) Vérification de l'Assemblage trop long :

$$L = (n-1) \cdot p_1 = (2-1) \cdot 60 = 60 \text{ mm}$$

$L < 15d = 60 \text{ mm} < 210 \text{ mm}$; Donc l'assemblage n'est pas long.

02) Vérification à la pression diamétrale :

Chapitre IX : Calcul des assemblages

Cornière :

On doit vérifier que : $F_{vsd} \leq F_{b,Rd} = 2,5 \frac{\alpha \cdot F_u \cdot d \cdot t_p}{\gamma_{m2}} \Rightarrow \alpha = \min\left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0} ; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1\right) = 1$.

$F_{vsd} = 13,17 \text{ kn} \leq F_{b,Rd} = 2,5 \cdot \frac{1 \cdot 23,5 \cdot 1,4 \cdot 6}{1,25} = 394,8 \text{ kn}$ condition vérifier.

- Vérification de la rupture de la section nette :

$N_{u,Rd} = 0,9 A_{net} \frac{f_u}{\gamma_{mb}} \geq F_{v, sd}$ avec: $A_{net} = (A_1 + \xi A_2) = 135 + 0,63 \cdot 239,25 = 285,72 \text{ mm}^2$

$A_1 = (l - d_0) \cdot e = (45 - 15) \cdot 4,5 = 135 \text{ mm}^2$

$A_2 = A_{tot} - (d_0 - e) - A_1 = 384,75 - (15 - 4,5) - 135 = 235,25 \text{ mm}^2$

$\xi = \frac{3 \cdot A_1}{3 \cdot A_1 + A_2} = 0,63 \text{ mm}^2$

$N_{u,Rd} = 0,9 A_{net} \frac{f_u}{\gamma_{mb}} = 74,05 \text{ Kn} \geq F_{v, sd} = 13,17 \text{ Kn} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

IX.4.5.3 Assemblage palée en croix de saint André :

Vérification de la résistance des boulons au cisaillement :

$F_{v,Rd} = 0,6 f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{mb} = 0,6 \cdot 600 \cdot 10^{-3} \cdot 115 / 1,25 = 33,12 \text{ kn} \geq F_{vsd} = 13,17 \text{ kn} \dots\dots$ ok

Vérification à la traction :

il faut vérifier que : $N_{sd} = 52,68 \cdot \cos(45) / 4 = 9,31 \text{ kn} \leq F_{vsd} = 13,17 \text{ kn} \dots\dots\dots$ ok.

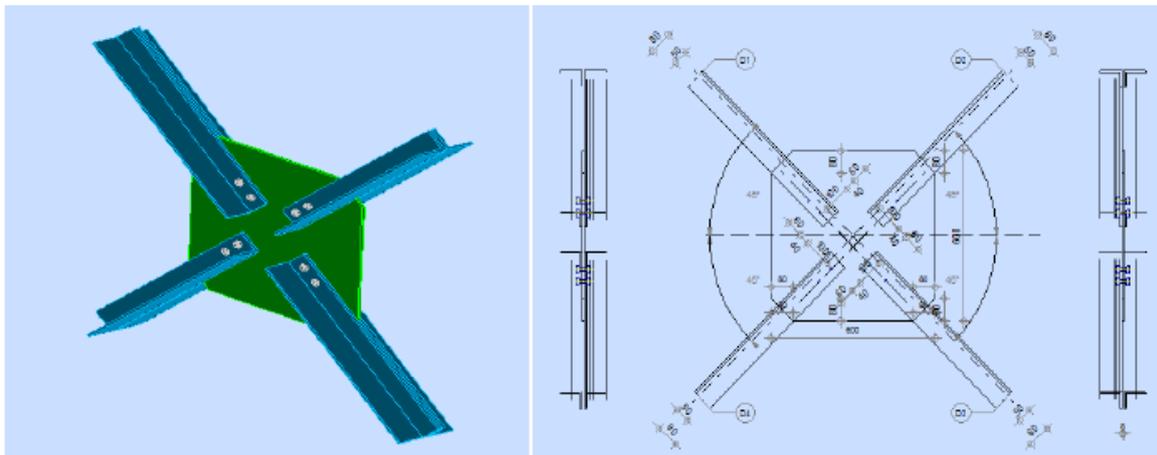


Figure IX.10 : Représentation de l'assemblage palé de stabilités.

IX.4.6 Assemblage des éléments de la Poutre au vent :

IX.4.6.1 Assemblage de la diagonale sur le gousset :

Les boulons sont sollicités en cisaillement seul. Les diagonales les plus sollicitées sont celles qui reprennent un effort de traction maximum : $N = 77,17 \text{ KN}$

On utilise des boulons **M12** de **classe 6.8** soumis au cisaillement d'où :

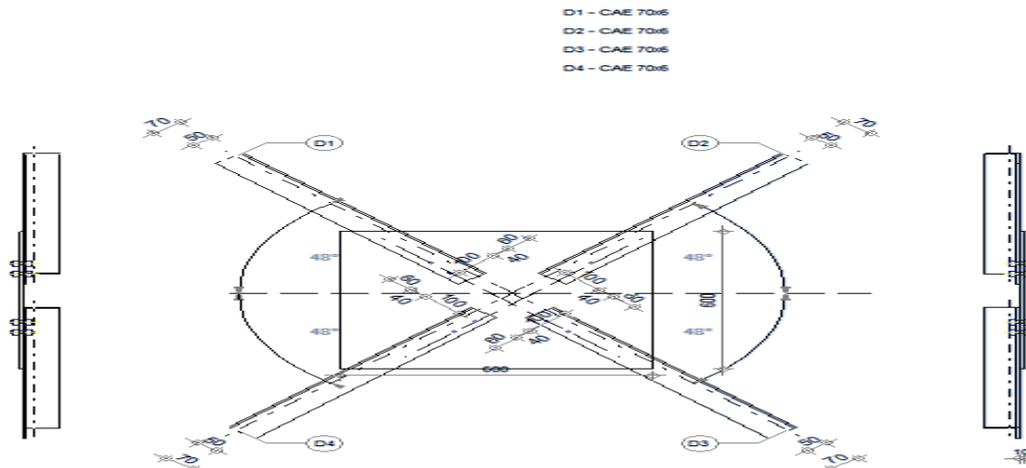


Figure IX.11 : Représentation de l'assemblage poutre au vent.

On a des diagonales : L (70*70*6), $F_{v,sd} = 0.5 * A_s * (f_{ub} / \gamma_{mb}) = 0.5 * 0.843 * (60 / 1.25) = 20.24 \text{ kn}$
 M12 ; classe 6.8 ; **p** : nombre de plan de cisaillement

$F_{v,sd} \leq F_{v,rd} \rightarrow n = N / F_{v,rd} * p = 77.17 / (20.24 * 1) = 3.81$. Soit : **n = 4** Boulons pour chaque cornière.

Disposition des boulons :

On opte : $p_1 = 50 \text{ mm}$; $e_1 = 40 \text{ mm}$; $e_2 = 40 \text{ mm}$.

On opte pour 4 Boulons ordinaires M12 avec un gousset de 8mm.

Les Vérifications :

1) Vérification de la pression diamétrale : $F_{v,sd} \leq F_{p,Rd} = 2.5 \frac{\alpha * F_u * d * t_p}{\gamma_{m2}} = 2.5 \frac{1 * 1.2 * 0.8 * 60}{1.25} = 115.2 \text{ kn}$

$F_{v,sd} = 77.17 / 4 = 19.29 \text{ kn} \leq F_{p,Rd} = 115.2 \text{ kn} \dots \dots \dots \text{ok}$

Pas de risque de rupture par pression diamétrale pour la cornière.

2) Vérification vis-à-vis des assemblages trop longs : $L = 15 \text{ cm} \leq 18 \text{ cm}$ l'assemblage n'est pas long.

3) Vérification de la rupture de la section nette :

$$N_{u,Rd} = 0.9 A_{net} \frac{f_u}{\gamma_{mb}} \geq F_{v, sd} \text{ avec: } A_{net} = (A_1 + \xi A_2) = 342 + 0.69 * 455 = 646.88 \text{ mm}^2$$

$$A_1 = (l - d_0) * e = (70 - 13) * 6 = 342 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = A_{tot} - (d_0 - e) - A_1 = 804 - (13 - 6) - 342 = 455 \text{ mm}^2$$

$$\xi = \frac{3 * A_1}{3 * A_1 + A_2} = 0.69 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0.9 A_{net} \frac{f_u}{\gamma_{mb}} = 1889.28 \geq F_{v, sd} = 19.29 \text{ condition vérifiée.}$$

IX.4.7 Assemblage poutre-poutre (solive-poutre principale) :

Les solives sont articulées aux poutres par des cornières d'attache, l'effort tranchant repris par l'assemblage est celui qui transmet la solive à la poutre soit $V_{st} = 44.58 \text{ KN}$.

Cette assemblage est réalisé avec des boulons ordinaire de **classe 8.8** caractérisé par :

On choisit une double cornière de (L60*60*6)

$f_{ub} = 800 \text{ Mpa}$; $f_{yb} = 630 \text{ Mpa}$.

- Dimensionnement des boulons :

Choix des boulons :

Chapitre IX : Calcul des assemblages

a) **Coté solive** : $F_p = 0.7 \cdot n \cdot f_{ub} \cdot A_s$; $\frac{F}{n_b} \leq K_s \cdot n \cdot \mu \cdot \frac{F_p}{\gamma_{ms}} \Rightarrow A_s \geq \frac{F \cdot \gamma_{ms}}{n_b \cdot K_s \cdot n \cdot \mu \cdot 0.7 \cdot f_{ub}} = \frac{44.58 \cdot 1.25 \cdot 10^3}{2 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 0.3 \cdot 0.7 \cdot 800}$
 $= 82,92 \text{mm}^2 \Rightarrow A_s = 84,3 \text{mm}^2$; M12; classe 8.8.

b) **Coté poutre principale** :

On choisit le même type des boulons M12 avec : $A_s = 84,3 \text{mm}^2$.

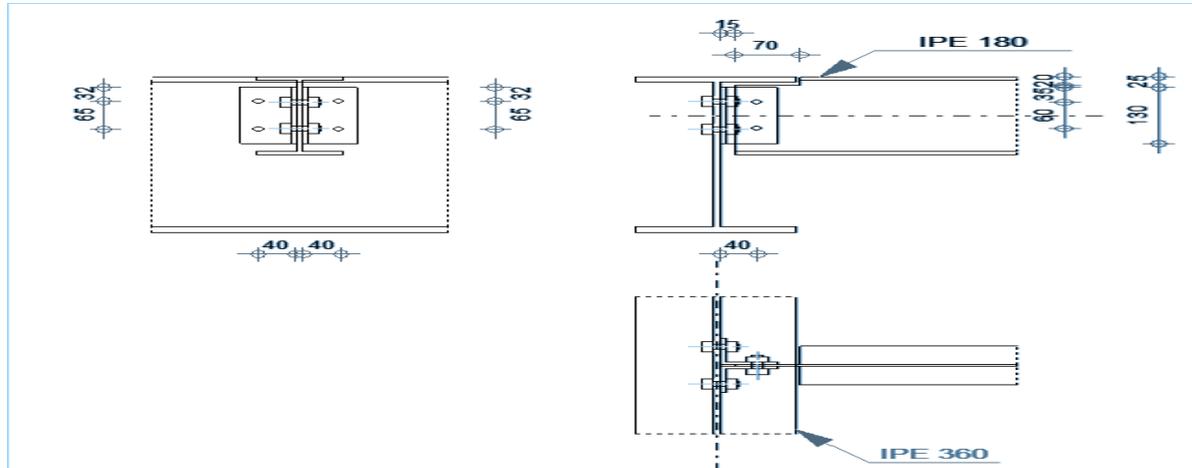


Figure IX.12 : Représentation de l'assemblage poutre maitresse - solive.

- **Disposition constructive** :

Distance entre axes des boulons : $d_0 = 13 \text{mm}$; $t = 6 \text{mm}$.

$$\begin{cases} 2.2d_0 \leq p_1 \leq 14t \\ 3.0d_0 \leq p_2 \leq 14t \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} 28,6 \text{mm} \leq p_1 \leq 84 \text{mm} \\ 39 \text{mm} \leq p_2 \leq 84 \text{mm} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} p_1 = 40 \text{mm} \\ p_2 = 50 \text{mm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} 1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 1.5d_0 \leq e_2 \leq 12t \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} 15,6 \text{mm} \leq e_1 \leq 72 \text{mm} \\ 19,5 \text{mm} \leq e_2 \leq 72 \text{mm} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} e_1 = 20 \text{mm} \\ e_2 = 30 \text{mm} \end{cases}$$

- **Vérifications nécessaires** :

1) Assemblage long : $L > 15d$; $50 \text{mm} > 180 \text{mm}$ l'assemblage n'est pas long.

2) La pression diamétrale : $F_{vsd} \leq F_{brd} = 2.5 \cdot 0.51 \cdot 360 \cdot 12 \cdot 6 / 1.25 = 26.43 \text{kn}$.

$F_{vsd} = 44.58 / 2 = 22.30 \text{kn} \leq F_{brd} = 26.43 \text{kn} \dots\dots\dots \text{ok}$

IX.5 Calcul de Pied de poteau :

Les bases des poteaux et les tiges d'ancrage sont des éléments de continuité qui assurent la transmission des efforts de la superstructure aux fondations, ce sont des dispositifs de liaisons. Ces derniers sont constitués d'une plaque d'assise appelée platine assurant la réduction de la pression dans le béton, soudée au poteau reposant sur la fondation et fixée par écrous aux tiges d'ancrage qui sont noyées dans le béton.

- **Dimensionnement de la tige d'ancrage des poteaux :**

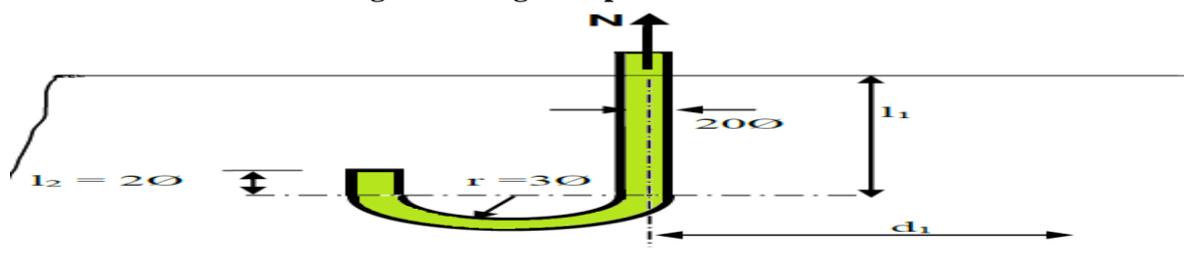


Figure IX.13 : Tige d'encrage du pied du poteau.

Chapitre IX : Calcul des assemblages

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de traction simple le plus défavorable $N_t = 199,03\text{kn}$.

$$b = h + 2c$$

$$h(\text{HEA360}) = 350\text{mm}$$

c : le débord, donné par : $c = (100 \div 150)\text{mm}$ on prend $c = 100\text{mm}$.

$$\text{d'où } a = h + 2c = (350 + 2 * 100) = 550\text{mm}$$

$$b = h + 2 * c = 350 + 2 * 100 = 500\text{mm}.$$

Donc on a $(a * b) = (50 * 55)\text{cm}^2$.

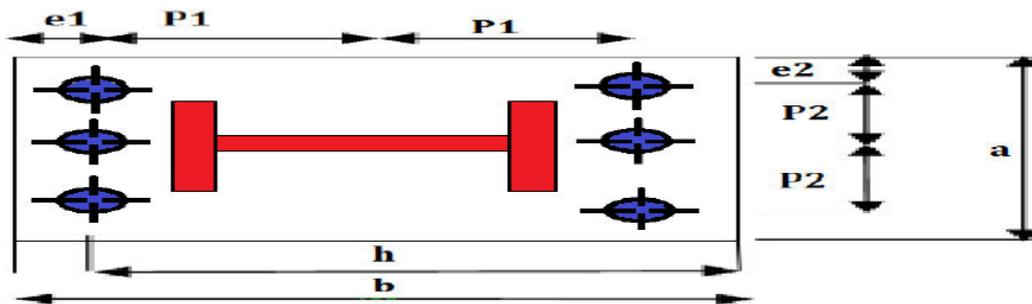
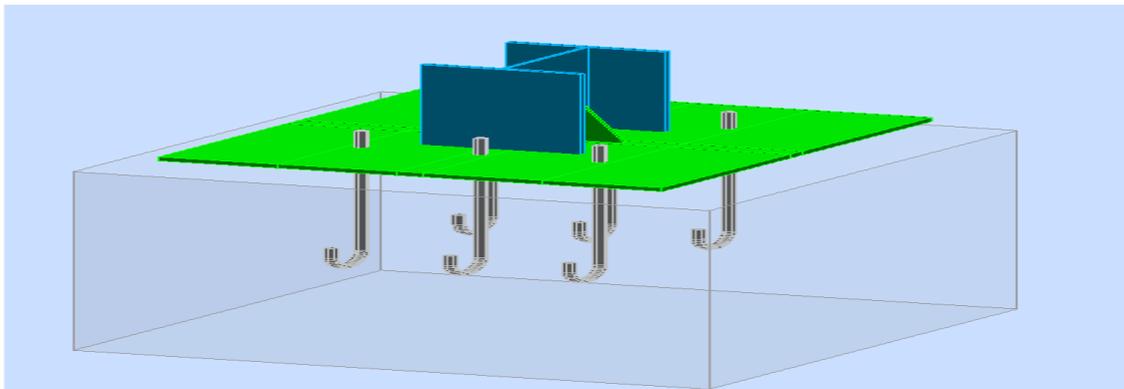


Figure IX.14 : Dispositions constructives.

Les tiges d'ancrages se dimensionnent à la traction simple, sous un effort de traction (N_a).
 $N_{st} = N_t / n$ avec : n = nombre de tiges, L'ancrage est réalisé par 6 tiges :

$$\frac{N_t}{6} \leq \frac{\pi * \phi^2 * f_y}{4} \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{2 * N_t}{3 * \pi * f_y}} \Rightarrow \phi \geq 1,34\text{cm} \text{ soit des tiges de } 25\text{mm}.$$



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013

Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings on concrete

OK

Ratio 0,16

Figure IX.15 : Disposition des tiges d'encrages.

- Vérification de la tige d'ancrage :

L'effort admissible par scellement est fixé par la règle suivant :

$$N_a = 0,1 \left(1 + \frac{7 * g_c}{1000} \right) * \left(\frac{\phi}{1 + \frac{\phi}{d_1}} \right)^2 * (l_1 + 6,4r + 3,5 * l_2) : \text{effort normal résistant d'une tige. (CCM97)}$$

$$r = 3\phi = 3 * 25 = 75\text{mm} ; l_1 = 20 * \phi = 20 * 25 = 500\text{mm} ; l_2 = 2 * \phi = 2 * 25 = 50\text{mm}$$

$$g_c = \text{Le dosage en ciment} = 350\text{kg/m}^3 d_1 = 5\text{cm}$$

Chapitre IX : Calcul des assemblages

$$N_a = 44,27 \text{ kn} > \frac{N_t}{6} = 199,03/6 = 33,17 \text{ kn} \dots\dots\dots \text{cv}$$

- Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{107,87}{199,03} = 0,54 \text{ m.}$$

$$e = 54 \text{ cm} > \frac{70}{6} = 11,67 \text{ cm}$$

Donc le centre de poussée se trouve hors de tiers central de la section, et la platine est soulevée à gauche (les boulons de gauche étant sollicités en traction).

$$A = 3 \cdot \pi \cdot R^2 = 47,67 \text{ cm}^2$$

$$l = e + h/2 + c/2 = 54 + 35/2 + 10/2 = 76,5 \text{ cm}$$

$$h = h_p + d_1 + d_1/2 = 35 + 10 + 10/2 = 50 \text{ cm}$$

$$b = 2d_1 + h_p = 2 \cdot 10 + 35 = 55 \text{ cm}$$

$$n = E_a/E_b = 6,56$$

$$h^3 + 3 \cdot (1-h) \cdot h^2 + 90 \cdot A \cdot (l/b) \cdot h - 90 \cdot A \cdot (l/b) \cdot h = 0 \Rightarrow h = 31,4919 \text{ cm.}$$

- Les contraintes dans le béton :

$$\delta_b = \frac{2 \cdot N \cdot l}{b \cdot h \cdot (h - \frac{h}{3})} = \frac{(2 \cdot 199,03 \cdot 76,5)}{(55 \cdot 31,5 \cdot (50 - 31,5/3))} = 4,44 \text{ Mpa} < f_{ub} = 14,2 \text{ Mpa. Vérifiée.}$$

- Les contraintes dans l'acier :

$$\delta_a = \frac{N \cdot (l - h + \frac{h}{3})}{A \cdot (h - \frac{h}{3})} = \frac{199,03 \cdot (76,5 - 50 + \frac{31,5}{3})}{47,67 \cdot (50 - \frac{31,5}{3})} = 39,11 \text{ Mpa} < f_y = 235 \text{ Mpa} \quad \text{vérifiée.}$$

IX.5.1 Dimensionnement de l'épaisseur de la platine :

- Vérification dans la section 1-1:

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal de contraintes situées à droite de la section, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire (1) et un diagramme triangulaire (2). Les moments correspondant, pour une bande de largeur unité (1 cm) et d'épaisseur t, sont :

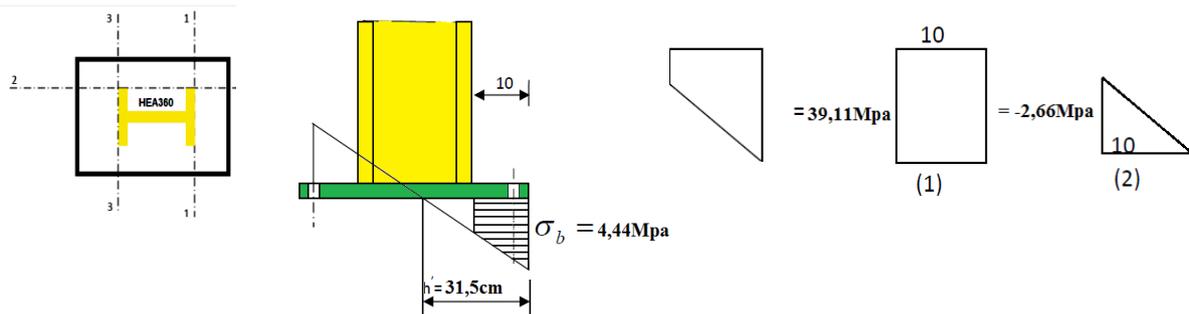


Figure IX.16 : Vérification dans la section 1-1.

$$M_1 = 10 \cdot 39,11 \cdot (10/2) \cdot 10^{-3} = 1,95 \text{ kn.m} \quad \longrightarrow \quad M = M_1 - M_2 = 1,80 \text{ kn.m}$$

$$M_2 = (10 \cdot (4,44/2)) \cdot (2 \cdot 10/3) \cdot 10^{-3} = 0,148 \text{ kn.m}$$

le module d'inertie de la platine pour b = 1 cm est :
$$\frac{I}{V} = \frac{(b \cdot t^3)/12}{t/2} = \frac{b \cdot t^2}{6}$$

La contrainte de flexion dans la section 1-1 est :

$$\frac{M}{W_{el}} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{1,80 \cdot 6 \cdot 10^2}{1 \cdot 23,5}} = 6,78 \text{ cm}$$

Chapitre IX : Calcul des assemblages

Vérification de la section 2-2 :

Le même raisonnement on aura le moment maximal :

$$M = M_1 = 1,95 \text{ kn.m.}$$

$$\frac{M}{W_{el}} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{1,95 * 6 * 10^2}{1 * 23,5}} = 7,05 \text{ cm}$$

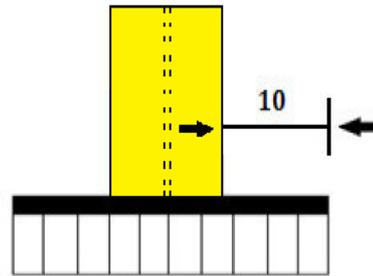


Figure IX.17 : Vérification dans la section 2-2.

Vérification dans la section 3 - 3 :

Du côté tendu, la platine est soumise à un moment :

$$M = 0.1T$$

$$T = A * \delta_a = 47,67 * 3,911 = 186,43 \text{ kn}$$

$$M = 18,64 \text{ kn.m} ; W_{el} = \frac{50 * t^2}{6}$$

Il faut vérifier que :

$$\frac{18,64}{50 * t^2} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{6 * 18,64}{50 * 23,5}} = 1 \text{ cm}$$

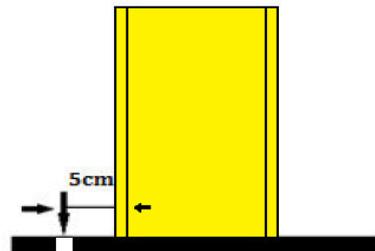


Figure IX.18 : Vérification dans la section 3-3.

Conclusion : on prendra une platine d'épaisseur : $t = 20 \text{ mm}$.

IX.6 Dimensionnement de la tige d'ancrage des potelets :

Le pied des potelets sont articulés,

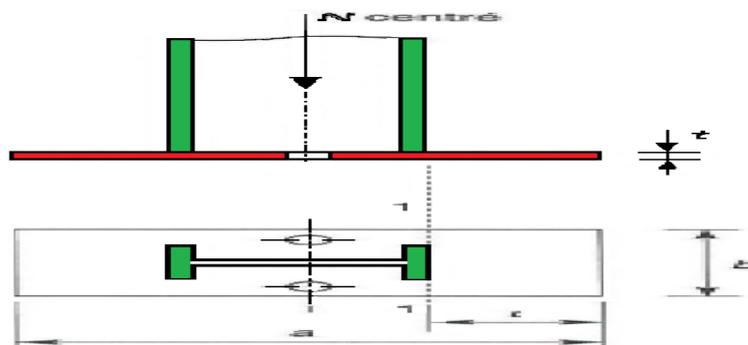


Figure IX.19 : pied de poteau articulé.

$N_t = 105,99 \text{ kn}$, potelets en IPE360, avec : $h = 36 \text{ cm}$, $b = 17 \text{ cm}$, $c = 10 \text{ cm}$

d'où : $a = h + 2c = 360 + 2 * 100 = 560 \text{ mm}$

$$b = b + 2c = 170 + 2 * 100 = 370 \text{ mm}$$

L'ancrage est réalisé par deux tiges,

$$\frac{N_t}{2} \leq \frac{\pi * \phi^2 * f_y}{4} \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{2 * N_t}{\pi * f_y}} \Rightarrow \phi \geq 1,7 \text{ cm} \text{ soit des tiges de } 20 \text{ mm.}$$

Vérification de la tige d'ancrage :

L'effort admissible par scellement est fixé par la règle suivant :

$$N_a = 0,1 \left(1 + \frac{7 * g_c}{1000} \right) * \left(\frac{\phi}{1 + \frac{\phi}{d_1}} \right)^2 * (l_1 + 6,4r + 3,5 * l_2) : \text{effort normal résistant d'une tige. (CCM97)}$$

$$r = 3\phi = 3 * 20 = 60 \text{ mm} ; l_1 = 20 * \phi = 20 * 20 = 400 \text{ mm} ; l_2 = 2 * \phi = 2 * 20 = 40 \text{ mm.}$$

$g_c =$ Le dosage en ciment = 350 kg/m^3

Chapitre IX : Calcul des assemblages

$$N_a = 32,53 \text{ kn} > \frac{N_t}{2} = 105,99/2 = 53 \text{ kn} \dots \text{C.N.V.}$$

On remarque que résistance par scellement est très petit .donc pour augmenter la résistance ont va augmenter les paramètres de la résistance pas scellement, (le diamètre de la tige, $1 l$, $2 l$ et r).

$$\text{Soit : } r = 3\phi = 3 \cdot 30 = 90 \text{ mm} ; l_1 = 20 \cdot \phi = 20 \cdot 30 = 600 \text{ mm} ; l_2 = 2 \cdot \phi = 2 \cdot 30 = 60 \text{ mm}$$

$$N_a = 56,03 \text{ kn} > \frac{N_t}{2} = 105,99/2 = 53 \text{ KN} \dots \text{C.V.}$$

Vérification de la contrainte de compression sur la semelle de la fondation :

$L_p = 60 \text{ cm}$ (longueur de la platine), $B_p = 40 \text{ cm}$ (largeur de la platine)

$$\delta = \frac{105,99 \cdot 10^{-3}}{60 \cdot 40 \cdot 10^{-4}} = 0,44 \text{ Mpa} \leq f_{ub} = 14,2 \text{ Mpa} \dots \text{C.V.}$$

IX.6 .1 Détermination de l'épaisseur de la platine :

$$\delta b \cdot \frac{\mu^2}{2} \leq f_y \cdot \frac{b \cdot t^2}{6} \text{ soit : } t \geq \mu \cdot \sqrt{\frac{3 \cdot \delta}{f_y}} = 50 \cdot \sqrt{\frac{3 \cdot 0,44}{235}} = 3,75 \text{ mm}$$

On prend $t = 10 \text{ mm}$.

Chapitre X :
Etude de l'infrastructure.

Chapitre X : Etude de l'infrastructure

Introduction :

Une fondation se définit comme la partie d'un bâtiment ou d'un ouvrage de travaux publics qui assure la transmission dans le sol des charges comme poids propre, forces climatique, sismique et charge exploitation de celui-ci

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 de notre sol site S_2 est $\sigma_{sol} = 2$ bars

La profondeur d'ancrage : $D = 1,4$ m

X.1 Calcul des fondations sous les poteaux :

- Détermination des sollicitations :

Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'action qui d'écrite au RPA 99V2003

- 1) $G+Q+E$
- 2) $0,8 G+E$

Compte tenu de l'application à la résistance ultime du sol q_u d'un coefficient de sécurité de 2

Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous

Sollicitation	Situation accidentelle		Situation durable	
	G+Q+EY	ELU		ELS
		1,35(G+Q+V ₁)	G+0,9(Q+V ₁)	
N^{max} (KN)	172,14	215,51	152,86	
M_y (KN.m)	88,87	98,14	69,19	
M_z (KN.m)	-0,02	0,15	0,11	
V_y (KN)	15,69	-1,63	-1,29	
V_z (KN)	31,86	24,10	13,27	

Tableau X1.1 : les sollicitations à la base des poteaux HEA360

- Pré dimensionnement de la semelle de poteau :

Les dimensions de la semelle sont choisies de manière qu'elles soient homothétiques avec celle du pied de poteau, les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base ($h*b$), donc les semelles sont rectangulaire ($H*B$)

h et b les dimension du poteau considéré

H et B les dimensions de la semelle

$h_1 = d+c$; avec $c = 5$ cm

Chapitre X : Etude de l'infrastructure

d est la hauteur utile de la semelle est donnée par : $d = \max \begin{cases} B - b/4 \\ H - h/4 \end{cases}$ (BAEL91-ch15.III- Art1.2)

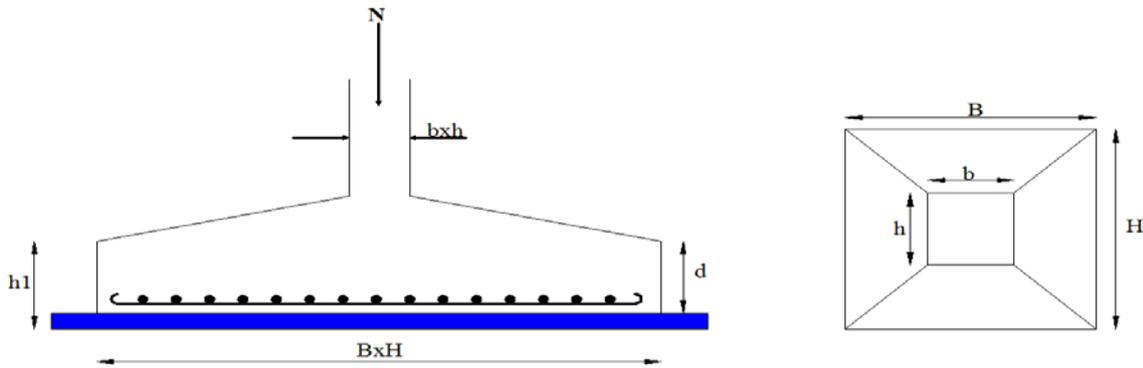


Figure X.1 : dimension de la semelle

a) Critère de non poinçonnement :

- $\sigma_M < 2 \sigma_{sol}$: situation accidentelle
- $\sigma_M < 1,33 \sigma_{sol}$: situation durable

σ_M : Contrainte maximale dans la semelle donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} \sigma_M = N/H * B \left(1 + 6e_0/B \right) \\ \sigma_M = N/H * B \left(1 + 6e_0/H \right) \end{cases} \text{ Avec : } e_0 = M_y/N$$

h= 55cm et b=50cm : dimensions de la platine puisque les poteaux sont encastrés.

Dimensionnement de la semelle :

- **Situation accidentelle : $\sigma_M < 2 \sigma_{sol}$**

$$N/H * B \left(1 + 6e_0/H \right) \leq 2 \sigma_{sol} \dots\dots\dots(1)$$

(b/h)=(B/H) $\Rightarrow H=1,1B$.

Ou : h et b dimensions de la platine puisque les poteaux sont encastrés. (voir chapitre calcul des assemblages - pieds de poteau).

Dans (1) on à : $-400B^3 + 156,49B + 440,45 \geq 0 \Rightarrow B \geq 1,16m$.

Soit B= 1,2m et H= 1,35m.

- **Situation durable : $\sigma_M < 1,33 \sigma_{sol}$**

$$N/H * B \left(1 + 6e_0/H \right) \leq 1,33 \sigma_{sol} \dots\dots\dots(2)$$

Dans (2) on à : $-266 B^3 + 195,918B + 486,268 \geq 0 \Rightarrow B \geq 1,425m$.

Chapitre X : Etude de l'infrastructure

B=1,45m et H=1,6m

On choisit pour toutes les semelles B*H= (1,45*1,6)m²

$$d = \max \begin{cases} B - b/4 \\ H - h/4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 1,45 - 0,5/4 = 0,24\text{m} \\ 1,6 - 0,55/4 = 0,26\text{m} \end{cases} \quad \text{on opte pour } d=30\text{cm.}$$

$h_1 = d + c = 30 + 5 = 35\text{cm.}$

l_1 : hauteur de l'amorce de poteau.

$l_1 = D - h_1 = 1,4 - 0,35 = 1,05\text{m.}$

- **Poids de la semelle :**

$P = H * B * h_1 * f_{c28} = 1,45 * 1,6 * 0,35 * 25 = 20,3\text{MN.m}$

- **Les moments à la base :**

$M_{by} = M_y + T_z * (h_1 + l_1)$

$M_{bz} = M_z + T_y * (h_1 + l_1)$

Sollicitation	Situation Accidentelle		Situation durable	
	G+Q+EY	ELU		ELS
		1,35(G+Q+V ₁)	G+0,9(Q+V ₁)	
N ^{max} (KN)	172,14	215,51	152,86	
M _{by} (KN.m)	133,47	131,88	87,77	
M _{bz} (KN.m)	21,95	-2,132	-1,70	
V _z (KN)	15,69	-1,63	-1,29	
V _y (KN)	31,86	24,10	13,27	

Tableau X.2.les sollicitation à la base de la semelle

Vérification des contraintes :

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes :

$$\text{sens B} \begin{cases} \sigma_{\max} = N/B * H \left(1 + 6 * e_0/B \right) \leq \begin{cases} 2\sigma_{\text{sol}} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33\sigma_{\text{sol}} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = N/B * H \left(1 - 6 * e_0/B \right) \rightarrow \text{avec: } e_0 = M_z/N \end{cases}$$

$$\text{sens H} \begin{cases} \sigma_{\max} = N/B * H \left(1 + 6 * e_0/H \right) \leq \begin{cases} 2\sigma_{\text{sol}} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33\sigma_{\text{sol}} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = N/B * H \left(1 - 6 * e_0/H \right) \rightarrow \text{avec: } e_0 = M_y/N \end{cases}$$

$2 * 2\sigma_{\text{sol}} = 2 * 200 = 400 \text{ KN/m}^2$; $1,33 * 2\sigma_{\text{sol}} = 1,33 * 200 = 266 \text{ KN/m}^2$

Chapitre X : Etude de l'infrastructure

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \cdot \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant:

Cas de chargement		Sens	e_0 (m)	σ_{max} (bar)	σ_{min} (bar)	σ_{moy} (bar)
Situation accidentelle		Sens H	0,775	2,898	-1,414	1,820 < 4
		Sens B	0,127	1,132	0,352	0,937 < 4
Situation durable	ELU	Sens H	0,612	3,061	-1,203	1,995 < 2,66
		Sens B	-0,0099	0,967	0,891	1,29 < 2,66
	ELS	Sens H	0,574	2,077	-0,759	1,368 < 2,66
		Sens B	-0,011	0,689	0,629	0,674 < 2,66

Tableau X.3 : vérification des contraintes dans le sol

Vérification de la stabilité au renversement : (RPA99 V 2003. Art.10.1.5)

Dans le cas accidentelle, il faut vérifier que :

$$B/4 = 0,36.$$

$e_0 = 0,127\text{m} < 0,36\text{m}$ donc la vérification au renversement est satisfaite

X.2 Détermination des armatures de la semelle :

Les conditions à vérifier :

$$(1) \begin{cases} e_0 < \frac{b}{6} \rightarrow \text{sens B} \\ e_0 < \frac{h}{6} \rightarrow \text{sens H} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} e_0 < \frac{b}{24} \rightarrow \text{sens B} \\ e_0 < \frac{h}{24} \rightarrow \text{sens H} \end{cases}$$

Si les deux conditions sont vérifiées, les armatures seront calculées sous un effort normal fictif :

$$N' = N \left(1 + 3 \cdot \frac{e_0}{B} \right) \rightarrow \text{sens B}$$

$$N' = N \left(1 + 3 \cdot \frac{e_0}{H} \right) \rightarrow \text{sens H}$$

Si l'une des deux conditions est vérifiée, les armatures seront calculées sous un moment M_1

$$M_1 = (4 \cdot B + 0,3 \cdot b - 9 \cdot e_0) \left[\frac{\frac{B}{2} - 0,35 \cdot b}{\frac{B}{2} - e_0} \right]^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens B}$$

Chapitre X : Etude de l'infrastructure

$$M_1 = (4 * H + 0,3 * h - 9 * e_0) \left[\frac{\frac{H}{2} - 0,35 * h}{\frac{H}{2} - e_0} \right]^2 N/27 \rightarrow \text{sens H}$$

Situation accidentelle :

Armature parallèles à B=1,45m.

$$e_0 = 0,127 \geq 0,5/6 = 0,08$$

$$e_0 = 0,127 \geq 1,45/24 = 0,060.$$

$$M_1 = (4 * 1,45 + 0,3 * 0,5 - 9 * 0,127) \left[\frac{\frac{1,45}{2} - 0,35 * 0,5}{\frac{1,45}{2} - 0,127} \right]^2 172,14/27$$

$$= 25,92 \text{ kn.m}$$

$$A_s = (M_1/z)/f_{st} \text{ avec : } z=0,9d=0,27\text{m.}$$

$$A_s = 2,76\text{cm}^2$$

Armature parallèles à H=1,6m.

$$e_0 = 0,775 \geq 0,55/6 = 0,092$$

$$e_0 = 0,775 \geq 1,6/24 = 0,067.$$

$$M_1 = (4 * 1,6 + 0,3 * 0,55 - 9 * 0,775) \left[\frac{\frac{1,6}{2} - 0,35 * 0,55}{\frac{1,6}{2} - 0,775} \right]^2 172,14/27$$

$$= -63,52\text{kn.m}$$

$$A_s = 6,76 \text{ cm}^2$$

Situation durable :

01) ELU :

Armature parallèles à B=1,45m.

$$e_0 = -0,0099 \leq 0,5/6 = 0,08$$

$$e_0 = -0,0099 \leq 1,45/24 = 0,060.$$

$$N' = N(1+(3*e_0)/B) = 215,51(1+(3*(-0.0099)/1,45)) = 211,09\text{kn}$$

$$A_s = (N' * (B-b))/(8*d*f_{st}) = (211,09*(1,45-0,50))/(8*0,30*348) = 2,40\text{cm}^2$$

Chapitre X : Etude de l'infrastructure

Armature parallèles à H=1,6m.

$$e_0 = 0,612 \geq 0,55/6 = 0,092$$

$$e_0 = 0,612 \geq 1,6/24 = 0,067$$

$$M_1 = (4 * 1,6 + 0,3 * 0,55 - 9 * 0,612) \left[\frac{1,6}{2} - 0,35 * 0,55 / \frac{1,6}{2} - 0,612 \right]^2 \frac{215,51}{27}$$

$$= 88,09 \text{ kn.m}$$

$$A_s = 9,37 \text{ cm}^2$$

01) ELS :

Armature parallèles à B=1,45m.

$$e_0 = -0,011 \leq 0,5/6 = 0,08$$

$$e_0 = -0,011 \leq 1,45/24 = 0,060.$$

$$N' = N(1 + (3 * e_0)/B) = 152,86(1 + (3 * (-0,011))/1,45) = 101,94 \text{ kn}$$

$$A_s = (N' * (B - b)) / (8 * d * f_{st}) = (101,94 * (1,45 - 0,50)) / (8 * 0,3 * 348) = 1,16 \text{ cm}^2$$

Armature parallèles à H=1,6m.

$$e_0 = 0,574 \geq 0,55/6 = 0,092$$

$$e_0 = 0,574 \geq 1,6/24 = 0,067$$

$$M_1 = (4 * 1,6 + 0,3 * 0,55 - 9 * 0,574) \left[\frac{1,6}{2} - 0,35 * 0,55 / \frac{1,6}{2} - 0,574 \right]^2 \frac{152,86}{27} =$$

$$57,23 \text{ kn.m}$$

$$A_s = 6,09 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$\min A_B = 0,23 * \frac{f_{t28}}{f_e} * B * h_1 = 0,23 * \frac{2,1}{400} * 1,45 * 0,35 = 6,13 \text{ cm}^2$$

$$\min A_H = 0,23 * \frac{f_{t28}}{f_e} * H * h_1 = 0,23 * \frac{2,1}{400} * 1,6 * 0,35 = 6,76 \text{ cm}^2$$

Dispositions constructive:

Les armatures seront munies des crochets si : ($l_s > H/4$ et $l_s > B/4$)

Chapitre X : Etude de l'infrastructure

$$l_s = \frac{\varphi * f_e}{4 * 0,6 * \psi_s^2 * f_{ij}} \text{ avec : } l_s : \text{longueur de scellement}$$

$$\psi_s = 1,5 \rightarrow \text{HA}$$

$$\text{Suivant H : } l_s = \frac{1,2 * 400}{4 * 0,6 * 1,5^2 * 2,1} = 42,33 \text{ cm. } > H/4 = 40 \text{ cm}$$

$$\text{Suivant B : } l_s = \frac{1,2 * 400}{4 * 0,6 * 1,5^2 * 2,1} = 42,33 \text{ cm. } > B/4 = 36,25 \text{ cm}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle, avec des crochets suivant les deux sens

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Armature	Situation accidentelle	Situation durable		A_{\min} (cm ²)	Nombre de barre	A_s (cm ²)	l_s (cm)	s_t (cm)
		ELU	ELS					
$A_s(H)$	6,76	9,37	6,09	6,76	9HA12	10,18	42,33	17
$A_s(B)$	2,76	2,40	1,16	6,13	6HA12	6,79	42,33	24

Tableau X.4 : les armatures de la semelle

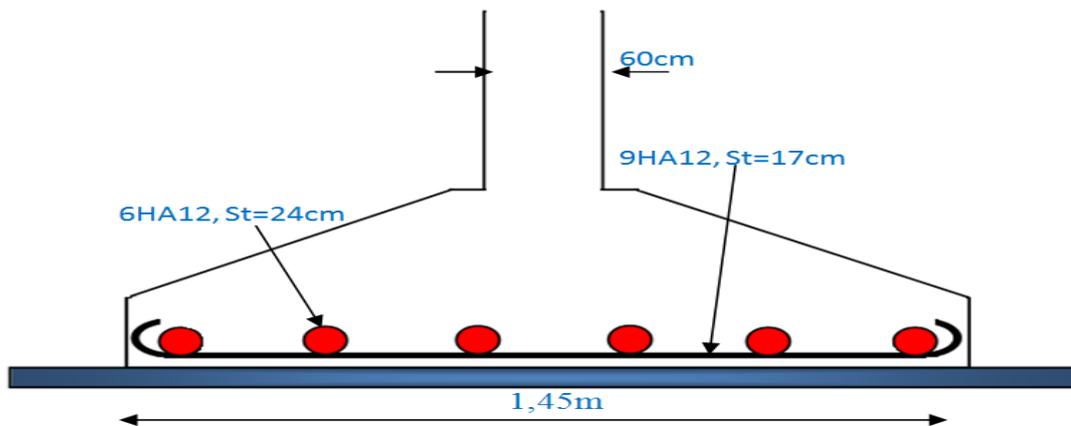


Figure X.2 : Schéma de ferrailage de la semelle poteau HEA360

X.3 Fondation sous potelet :

Nous avons des potelets IPE 360, la surface de la platine du potelet S :

$$S = a * b \text{ avec : } L_p = 60 \text{ cm et } B_p = 40 \text{ cm.}$$

$$(A/B) = (a/b) = 60/40 = 1,5 \Rightarrow A = 1,5B.$$

$$\sigma_c = \frac{N_{sd}}{AB} = \frac{N_{sd}}{1,5B^2} \leq \sigma_{sol} = 0,2 \text{ Mpa. } \Rightarrow B = \sqrt{\frac{105,99}{0,2 * 1,5}} = 18,80 \text{ cm}$$

Soit $B = 80$ cm, d'où on prend $A = 120$ cm

Hauteur de la semelle :

Chapitre X : Etude de l'infrastructure

$$d \geq \max \left(\frac{A-a}{4} = 15\text{cm} ; \frac{B-b}{4} = 10\text{cm} \right) \longrightarrow \text{On prend } d=20\text{cm}$$

L'encrage :

$$H_t = d+c = 20+5=25\text{cm.}$$

$$(h_t/3) \leq h_p \leq (h_t/2) \Rightarrow 8,33\text{cm} \leq h_p \leq 12,5\text{cm} \quad \text{soit: } h_p = 10\text{cm.}$$

On doit vérifier que:

$$\sigma_c = \frac{N_t}{AB} \leq \sigma_{sol} = 1,5\text{Mpa. Avec : } N_t = N_{sd} + 1,35P_s ; P_s : \text{ poids de la semelle.}$$

$$P_s = 0,8 * 1,20 * 0,2 * 25 = 4,8\text{kn.}$$

$$D'ou : N_t = 105,99 + 1,35 * 4,8 = 112,47\text{kn.}$$

$$\sigma_c = \frac{112,47}{80 * 120} = 0,11\text{Mpa} \leq \sigma_{sol} = 0,2\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

X.4 Calcul des armatures de la semelle potelet :

Calcul de ferrailage par la méthode des bielles : la semelle se comporte en une semelle isolée la transmission de N par des bielles

$$F_x = \frac{N_t * (A-a)}{8d} = \frac{112,47 * (120-60)}{8 * 20} = 42,17\text{kn.}$$

$$F_y = \frac{N_t * (B-b)}{8d} = \frac{112,47 * (80-40)}{8 * 20} = 28,11\text{kn.}$$

$$\frac{F_x}{\sigma_s} = A_x = \frac{42,17}{40/1,15} = 1,21\text{cm}^2 \quad ; \quad \frac{F_y}{\sigma_s} = A_y = \frac{28,11}{40/1,15} = 0,80\text{cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_x \geq A_{x \min} ; A_y \geq A_{y \min} \text{ avec : } F_{t28} = 2,1\text{Mpa} ; f_e = 400\text{Mpa.}$$

$$A_{x \min} = 0,23 * (F_{t28} / f_e) * Ad = 0,23 * (2,1 / 400) * 120 * 20 = 2,9\text{cm}^2$$

$$A_{y \min} = 0,23 * (F_{t28} / f_e) * Bd = 0,23 * (2,1 / 400) * 80 * 20 = 1,93\text{cm}^2$$

Donc on ferraille avec $A_{x,y \min}$

Dans le plan xx', on prend 4HA12=4,52cm², avec un espacement de 25cm entre deux barres.

Dans le plan yy', on prend 4HA10=3,14cm², avec un espacement de 25cm entre deux barres.

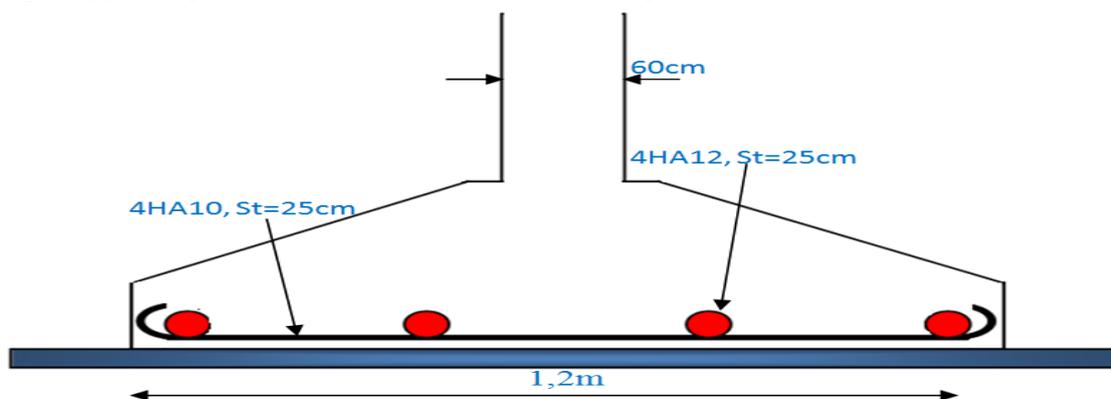


Figure X.3: Schéma de ferrailage de la semelle potelet IPE360

Chapitre X : Etude de l'infrastructure

X.5 Calcul des longrines :

Introduction : les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles. Elles sont soumises à des forces axiales de traction

Pré dimensionnement :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le RPA99 V 2003 sont :

25 cm * 30 cm : sites de catégorie S₂ et S₃

30 cm * 30 cm : sites de catégorie S₄

Pour notre cas on optera pour des longrines de section : 25 cm * 30 cm

X.5.1 Ferrailage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à l'action d'une force de traction qui est égale :

$$N_t = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN (RPA99 V 2003.Art.10.1.1.b)}$$

N_u^{max} : L'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

$$\alpha = 15 \rightarrow \text{zone IIa, site } S_2$$

$$\text{ELU: } N_t = 215,51/15 = 14,37 \text{ kn}$$

$$\text{ELS: } N_t = 152,86/15 = 10,19 \text{ kn}$$

$$A_s = \frac{N_t}{\sigma_s} = 14,37/348 = 0,41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{N_t}{\sigma_s} = 10,19/201 = 0,51 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,6\% B = 0,6 * 10^{-2} * (25 * 30) = 4,5 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec A_{\min} ; soit : 6HA12 = 6,79 cm²

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq \frac{B * f_{t28}}{f_e} = (30 * 25)/400 = 3,94 \text{ cm}^2$$

$A_s = 6,79 \text{ cm}^2 \geq 3,64 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Vérification de la flèche :

$$q_s = 152,86/6 = 25,48 \text{ kn/m}$$

La plus grande portée est : L=6m

$$f = \frac{5 * q_s * L^4}{384 * E * I} \leq f_{\text{adm}}$$

Chapitre X : Etude de l'infrastructure

$$f = (5 \cdot 25,48 \cdot 600^4) / (384 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 56250) = 0,364 \text{ cm} \leq f_{\text{adm}} = 600/200 = 3 \text{ cm} \dots \text{vérifiée.}$$

$$I = b \cdot h^3 / 12 = 56250 \text{ cm}^4$$

Armature transversales :

Soit des cadres de diamètre 8 mm dont l'espacement est inférieure à : $\min [20 \text{ cm}; 15\phi]$

Soit : $St \leq \min(20 \text{ cm}; 15 \cdot 0,8) = 12 \text{ cm}$.

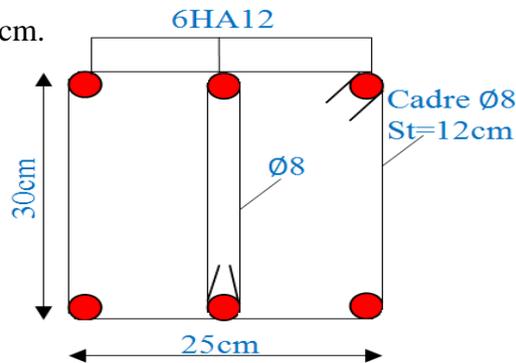


Figure X.4: Schéma de ferrailage des longrines.

X.6.Ferrailage des futs :

Les fondations sont ancrées à $D=1,4 \text{ m}$, l'assemblage platine massif doit être au dessus du sol ; donc on prévoit un poteau en B.A (fut) de dimension $(60 \cdot 65) \text{ cm}^2$.

Le fut est soumis à un effort normal, un effort tranchant et un moment fléchissant. Le ferrailage de la section sera calculé en flexion composé.

On calculera uniquement le fut le plus sollicité ; par les efforts (M, N, T)

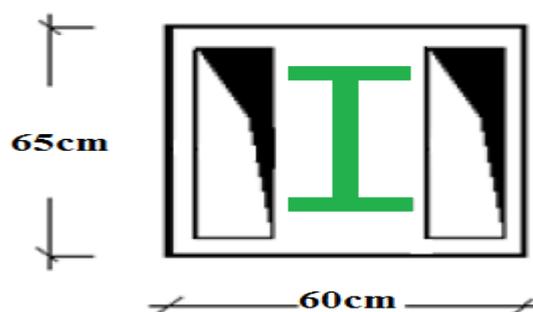


Figure X.5: section du fut à ferrailer.

On a $N_u = 215,51 \text{ kn}$, $M_u = 98,14 \text{ kn.m}$ $\Rightarrow h/6 = 0,55/6 = 0,09 < e = 98,14/215,51 = 0,45 \Rightarrow \text{SPC}$.

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple ; avec M_{ua}

Calcul de M_{ua} :

$$M_{ua} = M_u + N_u \cdot (d - \frac{h}{2}) = 98,14 + 215,51 \cdot (0,3 - \frac{0,55}{2}) = 103,53 \text{ kn.m}$$

Chapitre X : Etude de l'infrastructure

Calcul de μ_{bu} :

$$\mu_{bu} = M_{ua} / (b d^2 f_{bu}) = 103,53 / (0,5 * 0,3^2 * 14,2) = 0,162.$$

$$\mu_{bu} = 0,162 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

Calcul de A :

$$A_1 = M_{ua} / (z * f_{st}) ; \text{ avec : } z = d * (1 - 0,4\alpha) \text{ et } \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}) = 0,222 \text{ et } z = 0,273$$

$$A_1 = 10,90 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 + N_u / f_{st} = 17,09 \text{ cm}^2.$$

La section minimale d'armature longitudinale est :

$$A_{\min} = 0,23 * f_{t28} / f_e * b * d = 1,81 \text{ cm}^2 \text{ donc on va ferraille avec A}$$

Soit : 12HA14 = 18,47 cm².

Armatures transversales :

Soit trois cadres $\varnothing 10$ et des épingles de diamètre $\varnothing 8$ dont l'espacement max est donné par le RPA :

Dans la zone nodale :

$St \leq 10 \text{ cm}$. Soit: $St = 10 \text{ cm}$

Dans la zone courante :

$St \leq \min (b/2; h/2; 10\varnothing) = 14 \text{ cm}$. Soit : $st = 14 \text{ cm}$.

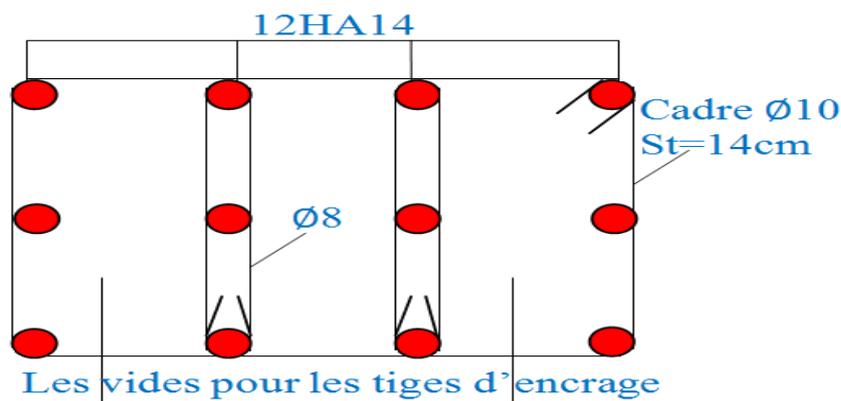


Figure X.6: Schéma de ferrailage des futs $b * h = 50 * 55 \text{ cm}^2$

Chapitre XI :
Vérification de la stabilité d'ensemble.

Chapitre XI Vérification de la stabilité d'ensemble

XI.1. introduction :

Après le dimensionnement et la vérification des éléments de la structure, on doit vérifier la stabilité d'ensemble sous l'action du vent et du séisme.

La stabilité de la structure est assurée si : $\sum M_{st} \geq \sum M_R$

XI.2 Action d'ensemble :

XI.2.1. Calcul des forces à l'aide des pressions de surfaces :

La force exercée par le vent F_W agissant sur une construction ou un élément de construction peut être déterminé par sommation vectorielle des forces $F_{w,e}$, $F_{w,i}$, et F_{fr} respectivement donnée par :

Forces extérieures : $F_{w,e} = C_d * \sum W_e * A_{ref}$

Forces intérieures : $F_{w,i} = \sum W_i * A_{ref}$ [RNV2013, p: 58; Paragraphe 2. 6. 2]

Forces de frottements : $F_{fr} = C_{fr} * q_p(z_e) * A_{fr}$

XI.2.1.1. Vent sur pignon :

a) Forces extérieures : $F_{w,e} = C_d * \sum W_e * A_{ref}$ et $W_e = q_p(z_e) * C_{pe}$

a-1) parois verticales :

Zone	C_d	W_e (N/m ²)	A_{ref} (m ²)	$W_e * A_{ref}$
A	1	-683,25	52,8	-36075,6
B	1	-546,6	211,2	-115441,92
C	1	-341,625	133,2	-45504,45
D	1	546,6	264	144302,4
E	1	-204,975	264	-54113,4

Tableau XI.1 : Valeurs des forces extérieures pour les parois verticales

Donc : $F_{w,e} = -106832,97$ N

a-2) Toiture :

Zone	C_d	W_e (N/m ²)	A_{ref} (m ²)	$W_e * A_{ref}$
F	1	-999,912	12,1	-12098,9352
G	1	-951,6	24,2	-23028,72
H	1	-455,304	96,8	-44073,4272
I	1	-382,104	243,1	-92889,4824

Tableau. XI.2 : valeurs des forces extérieures pour la toiture

Donc : $F_{w,e} = -172090,5648$ N

b) Force intérieure : $F_{w,i} = \sum W_i * A_{ref}$ et $W_i = q_p(z_e) * C_{pi}$

b-1) parois verticales :

Chapitre XI Vérification de la stabilité d'ensemble

Zone	C_d	$W_i(N/m^2)$	$A_{ref}(m^2)$	$W_e * A_{ref}$
A	1	546,6	52,8	28860,48
B	1	546,6	211,2	115441,92
C	1	546,6	133,2	72807,12
D	1	546,6	264	144302,4
E	1	546,6	264	144302,4

Tableau .XI.3 : valeurs des forces intérieures pour les parois verticales

Donc : $F_{w,i}=505714,32$ N

b-2) Toiture :

Zone	C_d	$W_i(N/m^2)$	$A_{ref}(m^2)$	$W_e * A_{ref}$
F	1	585,6	12,1	7085,76
G	1	585,6	24,2	14171,52
H	1	585,6	96,8	56686,08
I	1	585,6	243,1	142359,36

Tableau .XI.4 : valeurs des forces intérieures pour la toiture

Donc : $F_{w,i}=220302,72$ N

C) Forces de frottements : $F_{fr}=C_{fr} * q_p(z_e) * A_{fr}$

Dans notre cas la force de frottement est négligeable

d) Force totale exercée par le vent F_w :

d-1) parois verticale : $F_w=398881,35$ N

d-2) toiture : $F_w=48212,1552$ N

XI.2.1.2 Vent sur long pan :

a) Forces extérieures : $F_{w,e}=C_d * \sum W_e * A_{ref}$ et $W_e = q_p(z_e) * C_{pe}$

a-1) parois verticale :

Zone	C_d	$W_e(N/m^2)$	$A_{ref}(m^2)$	$W_e * A_{ref}$
A	1	-683,25	57,6	-39355,2
B	1	-546,6	230,4	-125936,64
D	1	546,6	397,2	217109,52
E	1	-204,975	397,2	-81416,07

Tableau. XI.5 : valeurs des forces extérieures pour les parois verticales

Donc : $F_{w,e}=-29598,39$ N

a-2) Toiture :

Zone	C_d	$W_e(N/m^2)$	$A_{ref}(m^2)$	$W_e * A_{ref}$
F	1	-1248,792	14,4	-17982,6048
G	1	-650,016	50,64	-32916,81024
H	1	-267,912	284,66	-76263,82992
I	1	-325,008	284,66	-92516,77728

Chapitre XI Vérification de la stabilité d'ensemble

J	1	-538,752	79,44	-42798,45888
---	---	----------	-------	--------------

Tableau. XI.6 : Valeurs des forces extérieures pour la toiture

Donc : $F_{w,e} = -262478,4811 \text{ N}$

b) Force intérieure : $F_{w,i} = \sum W_i * A_{ref}$ et $W_i = q_p(z_e) * C_{pi}$

b-1) parois verticales :

Zone	C_d	$W_i (\text{N/m}^2)$	$A_{ref} (\text{m}^2)$	$W_e * A_{ref}$
A	1	546,6	57,6	31484,16
B	1	546,6	230,4	125936,64
D	1	546,6	397,2	217109,52
E	1	546,6	397,2	217109,52

Tableau. XI.7 : Valeurs des forces intérieures pour les parois verticales

Donc : $F_{w,i} = 591639,84 \text{ N}$

b-2) Toiture :

Zone	C_d	$W_i (\text{N/m}^2)$	$A_{ref} (\text{m}^2)$	$W_e * A_{ref}$
F	1	585,6	14,4	8432,64
G	1	585,6	50,64	29654,784
H	1	585,6	284,66	166696,896
I	1	585,6	284,66	166696,896
J	1	585,6	79,44	46520,064

Tableau. XI.8 : Valeurs des forces intérieures pour la toiture

Donc : $F_{w,i} = 418001,28 \text{ N}$

C) Forces de frottements : $F_{fr} = C_{fr} * q_p(z_e) * A_{fr}$

Dans notre cas la force de frottement est négligeable

d-1) Force totale exercée par le vent F_W :

d-1-1) parois verticale : $F_w = 562041,45 \text{ N}$

d-1-2) toiture : $F_w = 155522,7989 \text{ N}$

3. Détermination des moments de renversement M_R :

3.1. Cas de vent : l'action du vent est décomposée en deux composantes :

-une composante horizontale $F_{we,h}$

-une composante verticale $F_{we,v}$

XI.2.1.3 vent perpendiculaire au pignon :

Forces extérieures : $F_{w,e} = C_d * \sum W_e * A_{ref}$ et $W_e = q_p(z_e) * C_{pe}$

$$X_T = \frac{\sum T_i x_i}{\sum T_i} ; Y_T = \frac{\sum T_i y_i}{\sum T_i} ; Z_T = \frac{\sum T_i z_i}{\sum T_i}$$

Chapitre XI Vérification de la stabilité d'ensemble

$$X_U = \frac{\sum U_i x_i}{\sum U_i} ; Y_U = \frac{\sum U_i y_i}{\sum U_i} ; Z_U = \frac{\sum U_i z_i}{\sum U_i}$$

Zone	F _{weH}	F _{weV}	Point d'application		
			x	y	z
D	144,3	0	0	11	3
E	-54,11	0	33,1	11	3
F1	0	-12,099	1,1	2,75	12,62
F2	0	-12,099	1,1	19,25	12,62
G	0	-23,029	1,1	11	13,87
H	0	-44,073	6,6	11	13,25
I	0	-92,889	22,05	11	13,25
F _r (toit)	/	/	/	/	/
F _r (parois)	/	/	/	/	/
/	90,19	/	-19,86	11	3
/	/	184,189	12,98	11	13,24

Tableau. XI.9 : Force extérieures

Force intérieure : F_{w,i} = Σ W_i * A_{ref}

Zone	F _{weH}	F _{weV}	Point d'application		
			x	y	z
D	144,3	0	0	11	3
E	144,3	0	33,1	11	3
F1	0	7,08	1,1	2,75	12,62
F2	0	7,08	1,1	19,25	12,62
G	0	14,17	1,1	11	13,87
H	0	56,69	6,6	11	13,25
I	0	142,36	22,05	11	13,25
F _r (toit)	/	/	/	/	/
F _r (parois)	/	/	/	/	/
/	288,6	/	16,55	11	3
/	/	227,38	15,59	11	13,25

Tableau .XI.10 : Force intérieure

	Action horizontale	Action verticale	Point d'application		
			X	y	z
F _{we}	90,19	/	-19,86	11	3
F _{we}	/	-184,189	12,98	11	13,24
F _{wi}	288,6	/	16,55	11	3
F _{wi}	/	227,38	15,59	11	13,25
F _r (toit)	/	/	/	/	/
F _r (parois)	/	/	/	/	/
Résultante F _{weH}	378,79	/	7,88	11	3
Résultante F _{weV}	/	43,191	26,72	11	13,25

Tableau. XI.11 : La force Résultante F_w

Chapitre XI Vérification de la stabilité d'ensemble

Calcul du moment de renversement :

$M_{R/xx}$: Moment renversant par rapport à l'axe xx

$M_{R/yy}$: Moment renversant par rapport à l'axe yy

$$M_{R/xx} = F_v * Y_v = 43,191 * 11 = 475,10 \text{ kn.m}$$

$$M_{R/yy} = F_h * X_h = 378,79 * 7,88 = 2984,86 \text{ kn.m}$$

Calcul du moment stabilisant :

$$M_S = 2521,8741 * 16,55 = 41737,02 \text{ kn.m}$$

$M_R < M_S$ Vérifiée

XI.2.1.4 vent perpendiculaire au long pan :

Forces extérieures : $F_{w,e} = C_d * \sum W_e * A_{ref}$

Zone	F_{weH}	F_{weV}	Point d'application		
			x	y	z
D	217,11	0	0	16,55	3
E	-81,42	0	22	16,55	3
F1	0	-12,099	1,45	3,625	12,83
F2	0	-12,099	1,45	19,25	12,83
G	0	-23,029	1,45	16,55	15,76
H	0	-44,073	6,95	16,55	15,76
I	0	-92,889	17,95	16,55	15,76
J	0	-42,80	12,45	16,55	15,76
F_r (toit)	/	/	/	/	/
F_r (parois)	/	/	/	/	/
/	135,69	/	-13,2	16,55	3
/	/	-280,46	10,07	16,55	15,38

Tableau. XI.12 : Force extérieures

Force intérieure : $F_{w,i} = \sum W_i * A_{ref}$

Zone	F_{weH}	F_{weV}	Point d'application		
			X	y	z
D	217,11	0	0	16,55	3
E	217,11	0	22	16,55	3
F1	0	8,43	1,45	3,625	12,83
F2	0	8,43	1,45	29,47	12,83
G	0	29,65	1,45	16,55	15,76
H	0	166,7	6,95	16,55	15,76
I	0	166,7	17,95	16,55	15,76
J	0	46,52	12,45	16,55	15,76
F_r (toit)	/	/	/	/	/
F_r (parois)	/	/	/	/	/

Chapitre XI Vérification de la stabilité d'ensemble

/	434,22	/	11	16,55	3
/	/	426,43	11,25	16,55	15,64

Tableau .XI.13 : Force intérieure

	Action horizontale	Action verticale	Point d'application		
			x	y	Z
F_{we}	135,69	/	-13,2	16,55	3
F_{we}	/	-280,46	10,07	16,55	15,38
F_{wi}	434,22	/	11	16,55	3
F_{wi}	/	426,43	11,25	16,55	15,64
F_r (toit)	/	/	/	/	/
F_r (parois)	/	/	/	/	/
Résultante F_{weH}	569,91	/	5,24	16,55	3
Résultante F_{weV}	/	145,97	26,72	16,55	16,14

Tableau .XI.14 : La force Résultante F_w

XI.3 Calcul du moment de renversement :

$M_{R/xx}$: Moment renversant par rapport à l'axe xx

$M_{R/yy}$: Moment renversant par rapport à l'axe yy

$$M_{R/xx} = F_v * Y_v = 145,97 * 16,55 = 2415,80 \text{ kn.m}$$

$$M_{R/yy} = F_h * X_h = 569,91 * 5,24 = 2986,33 \text{ kn.m}$$

XI.4 Calcul du moment stabilisant :

$$M_S = 2521,8741 * 11 = 27740,61 \text{ kn.m}$$

$M_R < M_S$ Vérifiée

Tous les moments résistant (stabilisateur) sont supérieures aux moments renversants, donc il n'y a pas de risque au renversement et la stabilité d'ensemble est assurée.

XI.5 Cas du séisme :

Le moment du renversement qui peut être par l'action causée par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation

a) Réaction à la base :

Le mode	Réaction				
	F_X (kn)	F_Y (kn)	F_Z (kn)	M_{XX} (kn)	M_{YY} (kn)
CQC	5,34	48,20	264,22	82,82	2,90

Tableau. XI.15 : Réaction à la base due aux effets sismique

CQC : combinaison quadratique complète.

$$M_{R/xx} = M_{XX} + F_Z * Y_G = 82,82 + 264,22 * 11 = 2989,24 \text{ kn.m}$$

$$M_{R/yy} = M_{YY} + F_Z * X_G = 2,90 + 264,22 * 16,55 = 4375,741 \text{ kn.m}$$

Chapitre XI Vérification de la stabilité d'ensemble

1) moment résistant :

$$M_{ST/xx} = \sum P_i Y_i = P_T Y_G = 2521,8741 * 11 = 27740,62 \text{ kn.m}$$

$$M_{ST/yy} = \sum P_i X_i = P_T X_G = 2521,8741 * 16,55 = 41737,02 \text{ kn.m}$$

Cas du séisme	M_R		M_S		$0,8M_S$	
	Par rapport à l'axe x-x	Par rapport à l'axe y-y	Par rapport à l'axe x-x	Par rapport à l'axe Y-Y	Par rapport à l'axe x-x	Par rapport à l'axe Y-Y
	2989,24	4375,741	27740,62	41737,02	22192,5	33389,62

Tableau. XI.16 : Vérification au renversement sous l'effet du séisme

Tous les moments résistant (stabilisateur) sont supérieures aux moments renversants, donc il n'y a pas de risque au renversement et la stabilité d'ensemble est assurée.

Conclusion :

La stabilité d'ensemble vis-à-vis du vent et du séisme respectivement est vérifiée : donc notre construction est stable.

Conclusion générale.

Conclusion générale

Le projet de fin d'étude présente la dernière phase de notre formation, il nous a permis d'une part de mettre en pratique les connaissances acquise durant notre cursus et de les approfondir, et d'autre part de nous familiariser un peu plus avec les règlements en vigueur à savoir le DTR, RPA99 V 2003, et RNV 2013 et les différents euro codes.

Par ailleurs, au cours de cette étude nous sommes parvenu à certaines conclusions qui sont :

- ✓ Les actions du vent sont les plus défavorables dans les structures métalliques
- ✓ La disposition de contreventement joue un rôle très important dans le comportement global de la structure
- ✓ La bonne conception des assemblages est essentielle pour la stabilité des structures métalliques

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Règlement Neige et Vent : Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Ministère de l'habitat, 2013.
- [2] Règlement Parasismique Algérien : RPA 99/version 2003. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique, 2003.
- [3] Construction Métallique : Exemple Numérique Adaptés aux Eurocodes. *Jaques Brozzetti, Manfred A. Hirt et Rolf Bez*. Presse polytechnique et universitaire romandes, Lausanne, 1995.
- [4] Calcul des Eléments Résistants d'une Construction Métallique. *Lahlou Dahmani*. Office des publications universitaires, 2009.
- [5] Calcul des Structures Métalliques selon l'Eurocode 3. *Jean Morel*. Eyrolles Paris, 2008
- [6] Charges permanentes et surcharges d'exploitations. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Urbanisme et de la Construction, 1989.
- [7] Regles de Calcul des Fondation superficielles. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Equipement et de Logement, 1992.
- [8] B.A.E.L 91 : Béton Armé aux Etats Limites, troisième tirage, Eyrolles, 1997.
- [9] Calcul des Ouvrages en Béton Armé. *M. Belazougui*. Office des publications universitaires, 1986.

VII- CONCLUSION :

Le site objet de notre étude est destiné pour recevoir *Une salle de sport* au Lycée AGGOUNE MD LYAZID Commune et Daïra IGHIL-ALI wilaya de Bejaia ;

D'après les résultats des sondages pénétrométriques et les essais au laboratoire, ainsi que les observations visuelles sur le site, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

1. Les sondages pénétrométriques nous ont permis de déterminer la résistance du sol, son homogénéité ainsi que sa capacité portante. L'analyse des pénétrographes a enregistré des résistances de pointe élevé en surface ;
2. Au vu de la nature géologique du site ainsi que les résultats des essais in situ, nous vous recommandons des fondations superficielles, ancrées à partir de 1,40 m de profondeur par rapport à la côte du terrain naturel (bas talus) et de prendre une contrainte admissible $Q_{adm} = 2,00 \text{ bars}$;
3. Les refus enregistrés sont très surfaciqes, d'où présence de roches ;
4. Le site est situé sur un terrain incliné, d'où il y'a lieu d'assurer un bon drainage des eaux pluviales et de surélever la construction (plate forme) par rapport à la cote du terrain naturel ;
5. Nous constatons que la nature de ce terrain est constituée essentiellement par des sables fin argileux limoneux avec Roche ;
6. Eviter les travaux de terrassement en période de pluies ;
7. Un étaieiment des parois est nécessaire pour éviter le glissement des berges des talus et d'assurer la sécurité lors des travaux en infrastructure
8. Nous pouvons classer le sol en catégorie *S2* selon sa nature géotechnique ;
9. Le sol n'est pas agressif pour les bétons de fondations ;
10. Selon les recommandations du CGS (règlement parasismique algérienne RPA 99/version 2003), la région de la wilaya de *Bejaia* est classée en zone de sismicité *moyenne IIa*. D'où, Il y'a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des bétons armés.

LE REDACTEUR DU RAPPORT

LE DIRECTEUR



OBJET:	<i>Demande de Permis de construire</i>
PROJET:	<i>Construction d'un Hangar</i>

R A D P
<i>Wilaya: Béjaïa</i>
<i>Daira: Tazmalt</i>
<i>Commune: Boudjellil</i>
<i>Village: Boudjellil</i>
<i>Lieu dit: Elborge</i>
<i>Section N°:13, Ilot N°:08</i>
<i>Zone: Rurale</i>

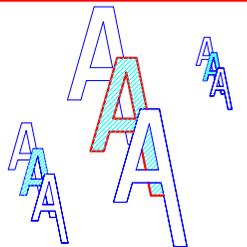
Pétitionnaire:
SNC DABOUZ ET Compagnies
"Thalwith"

<i>Désignation du dessin</i>	<i>Ech.</i>	<i>N°</i>
<i>Coupe A-A</i> <i>Façade Principale</i> <i>Façade Latérale</i>	<i>1/100</i>	<i>3/3</i>

Date: 20/07/2018 *Ref.:*

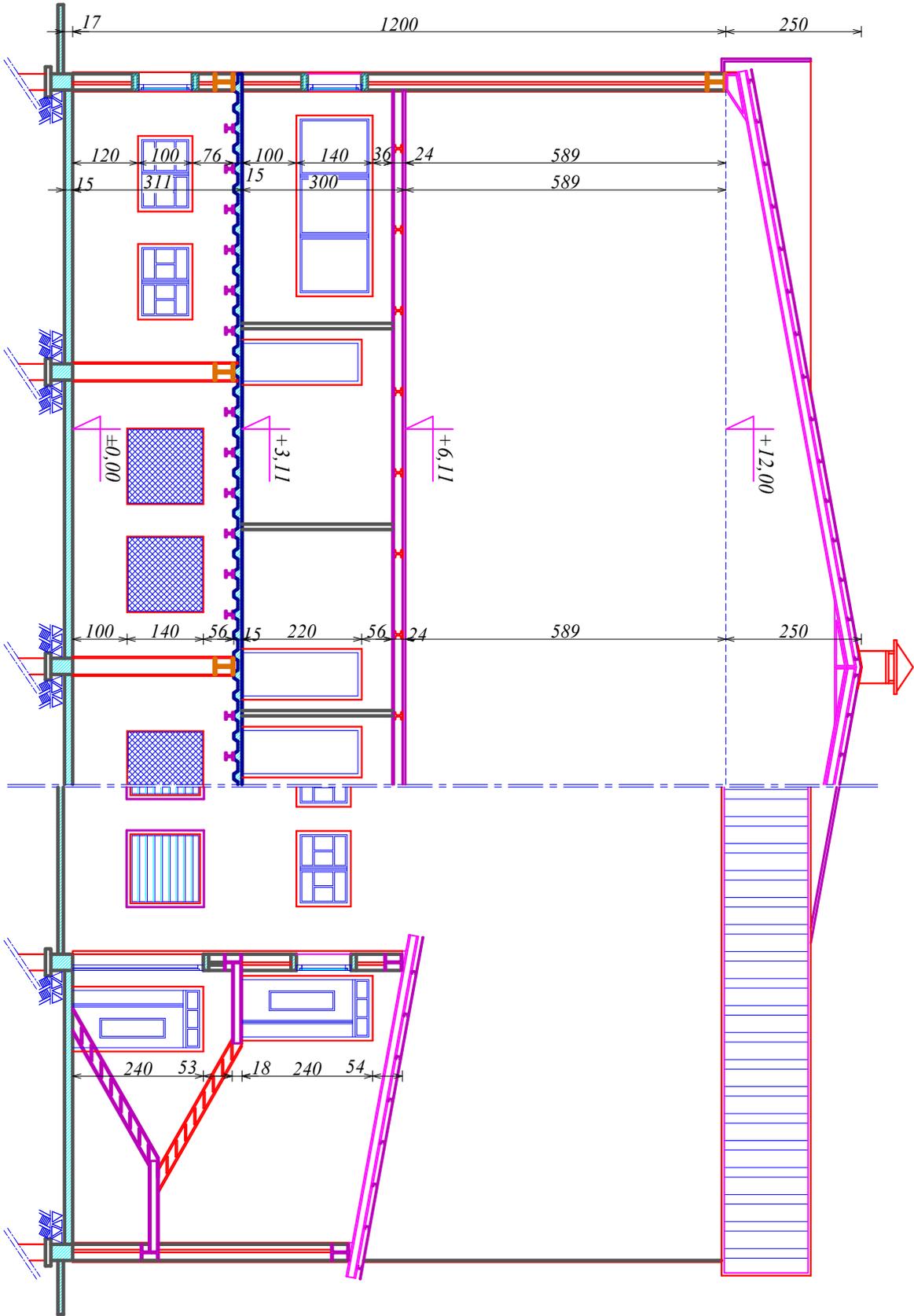
Maître de l'œuvre:

<i>Modifications:</i>	<i>Ind.</i>	<i>Date:</i>	<i>Contenu:</i>



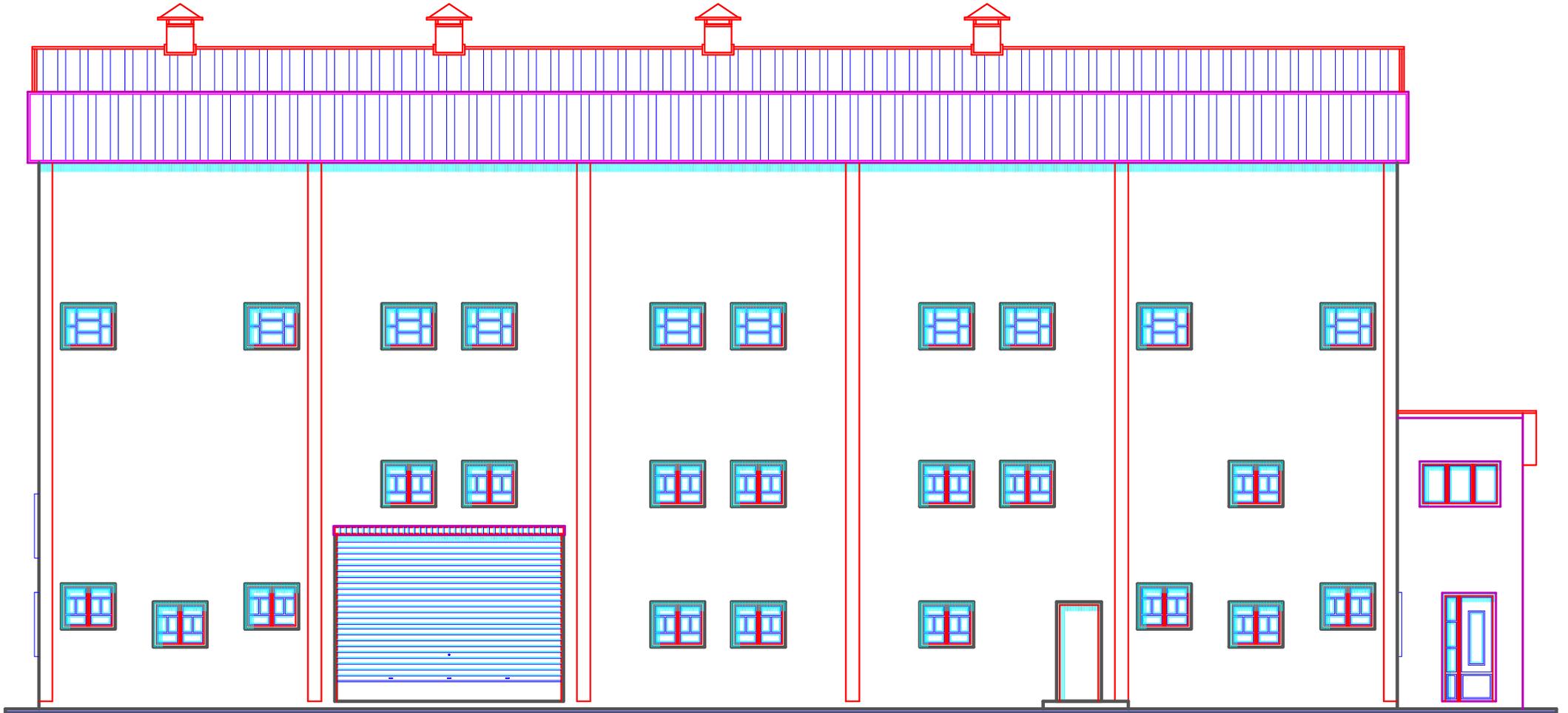
*Atelier d'Architecture et
de tout Aménagement
Fbg. Guendouza
Akbou, Béjïa
TEL.:07 75 08 18 40*

AVIS:

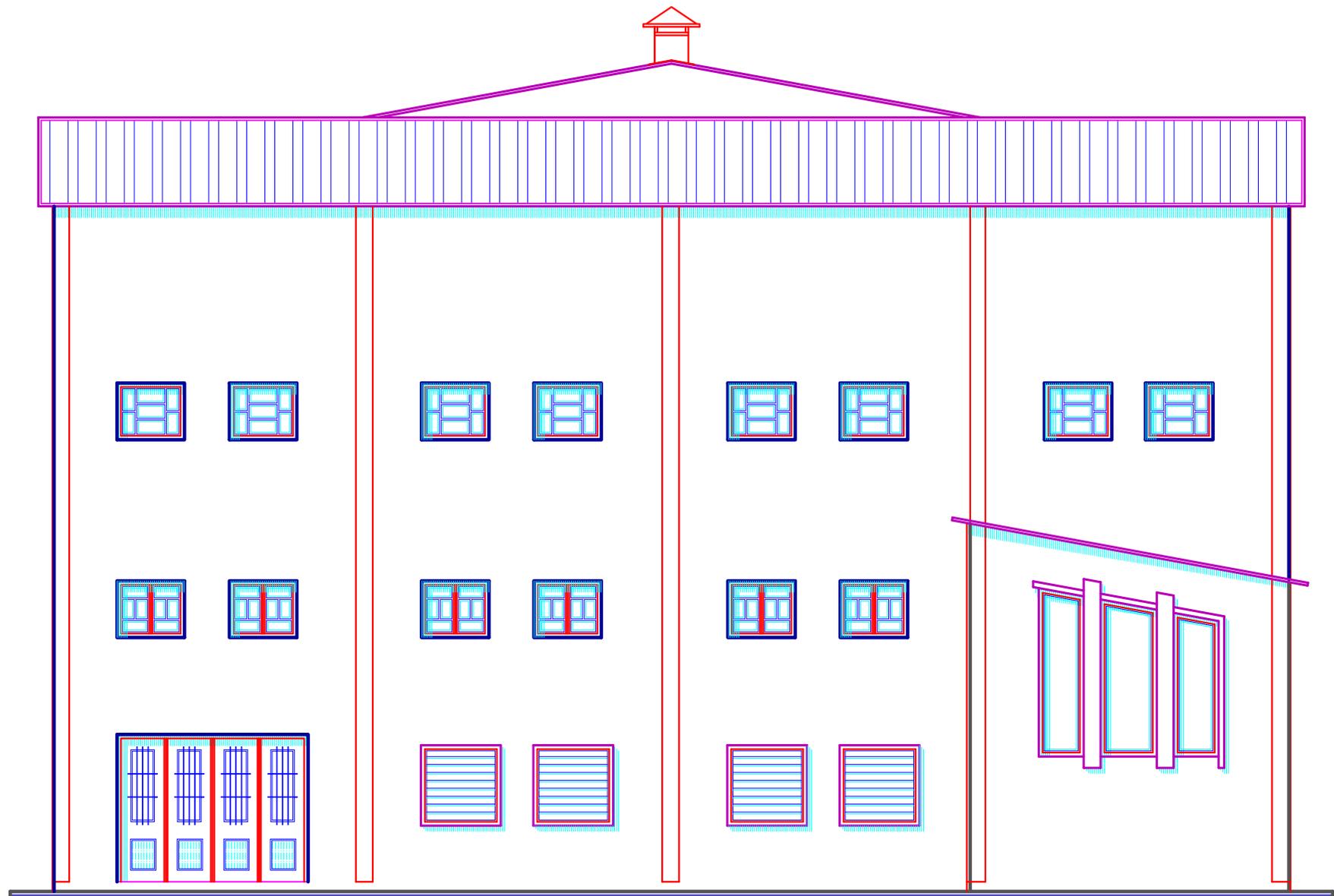


Coupe "AA" Ech.: 1/100

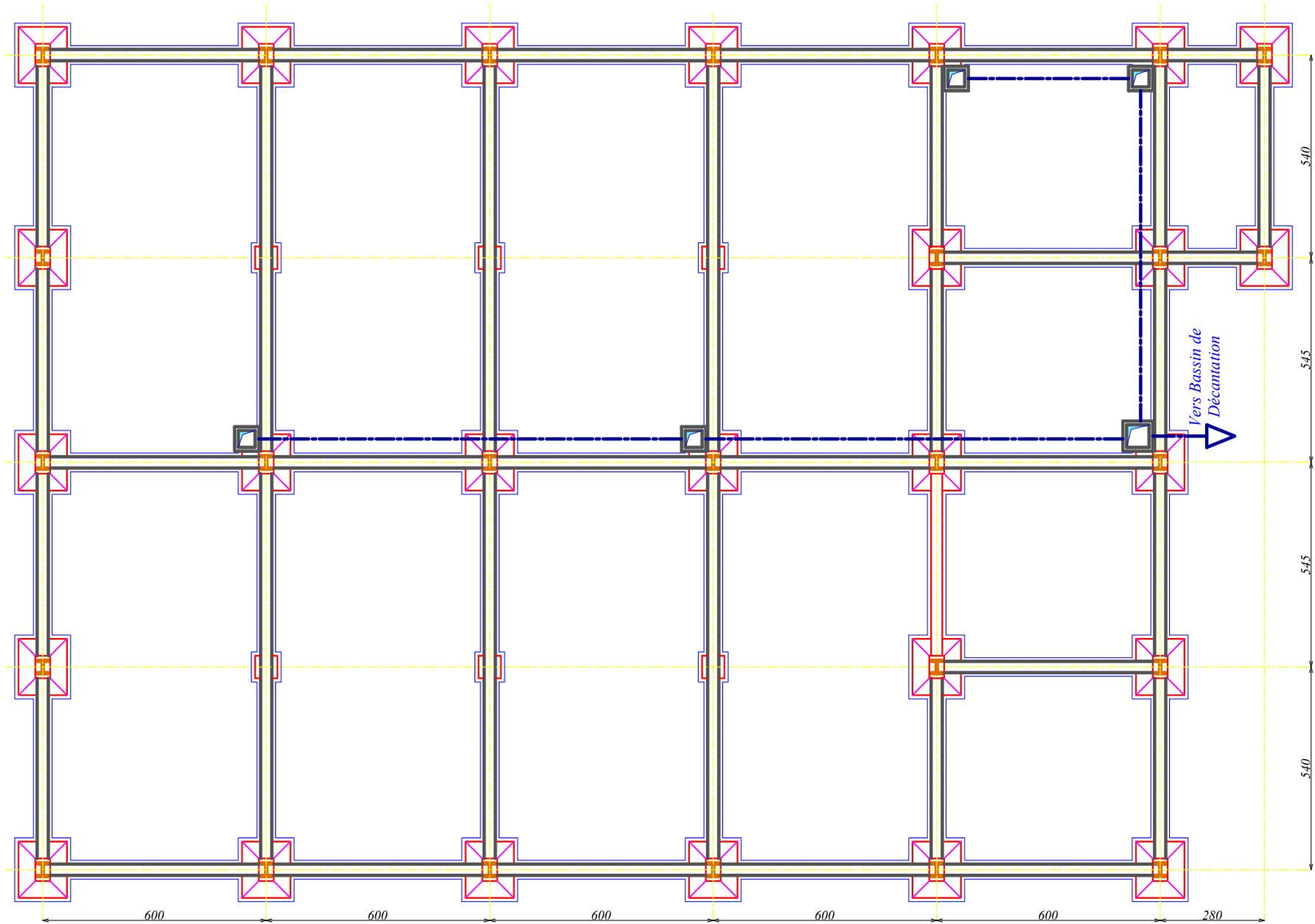
Façade Latérale Ech.:1/100



Façade Principale Ech.:1/100

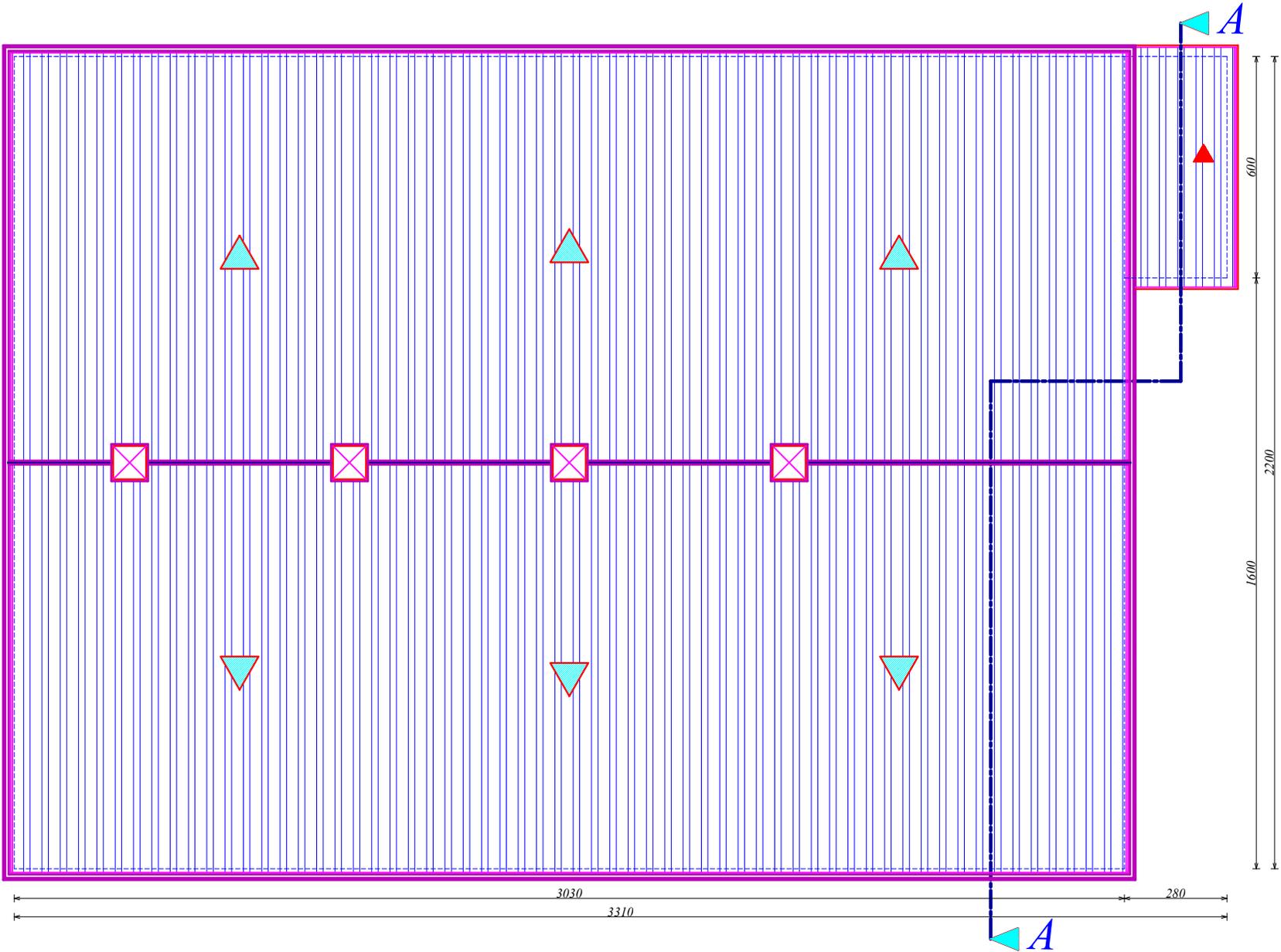


Plan des Fondations Ech.:1/100



Plan de Toiture Ech.:1/100

A



OBJET:	<i>Demande de Permis de construire</i>
PROJET:	<i>HANGAR</i>

R A D P
<i>Wilaya: Béjaïa</i>
<i>Daira: Tazmalt</i>
<i>Commune: Boudjellil</i>
<i>Village: Boudjellil</i>
<i>Lieu dit: Elborge</i>
<i>Section N°: 13, Ilot N°: 08</i>
<i>Zone: Rurale</i>

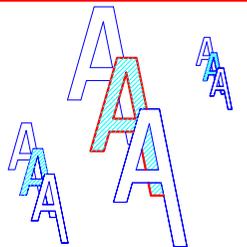
Pétitionnaire:
SNC DABOUZ ET Compagnies
"Thalwith"

<i>Désignation du dessin</i>	<i>Ech.</i>	<i>N°</i>
<i>Plan de Fondations</i> <i>Vue en Plan</i> <i>Plan de La Soupente</i> <i>Plan de Toiture</i>	<i>1/100</i>	<i>2/3</i>

Date: 20/07/2018 *Ref.:*

Maître de l'œuvre:

<i>Modifications:</i>	<i>Ind.</i>	<i>Date:</i>	<i>Contenu:</i>



*Atelier d'Architecture et
de tout Aménagement
Fbg. Guendouza
Akbou, Béjïa
TEL.: 07 75 08 18 40*

AVIS:

ANNEXE

Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Tableau des armatures (1)

Section en cm^2 de N armatures de diamètre Φ (mm)

ANNEXE

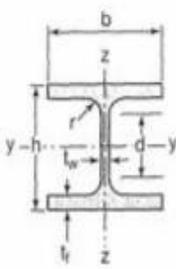
7.4 LAMINÉES MARCHANDS USUELS d'après doc. OTUA

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	Aire de la section	Caractéristiques de calcul				
CORNIÈRES À AILES ÉGALES						P	A	Axe yy = Axe zz				
	a	a	e	r	r ₁	P	A	d	$I_x = I_y$	$I_x/d_x = I_y/d_y$	$i_x = i_y$	
	a	a	t	r	r ₁	P	A	d	$I_y = I_z$	$W_{el,y} = W_{el,z}$	$i_y = i_z$	
	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

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	d	I _x = I _y
		a	a	t	r	r ₁	P	A	d	I _y = I _z	W _{el,y} = W _{el,z}	i _y = i _z
		mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm ⁴	cm ³	cm
CORNIÈRES À AILES ÉGALES (suite)	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	

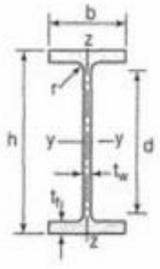
ANNEXE

Poutrelles									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
HEA		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	h 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	

ANNEXE

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques												
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-201 Tolérances : NF EN 10034											
HEA (suite)		Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion
		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	

ANNEXE

Poutrelles									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
IPE		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
	IPE 80	80,0	46	3,8	5,2	5	59,6	6,0	7,6
	IPE 100	100,0	55	4,1	5,7	7	74,6	8,1	10,3
	IPE 120	120,0	64	4,4	6,3	7	93,4	10,4	13,2
	IPE 140	140,0	73	4,7	6,9	7	112,2	12,9	16,4
	IPE 160	160,0	82	5,0	7,4	9	127,2	15,8	20,1
	IPE 180	180,0	91	5,3	8,0	9	146,0	18,8	23,9
	IPE 200	200,0	100	5,6	8,5	12	159,0	22,4	28,5
	IPE 220	220,0	110	5,9	9,2	12	177,6	26,2	33,4
	IPE 240	240,0	120	6,2	9,8	15	190,4	30,7	39,1
	IPE 270	270,0	135	6,6	10,2	15	219,6	36,1	45,9
	IPE 300	300,0	150	7,1	10,7	15	248,6	42,2	53,8
	IPE 330	330,0	160	7,5	11,5	18	271,0	49,1	62,6
	IPE 360	360,0	170	8,0	12,7	18	298,6	57,1	72,7
IPE 400	400	180	8,6	13,5	21	331,0	66,3	84,5	
IPE 450	450,0	190	9,4	14,6	21	378,8	77,6	98,8	
IPE 500	500,0	200	10,2	16,0	21	426,0	90,7	115,5	
IPE 550	550,0	210	11,1	17,2	24	467,6	105,5	134,4	
IPE 600	600,0	220	12,0	19,0	24	514,0	122,4	156,0	

ANNEXE

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques												
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-205 Tolérances : NF EN 10034											
IPE (suite)		Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion
		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
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	

ANNEXE

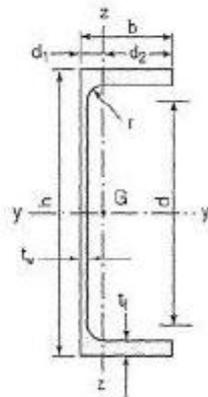
Poutrelles											
MATIERE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.										
UAP											
	Profils	Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section	Position du centre de gravité	
		h	b	a	e	r	h ₁	P	A	d ₁	d ₂ = v _y
		h	b	t _w	t	r	d	P	A	d ₁	d ₂ = v _z
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm
	UAP 80	80	45	5,0	8,0	8,0	48	8,36	10,67	1,61	2,89
	UAP 100	100	50	5,5	8,5	8,5	66	10,50	13,38	1,70	3,30
	UAP 130	130	55	6,0	9,5	9,5	92	13,74	17,50	1,77	3,73
	UAP 150	150	65	7,0	10,3	10,3	109	17,93	22,64	2,05	4,45
	UAP 175	175	70	7,5	10,8	10,8	132	21,24	27,06	2,12	4,88
UAP 200	200	75	8,0	11,5	11,5	154	25,10	31,98	2,22	5,28	
UAP 220	220	80	8,0	12,5	12,5	170	28,47	36,27	2,40	5,60	
UAP 250	250	85	9,0	13,5	13,5	196	34,38	43,80	2,45	6,05	
UAP 300	300	100	9,5	16,0	16,0	236	45,97	58,56	2,96	7,04	

ANNEXE

Produits sidérurgiques - formes, dimensions, caractéristiques

NORMES DE RÉFÉRENCE

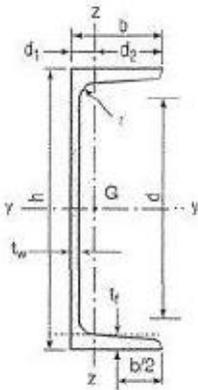
Dimensions : NF A 45-255
Tolérances : NF A 45-255



**UAP
(suite)**

Profils	Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion J
	I_x	I_y/V_x	I_x	-	-	I_y	I_y/V_y	I_y	-	-	
	I_y	W_{ely}	I_y	W_{ply}	A_{ve}	I_z	W_{olz}	I_z	$W_{pl,z}$	A_w	
cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	
UAP 80	107,13	26,78	3,17	31,87	4,51	21,33	7,36	1,41	13,70	7,20	1,90
UAP 100	209,50	41,90	3,96	49,59	6,07	32,83	9,95	1,57	18,54	8,50	2,65
UAP 130	469,56	70,70	5,12	83,51	8,52	51,34	13,78	1,71	25,64	10,46	4,15
UAP 150	796,06	106,14	5,90	125,27	11,28	93,25	20,97	2,02	38,91	13,33	6,51
UAP 175	1269,99	145,14	6,85	171,47	13,97	126,36	25,92	2,16	47,62	15,05	8,43
UAP 200	1945,85	194,59	7,80	230,12	16,97	169,69	32,13	2,30	58,49	17,25	11,24
UAP 220	2709,93	246,36	8,64	289,90	18,83	222,31	39,68	2,48	72,78	20,00	14,40
UAP 250	4136,42	330,91	9,72	391,76	23,89	295,44	46,67	2,80	87,94	22,95	20,38
UAP 300	8170,18	544,68	11,61	639,31	30,64	562,07	79,68	3,10	146,23	32,00	36,30

ANNEXE

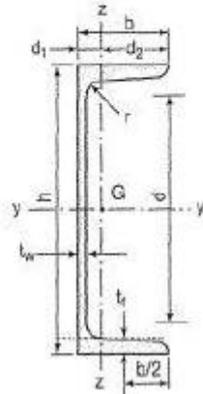
Poutrelles												
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
UPN	 <p>Inclinaison des ailes : $h \leq 300$: 6 % $h > 300$: 5 %</p>											
	Profils	Dimensions							Masse par mètre	Aire de la section	Position du centre de gravité	
		h	b	a	e	r	r ₁	h ₁	P	A	d ₁	d ₂ = v _y
		h	b	t _w	t _f	r	r ₁	d	P	A	d ₁	d ₂ = v _z
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm
	UPN 80	80	45	6,0	8,0	8,0	4,00	47	8,7	11,0	1,45	3,05
	UPN 100	100	50	6,0	8,5	8,5	4,50	64	10,6	13,5	1,55	3,45
	UPN 120	120	55	7,0	9,0	9,0	4,50	82	13,3	17,0	1,61	3,89
	UPN 140	140	60	7,0	10,0	10,0	5,00	98	16,0	20,4	1,76	4,24
	UPN 160	160	65	7,5	10,5	10,5	5,50	116	18,9	24,0	1,84	4,66
	UPN 180	180	70	8,0	11,0	11,0	6,00	133	21,9	27,9	1,92	5,08
	UPN 200	200	75	8,5	11,5	11,5	6,50	151	25,2	32,2	2,01	5,49
	UPN 220	220	80	9,0	12,5	12,5	6,50	167	29,4	37,4	2,14	5,86
	UPN 240	240	85	9,5	13,0	13,0	7,00	185	33,2	42,3	2,23	6,27
UPN 260	260	90	10,0	14,0	14,0	7,50	201	37,9	48,3	2,36	6,64	
UPN 280	280	95	10,0	15,0	15,0	8,00	216	41,9	53,4	2,53	6,97	
UPN 300	300	100	10,0	16,0	16,0	8,00	231	46,1	58,8	2,70	7,30	

ANNEXE

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques

NORMES DE RÉFÉRENCE

Dimensions : NF A 45-202
Tolérances : NF A 45-210

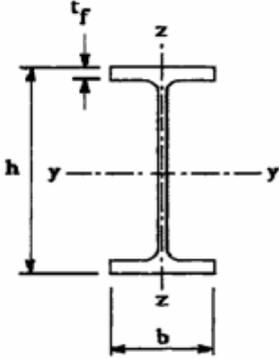
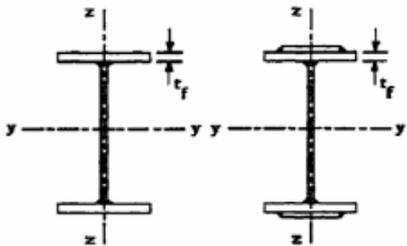
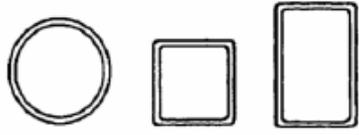
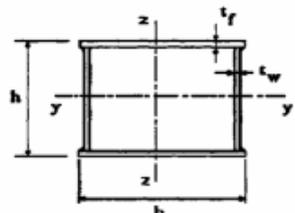


Inclinaison des ailes :
 $h \leq 300$: 8 %
 $h > 300$: 5 %

**UPN
(suite)**

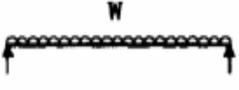
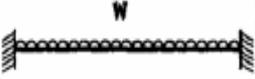
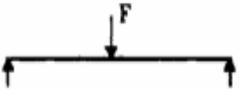
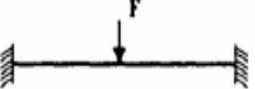
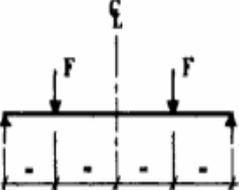
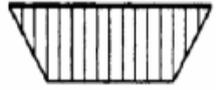
Profils	Caractéristiques de calcul									Moment d'inertie de torsion J
	I_x	I_x/v_x	i_x	-	-	I_y	I_y/v_y	i_y	-	
	I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	
cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴	
UPN 80	106	26,5	3,1	31,8	5,10	19,4	6,4	1,33	12,1	2,16
UPN 100	206	41,2	3,9	49,0	6,46	29,3	8,5	1,47	16,2	2,81
UPN 120	364	60,7	4,6	72,6	8,80	43,2	11,1	1,59	21,2	4,15
UPN 140	605	86,4	5,5	103,0	10,41	62,7	14,8	1,75	26,3	5,68
UPN 160	925	116,0	6,2	138,0	12,60	85,3	18,3	1,89	35,2	7,39
UPN 180	1350	150,0	7,0	179,0	15,09	114,0	22,4	2,02	42,9	9,55
UPN 200	1910	191,0	7,7	228,0	17,71	148,0	27,0	2,14	51,8	11,90
UPN 220	2690	245,0	8,5	292,0	20,62	197,0	33,8	2,30	64,1	16,00
UPN 240	3600	300,0	9,2	358,0	23,71	248,0	39,6	2,42	75,7	19,70
UPN 260	4820	371,0	10,0	442,0	27,12	317,0	47,7	2,56	91,6	25,50
UPN 280	6280	448,0	10,9	532,0	29,28	399,0	57,2	2,74	109,0	31,00
UPN 300	8030	535,0	11,7	632,0	31,77	495,0	67,8	2,90	130,0	37,40

ANNEXE

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 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb} *)	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{ya} *)	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

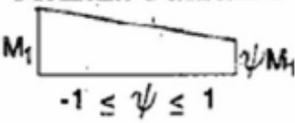
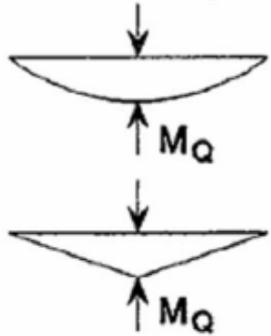
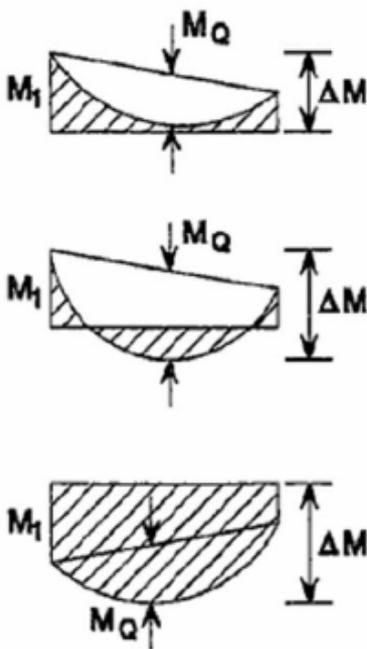
*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

ANNEXE

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

ANNEXE

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>  <p>M_Q M_Q</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>  <p>M_1 M_Q ΔM M_1 M_Q ΔM M_1 M_Q ΔM</p>	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = MaxM \quad \text{dû aux charges transversales seulement}$ $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

ANNEXE

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	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
			0,1662	
			0,1537	
			0,1425	
			0,1325	
			0,1234	
			0,1153	
			0,1079	
2,2	0,1867	0,1765	0,1012	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,0951	0,1399
2,4	0,1585	0,1506		0,1302
2,5	0,1467	0,1397		0,1214
2,6	0,1362	0,1299		0,1134
2,7	0,1267	0,1211		0,1062
2,8	0,1182	0,1132		0,0997
2,9	0,1105	0,1060		0,0937
3,0	0,1036	0,0994		0,0882