

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement supérieur
et de la Recherche Scientifique

Université ABDERRAHMANE MIRA - BEJAIA –
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention d'un diplôme de Master en Génie Civil

Option : Structures

Thème

**Etude d'une unité de fabrication motorcycle en R+2 en toiture à versant
multiple en construction métallique**

Réaliser par :

*AIT AZOUZ Loucif
DJOUAD Walid*

Promoteur :

Mr. BANOUNE.B

Devant le jury :

Mr. GUECHARI

Mr. LARABAT ZIANE

PROMOTION : JUIN 2024

REMERCIEMENT

Nous remercions Dieu qui nous a donné la force et la patience nécessaires pour mener à bien ce travail.

Nous exprimons nos sincères remerciements :

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

À notre encadreur, Mr. BANOUNE, pour sa disponibilité et sa précieuse collaboration.

Aux membres du jury pour avoir accepté d'évaluer notre travail.

A tous les enseignants du département de Génie Civil pour tout le savoir qu'ils nous ont transmis durant notre formation.

Sans oublier toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail et celles qui nous ont honorés en évaluant ce mémoire.

Loucif & Walid

TABLE DES MATIÈRES

J1 INTRODUCTION GENERALE	1
1. CHAPITRE I.....	2
1.1 Introduction :	2
1.2 Présentation du projet:	2
1.3 Caractéristique géométrique de l’ouvrage :	2
1.4 Données géotechnique du site.....	3
1.5 Règlement technique	4
1.6 Ossature et stabilité de la structure.....	4
1.6.1 Plancher.....	4
1.6.2 Toiture.....	4
1.6.3 Les Façades	5
1.6.4 Escaliers	5
1.7 Matériaux utilisés :	5
1.7.1 Acier.....	5
1.7.1.1 Résistance	5
1.7.1.2 Ductilité	5
1.7.1.3 Caractéristique de l’acier	6
1.7.1.4 Assemblages	6
1.7.2 Béton.....	6
1.7.2.1 Propriétés du béton.....	7
1.8 Les actions prises en considérations.....	7
1.9 Les états limites.....	7
1.9.1 Etats limite ultime (ELU).....	7
1.9.2 Etats limite de service (ELS).....	7
2 Chapitre II.....	8
2.1 Introduction.....	8
2.2 Action de la neige.....	8
2.2.1 Charge de neige sur le sol	8
2.2.2 Coefficient de forme de la toiture.....	8
2.2.3 Calcul les charges de neige sur la toiture	9
2.3 Etude au vent.....	9
2.3.1 Coefficients de calcul.....	9

2.3.1.1	Effet de la région :.....	9
2.3.1.2	Effet de site :.....	9
2.3.1.3	Coefficient de topographie	10
2.3.1.4	Coefficient d'exposition	10
2.3.2	Pression dynamique de pointe	10
2.3.3	Détermination des coefficients de pression extérieurs Cpe :	11
2.3.3.1	Vent perpendiculaire au long pan V1 :.....	11
2.3.3.2	Vent sur le pignon V2 :	14
2.3.4	Coefficient de pression intérieur	16
2.3.4.1	Vent perpendiculaire au long pan V1 :.....	16
2.3.4.2	Vent perpendiculaire au pignon :.....	17
2.3.5	Calcul les pressions aérodynamiques agissant sur la structure :	17
2.3.5.1	Vent perpendiculaire au long pan V1 :.....	17
2.3.5.2	Vent perpendiculaire au pignon V2	18
2.3.6	Effet de frottement :.....	19
2.3.6.1	Vent perpendiculaire au long-pan :	19
2.3.6.2	Vent perpendiculaire au pignon :.....	20
2.4	Effet de la variation de la température :	20
3	Chapitre III	21
3.1	Introduction :.....	21
3.2	Etude des pannes :.....	21
3.2.1	Evaluation des charges et surcharges :.....	21
3.2.1.1	Les charges permanentes G :	21
3.2.1.2	Surcharges d'entretien :	22
3.2.1.3	Surcharge climatique due au vent :	23
3.2.1.4	Surcharges de la neige :.....	23
3.2.2	Décomposition des charges :.....	23
3.2.3	Les combinaisons d'actions :	24
3.2.4	Pré dimensionnement des pannes :.....	25
3.2.4.1	Condition de flèche à l'ELS :	25
3.2.5	Vérification des pannes :.....	26
3.2.5.1	Vérification à l'ELS (flèche) :	26
3.2.5.2	Vérification à l'ELU:.....	26
3.2.5.3	Vérification au déversement :	27
3.2.6	Calcul des liernes dans les pannes :.....	29

Table Des Matières

3.2.6.1	Les efforts dans les liernes :.....	29
3.2.6.2	Calcul la réaction R au niveau de la lierne :.....	30
3.2.6.3	Dimensionnent des liernes :.....	30
3.2.7	Calcul de l'échantignole :.....	30
3.2.7.1	Introduction :.....	30
3.2.7.2	Dimensionnement de l'échantignole :.....	31
3.3	Calcul les lisses des bardages :	32
3.3.1	Introduction :.....	32
3.3.2	Coté Pignon :.....	33
3.3.2.1	Les données :	33
3.3.2.2	Evaluation des charges :.....	33
3.3.2.3	Pré dimensionnement des pannes :	33
3.3.2.4	Les charges permanentes G :	34
3.3.2.5	Les combinaisons d'actions :.....	34
3.3.2.6	Vérification de la flèche :	34
3.3.2.7	Vérification à l'ELU:.....	34
3.3.2.8	Vérification au déversement :.....	35
3.3.2.9	Calcul des liernes dans les lisses de bardages coté pignon :.....	36
3.3.2.10	Dimensionnent des liernes :	37
3.3.3	Coté long pan :.....	38
3.3.3.1	Les données :	38
3.3.3.2	Evaluation des charges :.....	38
3.3.3.3	Pré dimensionnement des lisses :.....	38
3.3.3.4	Les charges permanentes G :	38
3.3.3.5	Les combinaisons d'actions :.....	39
3.3.3.6	Vérification de la flèche a ELS :.....	39
3.3.3.7	Vérification à l'ELU:.....	39
3.3.3.8	Vérification au déversement :.....	40
3.3.3.9	Calcul des liernes dans les lisses de bardages coté long pan :.....	41
3.3.3.10	Dimensionnent des liernes :	42
3.4	Etude des escaliers :	42
3.4.1	Définition :	43
3.4.2	Pré dimensionnement de l'escalier :	43
3.4.3	Evaluation de charge :.....	44
3.4.4	Pré dimensionnement de la cornière :.....	44

3.4.5	Vérification de la résistance :	45
3.4.5.1	Moment fléchissant :	45
3.4.5.2	Effort tranchant :	45
3.4.6	Etude de limon :	46
3.4.6.1	Evaluation de charge :	46
3.4.6.2	Pré dimensionnement de limon :	46
3.4.6.3	Vérification de la résistance :	47
3.4.7	Etude de la poutre palière :	48
3.4.7.1	Pré dimensionnement de la poutre palière :	48
3.4.7.2	Vérification de la résistance a l'ELU :	49
3.5	Pré dimensionnement des poteaux :	50
3.5.1	Poteaux principales	50
3.5.1.1	Vérification de la condition de résistance :	51
3.5.1.2	Vérification du flambement :	51
3.5.2	Poteaux intermédiaires :	53
3.5.2.1	Vérification du flambement :	53
3.6	Pré dimensionnement des traverses :	54
3.6.1	Evaluation des charges :	54
3.6.2	Le Pré dimensionnement :	54
3.6.3	Les combinaisons d'action :	55
3.6.4	Vérification de l'effort tranchant :	55
3.6.5	Vérification de moment fléchissant :	55
3.7	Pré dimensionnement de contreventement :	55
3.7.1	Introduction :	55
3.7.2	Rôles des contreventements :	55
3.7.3	Calcul de la poutre au vent :	56
3.7.3.1	Dimensionnement de la diagonale :	57
3.7.3.2	Calcul de la section brute :	58
3.7.3.3	Vérification de la section nette :	58
3.7.4	Vérification des montants de la poutre au vent :	59
3.7.4.1	Détermination des efforts dans les montantes :	59
3.7.4.2	Vérification de la résistance des montants :	59
3.7.5	Calcul de la poutre sablière :	61
3.7.5.1	Pré dimensionnement :	61
3.7.5.2	Vérification au flambement :	61

3.7.5.3	Vérification à la résistance :	62
3.7.6	Etude de contreventement vertical :	63
3.7.6.1	Détermination des efforts dans les barres :	64
3.7.6.2	Section de la diagonale :	64
3.8	Conclusion :	65
4	Chapitre IV.....	66
4.1	Introduction.....	66
4.2	Etude du plancher collaborant :	66
4.2.1	Caractéristique des éléments constructifs	66
4.2.2	Vérification des solives en phase de construction	67
4.2.2.1	Les combinaisons de charge :	67
4.2.2.2	Condition de la flèche :	67
4.2.2.3	Vérification à la résistance :	68
4.2.3	Vérification des solives en phase finale	68
4.2.3.1	Les combinaisons de charge :	69
4.2.3.2	Vérification de la résistance :	69
4.2.3.3	Calcul les contraintes de flexion :	72
4.2.3.4	Calcul des contraintes additionnelles de retrait :	72
4.2.3.5	Les contraintes finales :	73
4.2.4	Calcul des goujons connecteurs :	74
4.2.4.1	Effort de cisaillement	75
4.2.4.2	Nombre de goujons :	75
4.2.4.3	Espacement :	75
4.2.5	Vérification des soudures :	75
4.3	Etude de la poutre principale :	76
4.3.1	Caractéristique du plancher :	76
4.3.2	Phase de construction :	77
4.3.2.1	Le pré dimensionnement :	77
4.3.2.2	Vérification au moment fléchissant :	77
4.3.2.3	Vérification au cisaillement :	78
4.3.3	Phase finale :	79
4.3.3.1	Vérification du moment fléchissant	79
4.3.3.2	Vérification de l'effort tranchant :	81
4.3.3.3	Vérification de la flèche :	82
4.3.3.4	Calcul les contraintes de flexion :	83

4.3.3.5	Calcul des contraintes additionnelles de retrait :	83
4.3.3.6	Les contraintes finales :	84
4.3.3.7	Vérification des poutres principales au Niveau de la mezzanine :	85
5	Chapitre V	86
5.1	Introduction :	86
5.2	Modélisation :	86
5.3	Choix de la méthode de calcul :	86
5.3.1	Méthode statique équivalente :	86
5.3.1.1	Calcul de la force sismique totale :	86
5.3.1.2	Estimation de la période fondamentale de la structure :	87
5.3.2	Méthode dynamique :	89
5.3.2.1	Principe de la méthode modale spectrale :	89
5.3.2.2	Spectre de réponse de calcul :	89
5.3.2.3	Nombre de mode de vibration à prendre :	89
5.3.3	Résultats de calcul :	89
5.3.3.1	Pourcentage de participation de masse :	90
5.3.3.2	Les réponses modales de la structure :	91
5.3.3.3	Les combinaisons de calcul :	91
5.3.3.4	Vérification de la résultante de la force sismique à la base :	91
5.3.3.5	Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux :	92
5.3.3.6	Effet de deuxième ordre :	92
6	Chapitre VI.....	94
6.1	Introduction :	94
6.2	Vérification des poteaux :	94
6.2.1	Classe de la section :	94
6.2.2	Vérification à la résistance :	95
6.2.2.1	Vérification de l'Effort tranchant :	95
6.2.2.2	Vérification du moment fléchissant :	95
6.2.3	Vérification à l'instabilité :	96
6.2.3.1	Vérification au déversement :	96
6.2.3.2	Vérification au flambement sans risque de déversement :	96
6.2.4	Conclusion :	98
6.3	Vérification des traverses :	98
6.3.1	Classe de la section :	99
6.3.2	Vérification à la résistance :	99

6.3.2.1	Vérification de l'Effort tranchant :	99
6.3.2.2	Vérification du moment fléchissant :	100
6.3.3	Vérification à l'instabilité :	100
6.3.3.1	Vérification au déversement :	100
6.3.3.2	Vérification du flambement :	100
6.3.4	Conclusion :	101
6.4	Vérification des diagonales de palée de stabilité :	102
6.4.1	Vérification à la traction :	102
6.4.2	Conclusion :	102
6.5	Vérification des diagonales de la poutre au vent :	103
6.5.1	Vérification à la traction :	103
6.5.2	Conclusion :	103
7	Chapitre VII.....	104
7.1	Assemblage Poteau-Traverse :	105
7.1.1	Détermination des efforts dans les boulons :	105
7.1.2	Distribution de l'effort tranchant :	106
7.1.3	Pré dimensionnement des boulons :	106
7.1.4	Vérification de la disposition géométrique :	106
7.1.5	Vérification de moment résistant effectif de l'assemblage :	106
7.1.6	Vérification l'interaction cisaillement et traction de chaque boulon :	107
7.1.7	Vérification au poinçonnement :	107
7.2	Assemblage Platine-Traverse :	107
7.3	Assemblage Traverse-Traverse :	108
7.3.1	Efforts de calcul :	109
7.3.2	Entraxe des boulons et des pinces :	109
7.3.3	Détermination des efforts dans les boulons :	109
7.3.4	Vérification des boulons :	109
7.3.5	Vérification au moment résistant :	110
7.3.6	Vérification la Résistance d'un boulon à l'interaction cisaillement-traction :	110
7.3.7	Vérification au poinçonnement :	110
7.3.8	Vérification à la pression diamétrale :	111
7.4	Assemblage poteau-poutre principale:	111
7.4.1	Les efforts sollicitant :	111
7.4.2	Dimensionnement de la soudure (platine-poutre):	112
7.4.3	Dimensionnement des boulons :	112

7.4.4	Vérification à la traction :	112
7.4.5	Résistance au glissement :.....	113
7.4.6	Disposition des boulons :	113
7.4.7	Vérification de l'interaction (cisaillement et traction) :.....	114
7.4.8	Vérification de poinçonnement :	114
7.5	Assemblage poutre principale-solive :	114
7.5.1	Les efforts sollicitant :	115
7.5.2	Dimensionnement des boulons :.....	115
7.5.2.1	Choix des boulons :.....	115
7.5.3	Disposition des boulons :	116
7.5.3.1	Vérification vis-à-vis d'assemblage long :	116
7.5.4	La pression diamétrale :	116
7.6	Assemblage des contreventements :	116
7.6.1	Assemblage Gousset-Nœuds de portique :	116
7.6.2	Assemblage Gousset-Diagonale :.....	118
7.6.2.1	Dimensionnement des boulons :	118
7.6.2.2	Disposition géométrique :.....	118
7.6.2.3	Vérification à la pression diamétrale :.....	118
7.6.2.4	Vérification vis-à-vis d'assemblage long :	119
7.7	Calcul des pieds de poteau :.....	119
7.7.1	Pieds de poteau encasté :	119
7.7.1.1	Dimensionne des tiges d'ancrages :	119
7.7.1.2	Vérification des tiges d'ancrages :	120
7.7.1.3	Vérification des contraintes dans le béton et de l'acier :.....	121
7.7.1.4	Calcul l'épaisseur de la platine :	122
7.7.1.5	Conclusion :	123
7.7.2	Calcul pied de poteaux articulé :	124
7.7.2.1	Vérification de la contrainte de compression :	124
7.7.2.2	Calcul l'épaisseur de la platine et diamètre de la tige d'ancrage :.....	124
8	Chapitre VIII.....	126
8.1	Introduction :	126
8.2	Calcul des fondations sous les poteaux :	126
8.2.1	Calcul des sollicitations :	126
8.2.2	Pré dimensionnement de la semelle du poteau encasté :	126
9	Chapitre IX.....	138

9.1	Introduction :.....	138
9.2	Détermination des moments renversants :.....	138
9.2.1	Cas du vent :.....	138
9.2.1.1	Vent perpendiculaire au long pan :	138
9.2.1.2	Vent perpendiculaire au pignon :.....	139
9.2.2	Calcul du moment reversant sous l'effet sismique :.....	140
9.2.2.1	Réaction à la base :.....	141
9.3	Calcul des moments stabilisants :	141
9.4	Conclusion :	142
10	Chapitre X :.....	143
10.1	Introduction :.....	143
10.2	Définition :	143
10.3	Facteur influant le phénomène de déversement :.....	143
10.3.1	Influence de la portée sur le moment critique pour les différentes sections : .	144
10.3.2	Influence de type d'appuis sur le moment critique :.....	145
10.3.3	Influence de la position de la charge sur le moment critique :.....	145
10.4	Conclusion :	146
	Conclusion générale	147

LISTE DES FIGURES

Figure 1-1 : Vue sur maps de projet étudié.....	2
Figure 1-2 : Vue en 3D	3
Figure 1-3 : Façade principale.....	3
Figure 1-4 : Plancher mixte à dalle collaborant	4
Figure 1-5 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier	6
Figure 2-1 : Coefficient de forme des toitures a versants multiples.....	9
Figure 2-2 : Hauteurs de référence Z_e pour $h < b$	10
Figure 2-3 : Répartition de la pression dynamique de pointe	11
Figure 2-4 : Vue en plan et en élévation des zones de pressions sens V1	11
Figure 2-5 : Cpe correspond à chaque zone de la paroi Sens V1.....	12
Figure 2-6 : Légende pour une toiture à versant multiple Sens V1.....	12
Figure 2-7 : Répartition des zones de pression sur la toiture Sens V1	13
Figure 2-8 : Vue en élévation des zones de pression da la paroi Sens V2	14
Figure 2-9 : Cpe correspond à chaque zone de la paroi Sens V2.....	14
Figure 2-10 : Répartition des zones de pression sur les toitures Sens V2	15
Figure 2-11 : Les valeurs de Cpi des bâtiments sans face dominante	16
Figure 2-12 : Schéma des pressions sur la paroi et toiture pour les deux façades sous V1.....	18
Figure 2-13 : Schéma des pressions sur la paroi et toiture pour les deux façades sous V2.....	19
Figure 3-1 : Disposition des pannes	21
Figure 3-2 : Schéma statique des pannes sous charges permanentes	22
Figure 3-3 : Schéma statique de la poutre équivalente.....	22
Figure 3-4 : Schéma statique de la panne sous la surcharge du vent	23
Figure 3-5 : Schéma statique de la panne sous la surcharge de neige	23
Figure 3-6 : Schéma statique sur les deux plan YY et ZZ.....	26
Figure 3-7 : La disposition des liernes sur les pannes	29
Figure 3-8 : Schéma statique de l'échantignole.....	31
Figure 3-9 : La coupe de l'échantignole.....	32
Figure 3-10 : Disposition de la lisse sur le poteau	33
Figure 3-11 : Schéma statique de la lisse de bardage du pignon	33
Figure 3-12 : la disposition des liernes sur la lisse du pignon	37
Figure 3-13 : Schéma statique de la lisse de bardage du long pan.....	38
Figure 3-14 : Disposition des liernes sur les lisses du long pan	41
Figure 3-15 : Vue en plan de l'escalier	43
Figure 3-16 : Schéma statique de l'escalier.....	44
Figure 3-17 : Disposition des cornières	44
Figure 3-18 : Schéma statique du limon	46
Figure 3-19 : Schéma statique de la charge équivalente revenant au limon.....	47
Figure 3-20 : Schéma statique de la poutre palière	48
Figure 3-21 : Surface afférente du poteau le plus sollicité	50
Figure 3-22 : La vue en plan du poteau le plus sollicité.....	51
Figure 3-23 : Surface afférente du poteau intermédiaire le plus sollicité.....	53
Figure 3-24 : Vue en plan de la poutre au vent	56
Figure 3-25 : Schéma statique de la poutre au vent	56

Figure 3-26 : Schéma statique s'une partie de la poutre au vent	58
Figure 3-27 : Schéma des efforts sur les montants.....	59
Figure 3-28 : Schéma statique de la poutre sablière.....	61
Figure 3-29 : Schéma statique de la palée de stabilité.....	64
Figure 4-1 : Les composants du plancher mixte	66
Figure 4-2 : Schéma de disposition des solives	67
Figure 4-3 : Largueur de la dalle effective	69
Figure 4-4 : Position de l'axe neutre (Δ).....	71
Figure 4-5 : Diagramme des contraintes de flexion simple	72
Figure 4-6 : Diagramme des contraintes finales	74
Figure 4-7 : caractéristique de connecteur.....	74
Figure 4-8 : Schéma statique de la poutre maitresse	76
Figure 4-9 : La valeur du moment fléchissant après modélisation avec ROBOT	78
Figure 4-10 : La valeur de l'effort tranchant après modélisation avec ROBOT	78
Figure 4-11 : La valeur du moment fléchissant après modélisation avec ROBOT.....	79
Figure 4-12 : Poutre principale avec jarret donné par ROBOT	80
Figure 4-13 : Les valeurs du moment maximal donné par ROBOT	81
Figure 4-14 : Position de l'axe neutre (Δ).....	82
Figure 4-15 : Diagramme des contraintes de flexion simple	83
Figure 4-16 : Diagramme des contraintes finales.....	85
Figure 5-1 : Schéma statique de réponses suivant X et Y	90
Figure 5-2 : Pourcentage de participation massique	90
Figure 5-3 : Les réponses modales de la structure pour les trois premiers modes	91
Figure 6-1 : Le poteau le plus sollicité	94
Figure 6-2 : Diagramme du poteau le plus sollicité	94
Figure 6-3 : Poteau HEA450 vérifié.....	98
Figure 6-4 : La traverse la plus sollicité	98
Figure 6-5 : Diagramme de la traverse la plus sollicité.....	99
Figure 6-6 : La diagonale de la palée de stabilité la plus sollicité	102
Figure 6-7 : La diagonale de la poutre au vent la plus sollicité	103
Figure 7-1 : Représentation de l'assemblage poteau-traverse	105
Figure 7-2 : Représentation de l'assemblage Traverse-Traverse	108
Figure 7-3 : Assemblage Poteau-Poutre en 3D.....	111
Figure 7-4 : Disposition d'assemblage poteau poutre.....	113
Figure 7-5 : Assemblage poteau poutre.....	115
Figure 7-6 : Disposition d'assemblage poutre solive.....	116
Figure 7-7 : Représentation de l'assemblage Gousset-Nœuds de portique.....	117
Figure 7-8 : assemblage des diagonales sur gousset.	118
Figure 7-9 : Diagramme du moment et de l'effort tranchant a la base	119
Figure 7-10 : La disposition constructive des tiges et les lignes de pliages	120
Figure 7-11 : Vérification de la section 1-1	122
Figure 7-12 : Vérification de la section 2-2.....	123
Figure 7-13 : Le pied de poteau encastré en 3D.....	123
Figure 7-14 : Assemblage pied de poteau articulé	124
Figure 7-15 : Le pied de poteau articulé en 3D.....	125
Figure 8-1 : Dimension de la semelle sous le poteau	127
Figure 8-2 : Schéma de ferrailage de la semelle au-dessous de poteau.....	133

Figure 8-3 : Schéma de ferrailage des longrines	135
Figure 8-4 : Section du fut à ferrailer	136
Figure 8-5 : Schéma de ferrailage des futs	137
Figure 9-1 : Résultante totale des pressions agissant sur la structure dans le sens V1.....	139
Figure 9-2 : Résultante totale des pressions agissant sur la structure dans le sens V2.....	140
Figure 10-1 : Evaluation du moment critique en fonction de la portée.....	144
Figure 10-2 : Evaluation du moment critique en fonction de K_z	145
Figure 10-3 : La valeur de Z_g par rapport à la direction de la charge.....	145
Figure 10-4 : Evaluation du Moment critique en fonction de Z_g	146

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1-1 : Les valeurs nominales de f_y et de f_u	5
Tableau 2-1 : Valeurs de coefficient d'exposition	10
Tableau 2-2 : Valeurs de la pression dynamique	10
Tableau 2-3 : Valeurs des C_{pe} sur la paroi verticale sens V1.....	12
Tableau 2-4 : Valeurs des C_{pe} sur la toiture Sens V1	13
Tableau 2-5 : Valeurs des C_{pe} sur la paroi verticale Sens V2.....	14
Tableau 2-6 : Valeurs des C_{pe} sur la toiture sens V2.....	15
Tableau 2-7 : Les valeurs de pression sur la paroi pour les deux façades sous V1	17
Tableau 2-8 : Les valeurs de pression sur la toiture pour les deux façades sous V1	18
Tableau 2-9 : Les valeurs de pression sur la paroi pour les deux façades sous V2	18
Tableau 2-10 : Les valeurs de pression sur la toiture pour les deux façades sous V2	19
Tableau 2-11 : Différentes variations de température en Algérie	20
Tableau 3-1 : Les différentes combinaisons d'action	24
Tableau 3-2 : Résultats des combinaison a l'ELU	24
Tableau 3-3 : Résultats des combinaisons a l'ELS	24
Tableau 3-4 : Résultats des combinaisons à l'ELU	25
Tableau 3-5 : Résultats des combinaisons à l'ELS	26
Tableau 3-6 : Evaluation des charges sur le poteau	51
Tableau 3-7 : Les valeurs des forces horizontales.....	57
Tableau 3-8 : Sollicitation et coefficient de calcul pour un HEA180	61
Tableau 4-1 : Caractéristique d'IPE120	68
Tableau 4-2 : Caractéristique du connecteur M18 de classe 4.6.....	74
Tableau 4-3 : Résumé des résultats pour la poutre principale de la mezzanine.....	85
Tableau 5-1 : Valeurs du facteur de qualité	88
Tableau 5-2 : Les combinaisons de calcul	91
Tableau 5-3 : Vérification de la résultante de la force sismique à la base.....	91
Tableau 5-4 : Déplacement relatif de la structure	92
Tableau 5-5 : Vérification des effets $P - \Delta$	93
Tableau 8-1 : Les sollicitations à la base du poteau	126
Tableau 8-2 : Les sollicitations à la base de la semelle du poteau	128
Tableau 8-3 : Vérification des contraintes de sol.....	129
Tableau 8-4 : Choix de ferrailage pour la semelle du poteau encasté.....	133
Tableau 8-5 : Résumé du calcul de ferrailage pour la semelle du poteau articulé.....	133
Tableau 9-1 : Les forces du vent sous V1.....	139
Tableau 9-3 : Les forces du vent sous V2.....	140
Tableau 9-5 : Réaction à la base due à l'effet sismique	141
Tableau 9-6 : Vérification au renversement de la structure.....	141
Tableau 10-1 : Les caractéristiques des profilés choisit	143

Notation :

G : Chargement permanente, poids propre

Q : Charge d'exploitation, entretien

N : Charge de la neige

W : Charge de vent

T : Effet de température

E : Action sismique

A : Section brute d'une pièce

A_{net} : Section nette d'une pièce

I_t : Moment d'inertie de torsion

I_w : Facteur de gauchissement d'une section

I_y : Moment d'inertie de flexion maximal

I_z : Moment d'inertie de flexion minimal

W_{el} : Module de résistance élastique

W_{pl} : Module de résistance plastique

a : Gorge d'un cordon de soudure

d₀ : Diamètre nominal des tiges des boulons

N_R : Effort normal résistant

N_{pl} : Effort normal plastique

V_{pl} : Effort tranchant plastique

M_{pl} : Moment fléchissant de plastification

F_p : Force de serrage

f : Flèche d'un élément

f_u : Contrainte de rupture d'une pièce

f_{ub} : Contrainte de rupture d'un boulon

f_y : Contrainte limite d'élasticité d'un acier

E : Module de Young

σ : Contrainte normale

β_w : Facteur de corrélation

β_m : Facteur de de moment uniforme équivalent

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier

λ : Elancement réduit

λ_{lt} : Elancement réduit pour le déversement

λ_{cr} : Elancement Critique

u : Coefficient de frottement entre deux pièces en contact

χ : Coefficient de réduction de flambement

α : Angle d'inclinaison

α_{lt} : Facteur d'imperfection pour le déversement

γ : Coefficient de sécurité

Ψ_s : Coefficient de scellement relatif à une armature

i : Rayon de giration

l_k : Longueur de flambement d'un élément

t : Epaisseur d'une pièce

t_f : Epaisseur de la semelle d'un profilé

t_w : Epaisseur de l'âme d'un profilé

\emptyset : Diamètre d'une section

R : Coefficient de comportement de la structure

M_v : Moment résistant plastique réduit du fait de l'effort tranchant

W_v : Module de résistance plastique de l'aire de cisaillement A_v

1 INTRODUCTION GENERALE

Parmi les divers modes de construction, la construction métallique a connu un développement notable, touchant différents aspects et domaines, principalement dans l'industrie et le secteur public. Ce progrès est attribuable aux conditions de confort et de sécurité offertes par ce type de conception.

La construction métallique se focalise sur la conception d'ouvrages en métal, spécifiquement en acier, représentant un domaine significatif pour l'utilisation de produits laminés provenant de la forge. Comparée à la construction en béton, la construction en acier présente plusieurs avantages, tels que ses propriétés mécaniques permettant de franchir de grandes portées, offrant ainsi des surfaces libres considérables et une résistance accrue aux séismes. De plus, sa rapidité d'exécution et de montage, ainsi que la flexibilité de modification de la structure, sont notables. Sur le plan environnemental, crucial dans une perspective de développement durable, l'acier est préféré en raison de son caractère entièrement recyclable.

La construction métallique peut être appliquée à des projets de petite ou grande envergure, tels que des bâtiments commerciaux, des complexes industriels, des ponts, des tours de transmission, des toitures et des charpentes de stades. En raison de sa robustesse et de sa durabilité, elle s'avère également être une option écologique, car elle peut être recyclée en fin de vie utile.

C'est dans ce cadre que s'inscrit notre travail, consistant en l'étude et dimensionnement d'une unité de production de motocycle en R+2 Mezzanines avec toiture à versants multiples en charpente métallique, il est implanté à Setif.

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

Chapitre I : Généralités

Chapitre II : Étude Climatique

Chapitre III : Dimensionnement et étude des éléments secondaires

Chapitre IV : Etude des planchers collaborant

Chapitre V : Étude Sismique

Chapitre VI : Vérification des éléments

Chapitre VII : Calcul des assemblages

Chapitre VIII : Étude De L'infrastructure

Chapitre IX : Vérification de l'instabilité globale

Chapitre X : Vérification des poutres au déversement

Enfin nous clôturons cette étude en présentant une conclusion générale.

1. CHAPITRE I

Généralités

1.1 Introduction :

Dans le présent mémoire nous appliquerons nos connaissances théorique acquises durant notre cursus au sein de l'université de Bejaïa sur un projet réel, qui consiste à étudier les différents éléments constituant une ossature métallique, en s'appuyant sur la réglementation en vigueur, afin d'assurer la stabilité global.

1.2 Présentation du projet:

Notre projet de fin d'étude consiste à dimensionner et à étudier une unité de fabrication de motocycles en R+2 avec Mezzanine en charpente métallique avec toiture à versants multiples. L'ossature est formée d'une structure en charpente métallique (Poteaux, Poutres) et de planchers mixtes collaborant (béton – acier). Le projet est implanté dans la wilaya de Sétif plus exactement à Guellal située à 905 d'altitude, est classé selon le RPA comme étant une zone de moyenne sismicité IIa.



Figure 1-1 : Vue sur maps de projet étudié

1.3 Caractéristique géométrique de l'ouvrage :

D'après les plans d'architecture, les dimensions de la structure sont :

- Hauteur totale du la structure 15,00 m
- Longueur totale 56,30 m
- Largeur totale30,70 m
- Hauteur du rez-de-chaussée6,08 m
- Hauteur de l'étage 13,50 m
- Hauteur de l'étage 23,50 m
- Hauteur de versant2.00 m
- La pente de versant $\alpha=15^\circ$
- Surface totale de la structure1728,41 m²

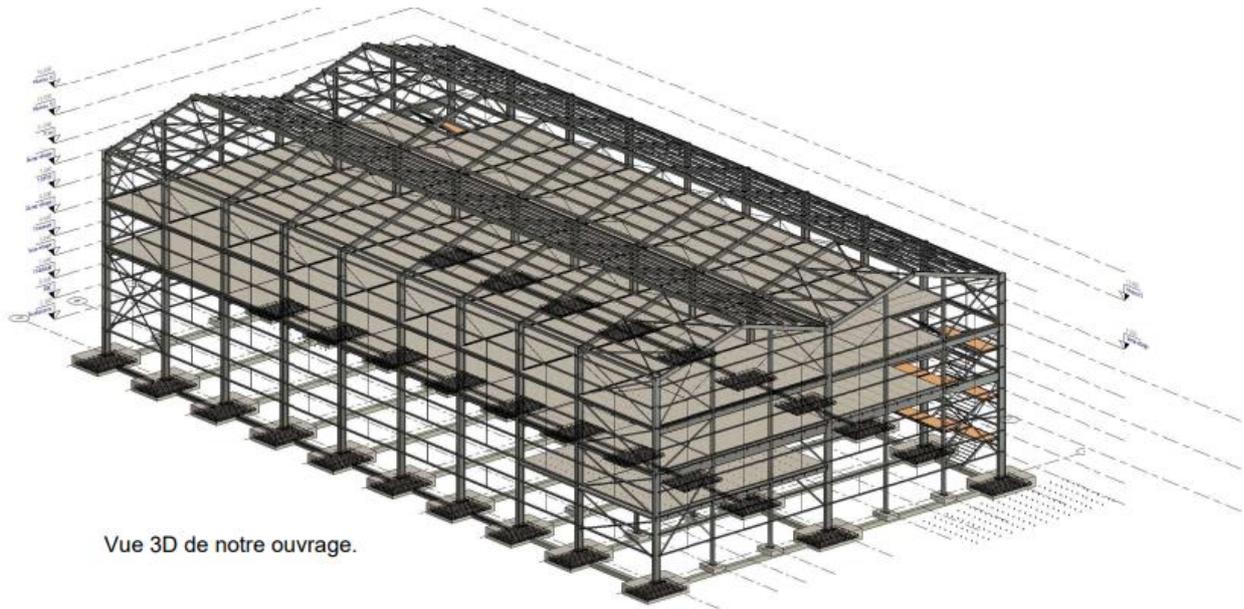


Figure 1-2 : Vue en 3D

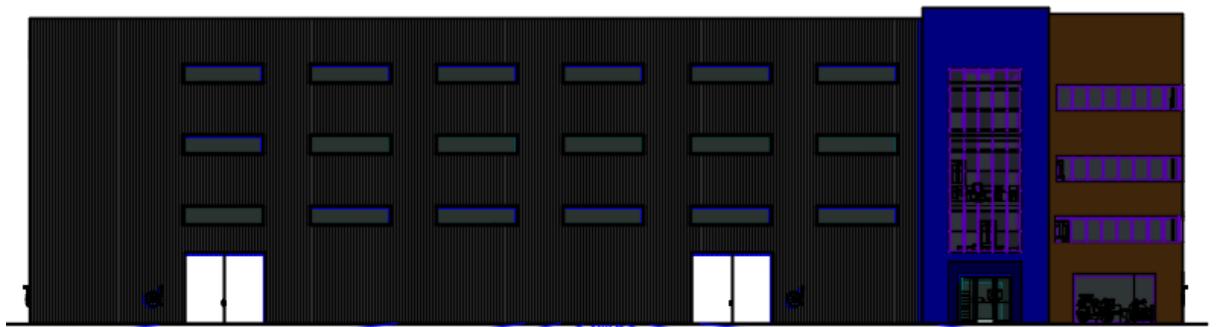


Figure 1-3 : Façade principale

- Ouverture

Pignon

Façade principale

- 1 Porte (2*2) m²
- 10 Fenêtre (2*1) m²

Façade arrière

- 0 Porte
- 10 Fenêtre (2*1) m²

Long pan

Façade principale

- 2 Porte (4*4) m² + 1 Porte (3*2) m²
- 18 Fenêtre (2*1) m²

Façade arrière

- 0 Porte
- 18 Fenêtre (2*1) m²

1.4 Données géotechnique du site

D'après le report de sol fourni avec le projet :

- La contrainte admissible du sol est de $Q_{adm} = 2 \text{ bars}$;
- Les fondations superficielles ancrées à partir de 1,5 m de profondeur ;

- Classification du site est : S3.

Le site est classé selon RPA dans la zone de moyenne sismicité IIa

Zone de neige : B

Zone du vent : II

1.5 Règlement technique

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

- **DTR BC 2.2** : Charges permanentes et surcharges d'exploitation.
- **RPA99/2003** : Règlement Parasismique Algériennes version 2003.
- **DTR C 2-4.7 (RNV)** : Règles définissant les effets de la neige et du vent.
- **BAEL91-CBA93** : Béton armé aux états limites.
- **DTR BC-2.44** : Règles de conception et de calcul des structures en acier CCM 97.
- **Eurocode 3** : Calcul des structures en acier.
- **Eurocode 4** : Calcul des structures mixtes acier-béton.

1.6 Ossature et stabilité de la structure

La structure est constituée de 10 portiques métalliques. Ces portiques assurent la stabilité transversale de l'ossature. La stabilité longitudinale sera assurée par des palées de stabilités.

1.6.1 Plancher

La structure comporte un plancher collaborant constitué de :

- Une dalle en béton armé
- Une tôle nervurée
- Des solives
- Des goujons connecteurs

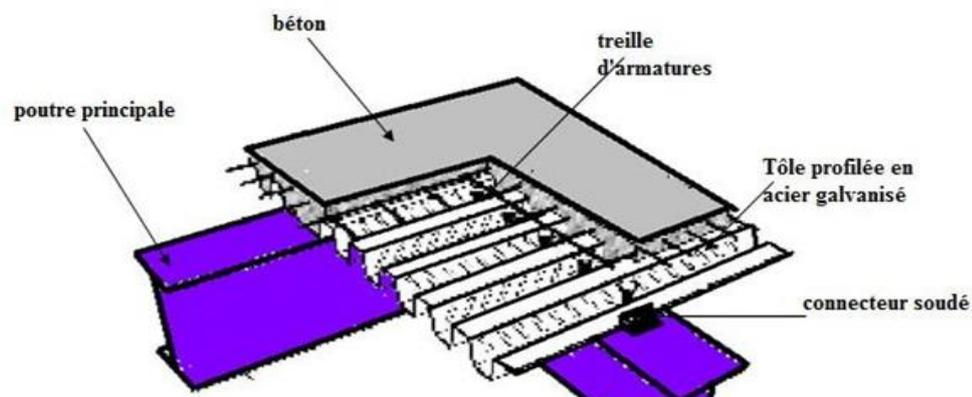


Figure 1-4 : Plancher mixte à dalle collaborant

1.6.2 Toiture

La toiture est en charpente métallique à versants multiples. Elle est constituée de bacs de couverture en panneaux sandwich reposant sur des pannes.

Les panneaux sandwich nous offrent plusieurs avantages, on citera :

- Le pare vapeur.
- L'isolation et l'étanchéité.
- Une bonne capacité portante.
- Un gain de temps appréciable au montage.

1.6.3 Les Façades

Les façades extérieures sont réalisées avec des panneaux sandwichs fixés aux lisses de bardages.

1.6.4 Escaliers

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

1.7 Matériaux utilisés :

1.7.1 Acier

L'acier est une combinaison de fer et de carbone, on ne le trouve pas naturellement, c'est le résultat de la transformation de matières premières extraites du sol (dont la teneur en carbone ne dépasse pas 1%).

1.7.1.1 Résistance

Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par le règlement (Eurocode 03). La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est de l'acier S275. Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier sont les suivantes : Limite élastique f_y (Mpa) en fonction de l'épaisseur nominale :

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

Tableau 1-1 : Les valeurs nominales de f_y et de f_u

1.7.1.2 Ductilité

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

- Le rapport $f_u/f_y > 1,2$
- L'allongement à la rupture ϵ_u (correspondant à f_u) doit être supérieur à 20 fois l'allongement ϵ_y (correspondant à f_y).

- L'allongement à la rupture ϵ_u doit être supérieur à 15%.

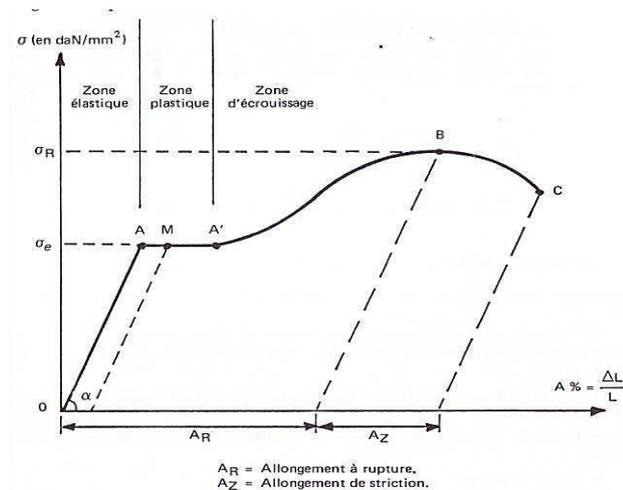


Figure 1-5 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

1.7.1.3 Caractéristique de l'acier

Les valeurs des principales caractéristiques de l'acier sont :

- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210000 \text{ MPA}$
- Coefficient de poisson : $\nu = 0,3$
- Module d'élasticité transversale : $G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)} = 80769,23 \text{ MPA}$
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ Par } ^\circ\text{C}$
- La masse volumique : $\rho = 7850 \text{ KN/m}^3$

1.7.1.4 Assemblages

Les principaux modes d'assemblages sont:

➤ Le boulonnage :

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

➤ Le soudage :

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

1.7.2 Béton

Le béton représente un matériau de construction constitué d'un mélange de granulats, de sable et d'eau, liés par un agent hydraulique, généralement du ciment, agissant comme une "colle". Des adjuvants et d'autres composants peuvent être ajoutés pour ajuster ses propriétés. Sa résistance est davantage prononcée en compression qu'en traction, avec la résistance en compression (symbolisée par f_c) définissant sa capacité maximale sous contrainte. Cette résistance est mesurée en MPa. L'évaluation de la résistance du béton intervient généralement après une période de 28 jours, durant laquelle il atteint généralement 90% de sa résistance maximale. L'utilisation du béton dans notre projet est pour la réalisation des planchers.

1.7.2.1 Propriétés du béton

Le béton utilisé sera de classe C25 avec :

- Une résistance à la compression à 28j : $f_{c_{28}} = 25 \text{ MPA}$
- La résistance à la traction à 28j : $f_{t_{28}} = 2,1 \text{ MPA}$
- Le poids volumique : $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$
- Coefficient de retrait : $\varepsilon = 4 \times 10^{-6}$
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 10^{-4} \text{ Par } ^\circ\text{C}$

1.8 Les actions prises en considérations

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

- Charges permanentes : **G**
- Charges d'exploitations : **Q**
- Charges climatiques : **W** (Vent), **N** (Neige)
- Charges sismiques : **E**
- Température : **T**

1.9 Les états limites

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

1.9.1 Etats limite ultime (ELU)

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

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

1.9.2 Etats limite de service (ELS)

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

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

2 Chapitre II
Etude climatique

2.1 Introduction

Ce chapitre a pour but la détermination des différentes sollicitations agissant sur notre structure, produites par la charge dû à la neige d'un côté, et aussi par les actions dû au vent d'un autre côté sur une unité de production en construction métallique. Le règlement sur lequel s'appuie notre étude est le RNV2013.

2.2 Action de la neige

La charge de la neige S par unité de surface en projection horizontale de toiture est donnée selon le RNV2013 par la formule suivante :

$$S = S_k \times \mu$$

Ou :

S_k : Valeur de la charge de neige sur le sol donnée par le règlement RNV2013 en fonction de site et de l'altitude.

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

2.2.1 Charge de neige sur le sol

La charge de neige sur le sol est en fonction de la localisation géographique et l'altitude du lieu considéré.

Dans notre cas :

- Le projet est implanté à Sétif plus précisément à Guellal classée en zone B selon la classification de RNV2013.
- L'altitude du projet est d'environ 905m.

Donc : S_k est donnée par la formule suivante :

$$S_k = \frac{0,04 * H + 10}{100}$$

H : Altitude du site par rapport au niveau de la mer : $H = 905\text{m}$

Donc :

$$S_k = \frac{0,04 * 905 + 10}{100} = 0,462 \text{ KN/m}^2$$

2.2.2 Coefficient de forme de la toiture

Il est en fonction de la forme de la toiture.

Dans notre cas le projet a une toiture à versants multiples avec une pente de :

$$\alpha = 15^\circ$$

On 'a : $0 < \alpha = 15^\circ < 30$

$$\text{D'où : } \begin{cases} \mu_1 = 0,8 \\ \mu_3 = 0,8 + 0,8 * \left(\frac{\alpha}{30}\right) = 1,2 \end{cases}$$

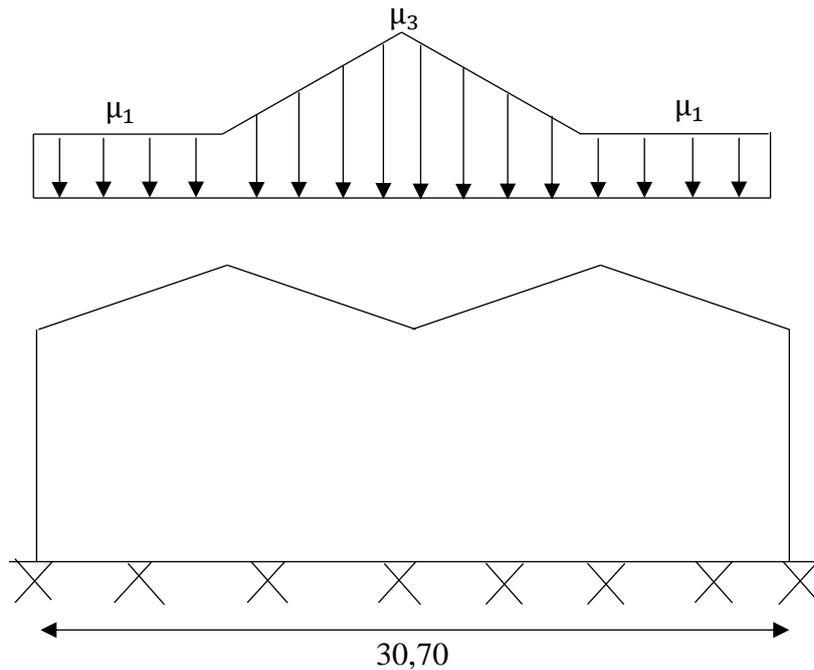


Figure 2-1 : Coefficient de forme des toitures a versants multiples

2.2.3 Calcul les charges de neige sur la toiture

- Sur les versants 1 et 4 :

$$S = \mu_1 \times S_k = 0,8 \times 0,462 = 0,369 \text{ KN/m}^2$$

- Sur les versants 2 et 3 :

$$S = \mu_3 \times S_k = 1,2 \times 0,462 = 0,554 \text{ KN/m}^2$$

2.3 Etude au vent

On admet que le vent a une direction d'ensemble moyenne horizontale, mais qu'il peut venir de n'importe quel côté. Le calcul doit être effectué séparément pour les deux directions principales du vent, qui sont perpendiculaires aux parois de la construction.

Les calculs seront menés conformément au règlement neige et vent RNV2013.

2.3.1 Coefficients de calcul

2.3.1.1 Effet de la région :

Notre projet est situé à Guellal wilaya de Sétif, classe selon RNV2013 en zone II du vent, donc selon TAB 2.2 de RNV2013, la pression dynamique de référence égale à :

$$q_{ref} = 435 \text{ N/m}^2$$

2.3.1.2 Effet de site :

Notre structure est implantée au milieu de la ville de Guellal entouré des habitats et des bâtiments, selon les illustrations du règlement RNV2013, le terrain est de catégorie III. Donc selon TAB 2.4 RNV2013 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Facteur de terrain : } K_T = 0,215 \\ \text{Le paramètre de rugosité : } Z_0 = 0,3 \\ \text{Hauteur minimale : } Z_{min} = 5m \end{array} \right.$$

2.3.1.3 Coefficient de topographie

$C_t(z)$ prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tels que les collines, les dénivellations isolées, Dans notre cas :

Le site est plat, le coefficient de topographie $C_T = 1$ (formule 2.4 RNV2013)

2.3.1.4 Coefficient d'exposition

On est dans le cas où $C_T = 1$ le coefficient d'exposition $C_{e(z)}$ est donné par le tableau 2.3 RNV2013 :

	$C_t(z)$	Z (m)	$C_e(z)$
Mur	1	13	1,973
Toiture	1	15	1,865

Tableau 2-1 : Valeurs de coefficient d'exposition

2.3.2 Pression dynamique de pointe

La pression dynamique est donnée par la formule 2.1 RNV2013 comme suit

$$q_{p(z_e)} = q_{ref} \times C_{e(z_e)}$$

Avec :

$Z(e)$: est la hauteur de référence donnée en 2.3.2 RNV2013

Pour notre cas on a :

$$H_{mur} = 13,00m \quad H_{totale} = 15,00m \quad b = 30,70m$$

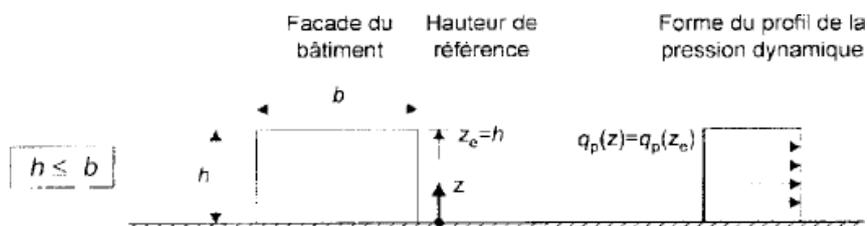


Figure 2-2 : Hauteurs de référence Z_e pour $h < b$

	q_{ref} (N/m ²)	$C_e(z_e)$	q_{dyn} (N/m ²)
Mur	435	1,973	858,25
Toiture	435	1,865	811,27

Tableau 2-2 : Valeurs de la pression dynamique

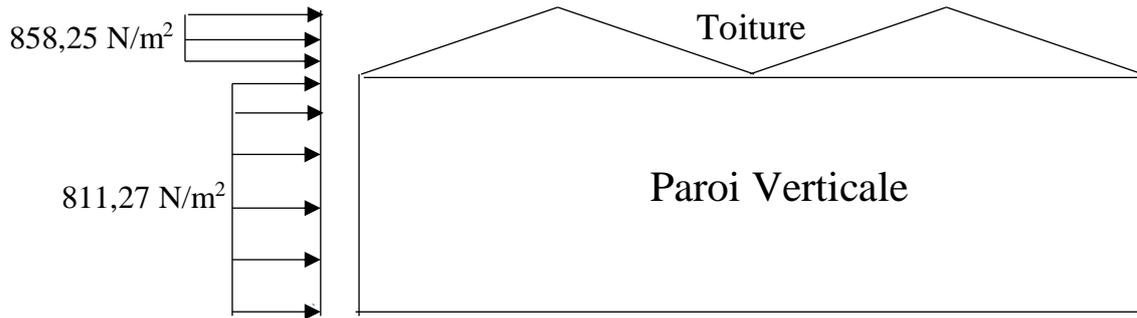


Figure 2-3 : Répartition de la pression dynamique de pointe

2.3.3 Détermination des coefficients de pression extérieurs Cpe :

Les coefficients de pression extérieure Cpe des constructions de type rectangulaire et leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée. Ils sont définis pour des surfaces chargées de 1 m² et 10 m², auxquelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement Cpe1 et Cpe10.

Selon RNV2013, Cpe s’obtient à partir des formules suivantes :

$$Cpe = Cpe_1 \quad \text{Si : } S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$Cpe = Cpe_1 + (Cpe_{10} - Cpe_1) \times \log_{10}(S) \quad \text{Si : } 1 \text{ m}^2 \leq S \leq 10 \text{ m}^2$$

$$Cpe = Cpe_{10} \quad \text{Si : } S \geq 10 \text{ m}^2$$

2.3.3.1 Vent perpendiculaire au long pan V1 :

- **Paroi verticale :**

On a : $b = 56,30\text{m}$ $d = 30,70\text{m}$ $h = 13\text{m}$ $\alpha = 15^\circ$

$$e = \min(b, 2h) = 26\text{m}$$

$e < d$ → Selon RNV2013 on divise nos surfaces comme suit :

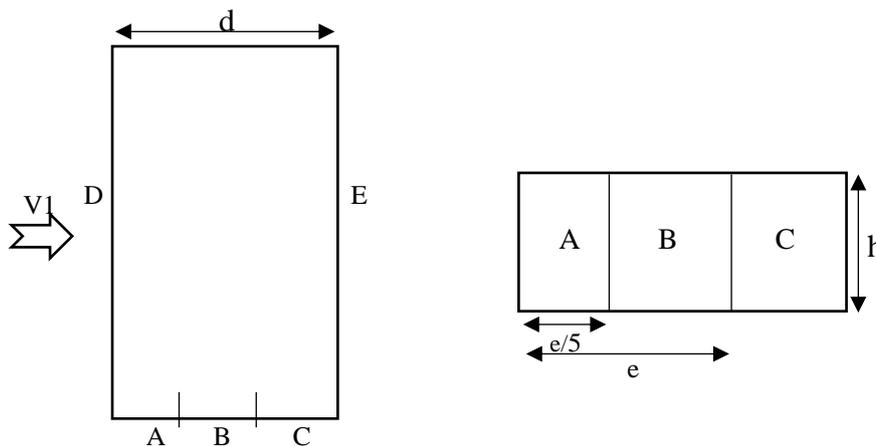


Figure 2-4 : Vue en plan et en élévation des zones de pressions sens V1

• **Exemple de calcul : Zone A**

$$S_A = \frac{e}{5} \times h = \frac{26}{5} \times 13 = 67,6 \text{ m}^2 \quad \text{d'où :}$$

$$S_A > 10m^2 \rightarrow Cpe = Cpe_{10}$$

Les valeurs des surfaces et de Cpe seront résumés dans le tableau ci-dessous

Cpe sur la paroi					
Zone	A	B	C	D	E
Surface (m ²)	67,6	270,4	61,1	732	732
Cpe	Cpe10	Cpe10	Cpe10	Cpe10	Cpe10
	-1,0	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

Tableau 2-3 : Valeurs des Cpe sur la paroi verticale sens V1

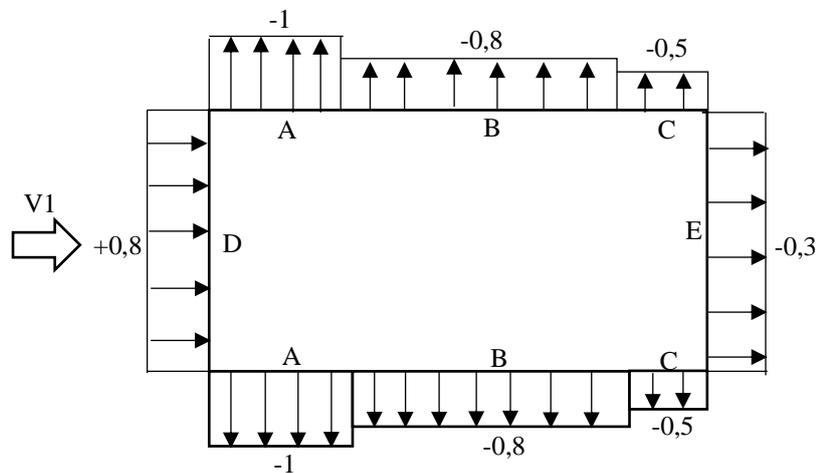


Figure 2-5 : Cpe correspond à chaque zone de la paroi Sens V1

- **Toitures :**

Dans notre cas on a une toiture à versants multiples, et selon RNV2013 P90, pour un vent dont la direction est perpendiculaire aux génératrices on prendra les valeurs de Cpe des toitures à deux versants modifiées pour leur position selon la figure suivante

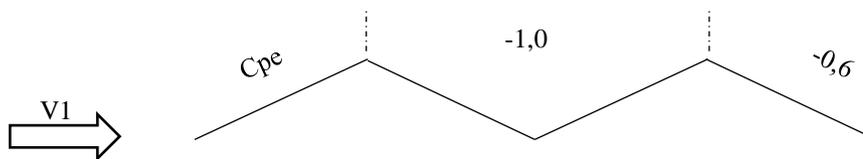


Figure 2-6 : Légende pour une toiture à versant multiple Sens V1

On a : $b = 56,30m$ $d = 7,76m$ $h = 15m$ $\alpha = 15^\circ$

Avec : **d** : longueur projeter du 1^{er} versant

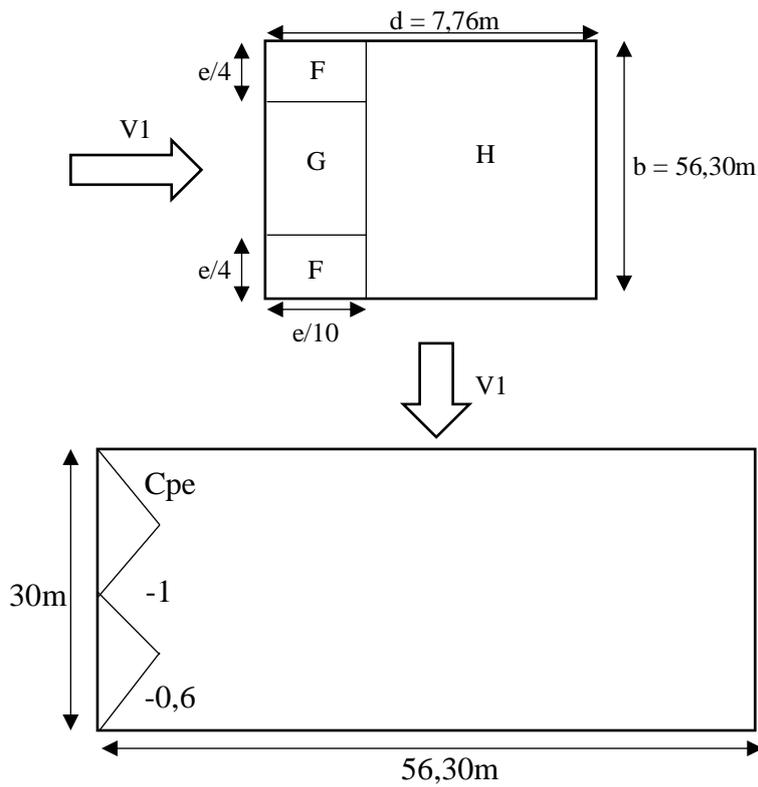


Figure 2-7 : Répartition des zones de pression sur la toiture Sens V1

On a : $e = \min(b, 2h) = 30m$

- Exemple de calcul : Zone F

$$S_F = \frac{e}{4} \times \frac{e}{10} = \frac{30}{4} \times \frac{30}{10} = 22,5 m^2$$

On a : $S_F > 10 m^2 \rightarrow Cpe = Cpe_{10}$

Le tableau ci-dessous résume le calcul des surfaces et les valeurs de Cpe pour chaque zone

Cpe sur la Toiture								
Zone	F		G		H		2 3 versants	4 ^{em} versant
Surface (m ²)	22,5		124		267,98			
Cpe	Cpe10		Cpe10		Cpe10		Cpe	Cpe
	Dep	Sup	Dep	Sup	Dep	Sup		
	-0,9	+0,2	-0,8	+0,2	-0,3	+0,2	-1,0	-0,6

Tableau 2-4 : Valeurs des Cpe sur la toiture Sens V1

**2.3.3.2 Vent sur le pignon V2 :
Paroi Verticale**

On a : $b = 30,70m$ $d = 56,30m$ $h = 13m$ $\alpha = 15^\circ$

$e = \min(b, 2h) = 26m$

$e < d$ → Selon RNV2013 on divise nos parois comme suit

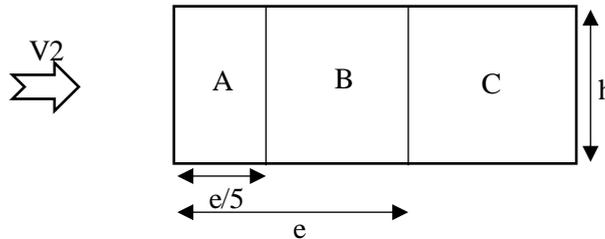


Figure 2-8 : Vue en élévation des zones de pression de la paroi Sens V2

Le tableau ci-dessous résume le calcul de différentes surfaces de la paroi et les valeurs de Cpe pour chaque zone :

Cpe sur La paroi					
Zone	A	B	C	D	E
Surface (m ²)	67,6	270,4	394	399	399
Cpe	Cpe10	Cpe10	Cpe10	Cpe10	Cpe10
	-1,0	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

Tableau 2-5 : Valeurs des Cpe sur la paroi verticale Sens V2

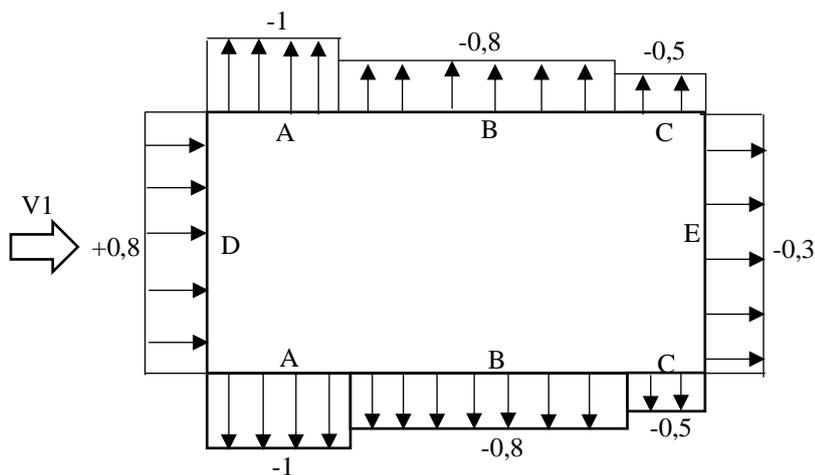


Figure 2-9 : Cpe correspond à chaque zone de la paroi Sens V2

- Toiture :

On a une toiture à versants multiples, selon le règlement RNV2013 P90, pour un vent dont la direction est parallèle aux génératrices, les coefficients de pression de chaque versant s'obtiennent en utilisant les valeurs des toitures à un versant pour $\theta = 90^\circ$

Avec :

$$b = 7,5m \quad d = 56,30m \quad h = 15m \quad \alpha = 15^\circ$$

$$e = \min(b, 2h) = 7,5m$$

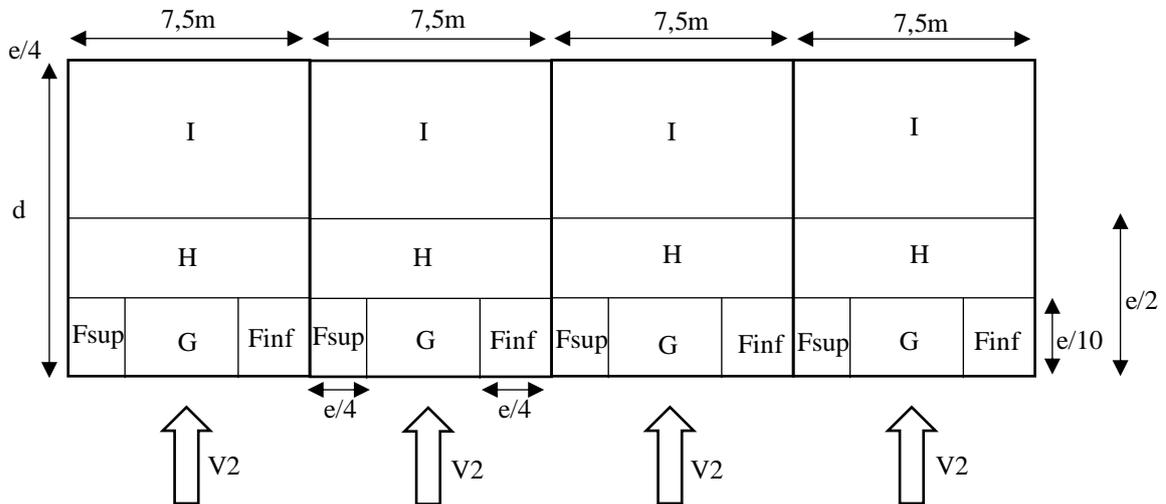


Figure 2-10 : Répartition des zones de pression sur les toitures Sens V2

Exemple de calcul :

$$F_{sup} : S = \frac{7,5}{4} \times \frac{7,5}{10} = 1,40m^2$$

$$1m^2 < S = 1,40m^2 < 10m^2$$

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

$$C_{pe10} = -2,4 \quad C_{pe1} = -2,9$$

D'où :

$$C_{pe} = -2,9 + (-2,4 + 2,9) \times \log_{10}(1,40) = -2,82$$

Les résultats des surfaces et les valeurs de Cpe sont résumé dans le tableau ci-dessous

Cpe sur La Toiture					
Zone	Fsup	Finf	G	H	I
Surface (m ²)	1,40	1,40	2,81	22,5	394,12
Cpe	1 < Cpe < 10	1 < Cpe < 10	1 < Cpe < 10	Cpe10	Cpe10
	-2,82	-2,28	-2,23	-0,8	-0,7

Tableau 2-6 : Valeurs des Cpe sur la toiture sens V2

2.3.4 Coefficient de pression intérieur

2.3.4.1 Vent perpendiculaire au long pan V1 :

- façade principale et postérieure:

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

$$\mu_p = \frac{\Sigma \text{ des surfaces des ouvertures ou } Cpe \leq 0}{\Sigma \text{ aires des ouvertures}}$$

Suite à la présence des planchers en considère juste les ouvertures du dernier niveau.

Notre structure possède dans les deux façades du long pan au dernier niveau au total :

- 12 fenêtre de $(2*1)m^2$

Et possède dans les deux façades du pignon au total :

- 10 Fenêtre de $(2*1)m^2$

D'où :

$$\mu_p = \frac{6 \times (2 * 1) + 10 \times (2 * 1)}{12 * (2 * 1) + 10 \times (2 * 1)} = 0,72$$

Avec un rapport : $\frac{h}{d} = \frac{13}{30,70} = 0,42$

On a : $0,25 \leq \frac{h}{d} \leq 1 \rightarrow$ On trouve la valeur de Cpi par interpolation

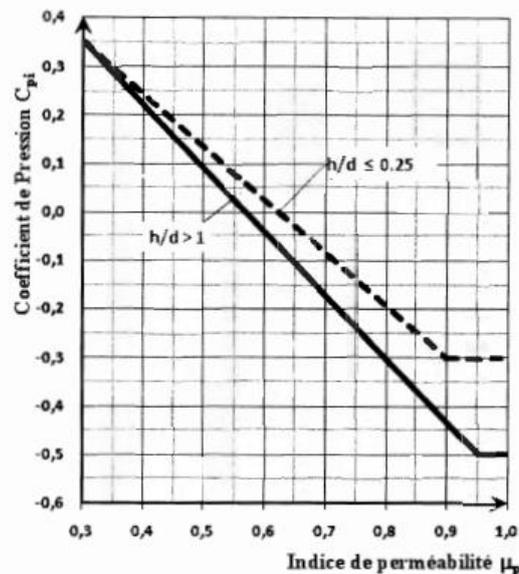


Figure 2-11 : Les valeurs de Cpi des bâtiments sans face dominante

$$\begin{cases} \frac{h}{d} \leq 0,25 \rightarrow Cpi(\mu_p) = -0,11 \\ \frac{h}{d} > 1 \rightarrow Cpi(\mu_p) = -0,2 \end{cases}$$

Par interpolation :

$$C_{pi}(0,72) = C_{pi}(0,25) + \frac{C_{pi}(1) - C_{pi}(0,25)}{1 - 0,25} \times \left(\frac{h}{d} - 0,25\right)$$

On aura :

$$C_{pi}(0,72) = -0,13$$

2.3.4.2 Vent perpendiculaire au pignon :

- façade principale et postérieure :

Suite à la présence des planchers en considère juste les ouvertures du dernier niveau.

Notre structure possède dans les deux façades du long pan au dernier niveau au total :

- 12 fenêtré de (2*1)m²

Et possède dans les deux façades du pignon au total :

- 10 Fenêtré de (2*1)m²

D'où

$$\mu_p = \frac{12 \times (2 * 1) + 5 \times (2 * 1)}{12 * (2 * 1) + 10 \times (2 * 1)} = 0,77$$

Avec le rapport : $\frac{h}{d} = \frac{13}{56,30} = 0,23$

On a : $\frac{h}{d} < 0,25 \rightarrow$ On prend la valeur de C_{pi} pour $\frac{h}{d} \leq 0,25$

On aura :

$$C_{pi}(0,77) = -0,17$$

2.3.5 Calcul les pressions aérodynamiques agissant sur la structure :

Les pressions sont calculées à l'aide de cette formule de RNV2013 :

$$W_{zj} = q_{p(ze)} \times (C_{pe} - C_{pi}) \quad \left[\frac{N}{m^2} \right]$$

2.3.5.1 Vent perpendiculaire au long pan V1 :

- façade principale et postérieure :

Paroi verticale :

Zone	$q_{p(ze)}$	C _{pe}	C _{pi}	C _{pe} -C _{pi}	W _{zj} [N/m ²]
A	811,27	-1,0	-0,13	-0,87	-705,80
B	811,27	-0,8	-0,13	-0,67	-543,55
C	811,27	-0,5	-0,13	-0,37	-300,17
D	811,27	+0,8	-0,13	+0,93	754,48
E	811,27	-0,3	-0,13	-0,17	-137,91

Tableau 2-7 : Les valeurs de pression sur la paroi pour les deux façades sous V1

Toiture :

Zone	$q_{p(ze)}$	Cpe		Cpi	Cpe-Cpi		$W_{zj} \left[\frac{N}{m^2} \right]$	
		Dep	Sup		Dep	Sup	Dep	Sup
F	858,25	-0,9	+0,2	-0,13	-0,77	+0,33	-660,85	283,2
G	858,25	-0,8	+0,2	-0,13	-0,67	+0,33	-575,02	283,2
H	858,25	-0,3	+0,2	-0,13	-0,17	+0,33	-145,90	283,2
2,3 ^{em} versants	858,25	-1,0		-0,13	-0,87		-746,67	
4 ^{em} versant	858,25	-0,6		-0,13	-0,47		-403,37	

Tableau 2-8 : Les valeurs de pression sur la toiture pour les deux façades sous V1

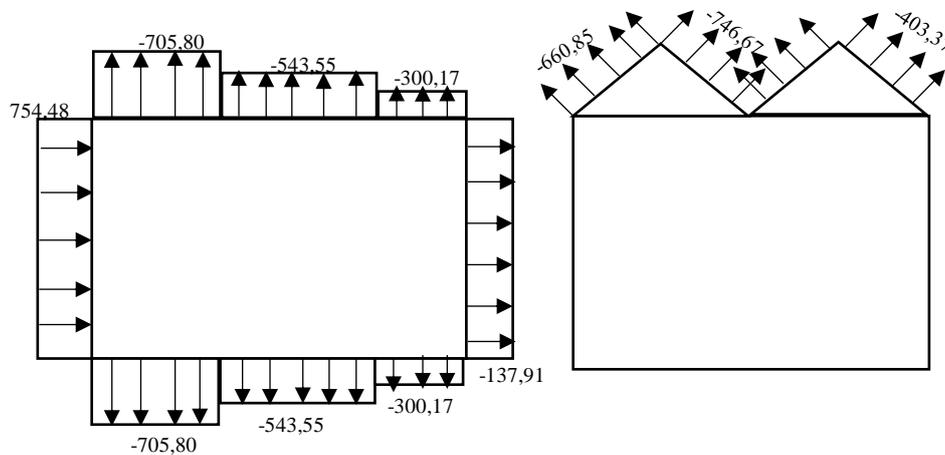


Figure 2-12 : Schéma des pressions sur la paroi et toiture pour les deux façades sous V1

2.3.5.2 Vent perpendiculaire au pignon V2

- façade principale et postérieure :

Paroi verticale :

Zone	$q_{p(ze)}$	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	$W_{zj} \left[\frac{N}{m^2} \right]$
A	811,27	-1,0	-0,17	-0,83	-673,35
B	811,27	-0,8	-0,17	-0,63	-511,10
C	811,27	-0,5	-0,17	-0,33	-267,72
D	811,27	+0,8	-0,17	0,97	+786,93
E	811,27	-0,3	-0,17	-0,13	-105,46

Tableau 2-9 : Les valeurs de pression sur la paroi pour les deux façades sous V2

Toiture

Zone	$q_{p(ze)}$	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	$W_{zj} \left[\frac{N}{m^2} \right]$
Fsup	858,25	-2,82	-0,17	-2,65	-2274,36
Finf	858,25	-2,28	-0,17	-2,11	-1810,90
G	858,25	-2,23	-0,17	-2,06	-1767,99
H	858,25	-0,8	-0,17	-0,63	-540,69
I	858,25	-0,7	-0,17	-0,46	-394,79

Tableau 2-10 : Les valeurs de pression sur la toiture pour les deux façades sous V2

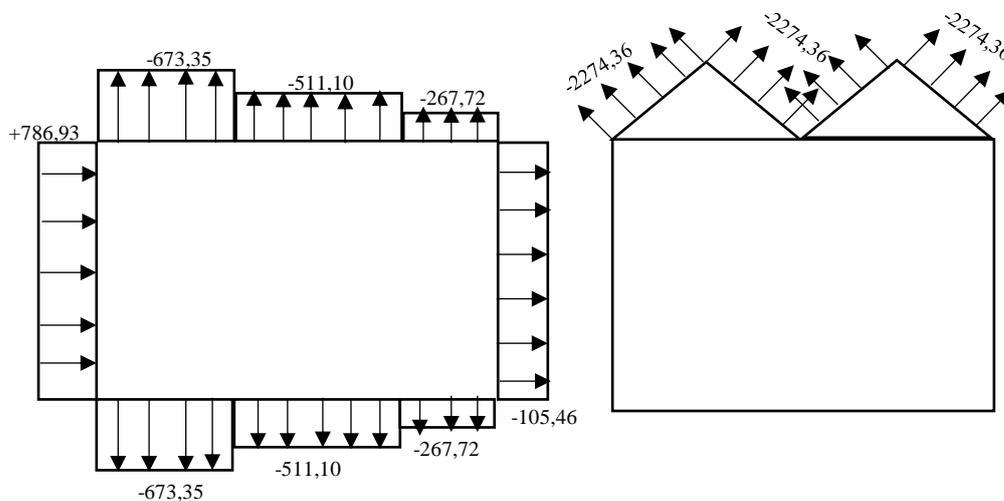


Figure 2-13 : Schéma des pressions sur la paroi et toiture pour les deux façades sous V2

2.3.6 Effet de frottement :

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent (au vent et sous le vent). [2.6.3 RNV2013]

2.3.6.1 Vent perpendiculaire au long-pan :

On a :

L'air des surfaces parallèle au vent :

$$(30,70 \times 13 \times 2) = 789,2 \text{ m}^2$$

L'air des surfaces perpendiculaire au vent :

$$(56,30 \times 13 \times 2) = 1463,8 \text{ m}^2$$

D'où :

$$1463,8 \text{ m}^2 < 4 \times 789,2 = 3156,8 \text{ m}^2$$

Donc les effets de frottement du vent sur la surface sont négligés.

2.3.6.2 Vent perpendiculaire au pignon :

On a :

L'air des surfaces parallèle au vent :

$$(56,30 \times 13 \times 2) = 1463,8 \text{ m}^2$$

L'air des surfaces perpendiculaire au vent :

$$(30,70 \times 13 \times 2) = 789,2 \text{ m}^2$$

D'où :

$$789,2 \text{ m}^2 < 4 \times 1463,8 = 5855,2 \text{ m}^2$$

Donc les effets de frottement du vent sur la surface sont négligés.

2.4 Effet de la variation de la température :

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

Notre projet dépasse les 50 mètre de longueur, Donc on doit prendre en considération l'effet de la variation de la température.

Pour la vérification de la sécurité structurale, la valeur représentative ΔT de la variation uniforme de température dépend de la zone climatique, d'après notre recherche les différentes variations de température se résument dans le tableau ci-dessous :

La région	La variation ΔT
Nord de l'Algérie	+35°C → -5°C
Le proche et moyen sud	+40°C → 3°C
Extrême sud	+45°C → 5°C

Tableau 2-11 : Différentes variations de température en Algérie

Notre hangar se situe à Sétif en nord de l'Algérie, donc la température dans la journée est +35°C et on prend par moyenne la température du soir à +20°C, D'où

$$\Delta T = 35 - 20 = 15^\circ C$$

3 Chapitre III

Etude et dimensionnement des éléments secondaires

3.1 Introduction :

Ce chapitre consiste au dimensionnement et la vérification des éléments secondaires vis-à-vis les différentes actions et sollicitations agissant sur la structure.

3.2 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'exploitations et climatiques. Elles sont réalisées soit en profilés formés à chaud en (I), ou bien en (U), soit en profilés, formés à froid en (Z), (U), (Σ) ou en treillis pour les portées supérieures à 6m.

Les charges permanentes et la charge de neige sont appliquées dans le sens de gravitation.

Le vent agit perpendiculairement à la face des éléments (axe de grande inertie).

On prend les combinaisons les plus défavorables.

Les données :

- On étudie la panne la plus défavorable qui la panne de portée $L=7,8m$
- Entraxe des pannes : $e = 1,2m$
- On dispose de 7 lignes de pannes sur chaque versant de toiture.
- Angle d'inclinaison : $\alpha = 15^\circ$
- Les pannes sont en acier S275 : $f_y=275MPa$

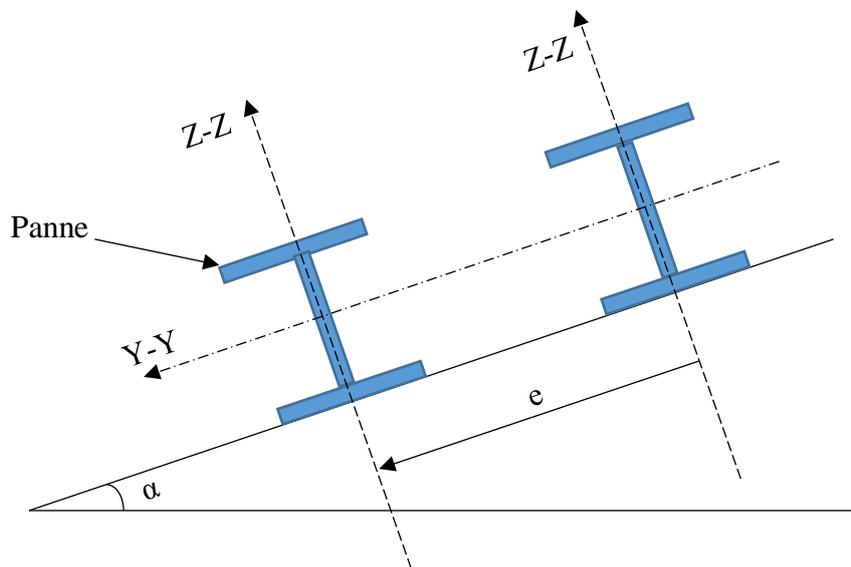


Figure 3-1 : Disposition des pannes

3.2.1 Evaluation des charges et surcharges :

3.2.1.1 Les charges permanentes G :

- Poids propre de la couverture : (Panneau sandwich) : $G_{panneau} = 10,45 \frac{Kg}{m^2}$ (Voir la fiche technique à l'Annexe 5)

- Poids des accessoires de pose estimé : $G_{acc} = 2 \text{ Kg/m}^2$
- Poids propre de la panne estimé (IPE120) : $G_{panne} = 10,4 \text{ Kg/ml}$

$$G = (G_{panneau} + G_{acc}) \times e + G_{panne}$$

Avec : $e = 1,2\text{m}$

$$G = (0,10 + 0,02) \times 1,2 + 0,10 = 0,253 \text{ KN/ml}$$

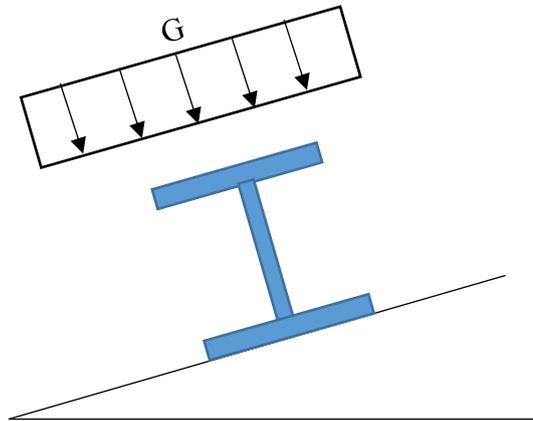


Figure 3-2 : Schéma statique des pannes sous charges permanentes

3.2.1.2 Surcharges d’entretien :

Dans le cas des toitures inaccessible, en considère uniquement dans les calculs une charge d’entretien qui est égale au poids d’un ouvrier et de son assistant et qui est équivalente deux charges concentrées de 100 Kg chacune située à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne.

(D’après le DTR BC 2.2).

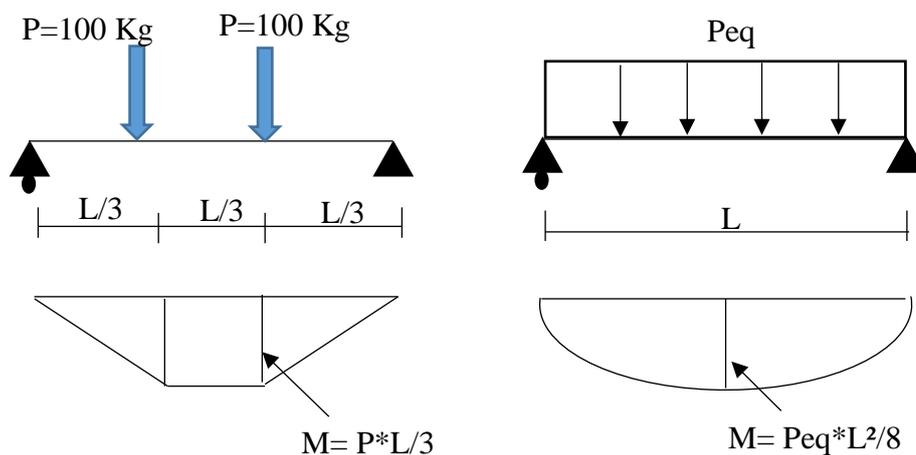


Figure 3-3 : Schéma statique de la poutre équivalente

$$M_{max} = \frac{P \times L}{3} = \frac{P_{eq} \times L^2}{8} \rightarrow P_{eq} = \frac{8 \times P}{3 \times L} = \frac{8 \times 1}{3 \times 7,8} = 0,341 \text{ KN/ml}$$

3.2.1.3 Surcharge climatique due au vent :

Pour la charge du vent, on prend le cas le plus défavorable qui est le vent perpendiculaire au pignon sur la toiture, mais pour l'économie on va calculer une charge équivalente avec les trois zones les plus défavorable à savoir : F_{sup} F_{inf} G

$$W_{eq}^- = \frac{(2,274 + 1,810) \times 1,875 + 1,767 \times 3,75}{7,5} = 1,905 \text{ KN/m}^2$$

$$W^- = W_{eq}^- \times e = -1,905 \times 1,2 = -2,29 \text{ KN/m}$$

$$W^+ = W_{max}^+ \times e = 0,283 \times 1,2 = 0,339 \text{ KN/m}$$

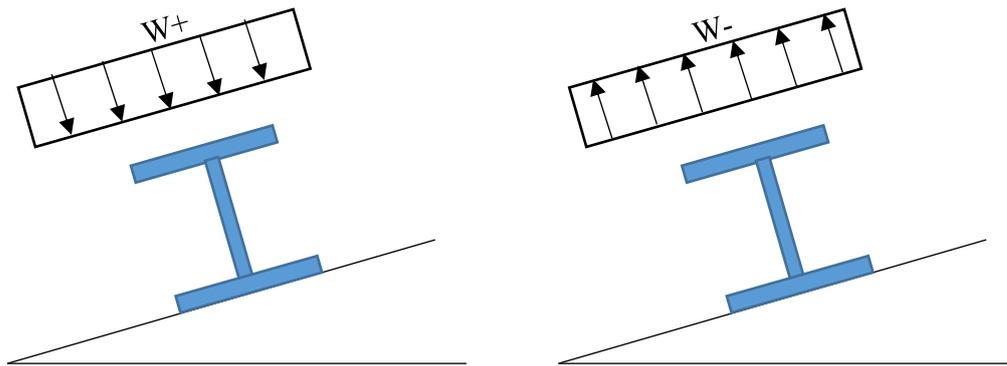


Figure 3-4 : Schéma statique de la panne sous la surcharge du vent

3.2.1.4 Surcharges de la neige :

$$S = 554 \text{ N/m}^2$$

$$S = 554 \times \cos(15) = 535,12 \text{ N/m}^2$$

$$N = 0,535 \times 1,2 = 0,642 \text{ KN/m}$$

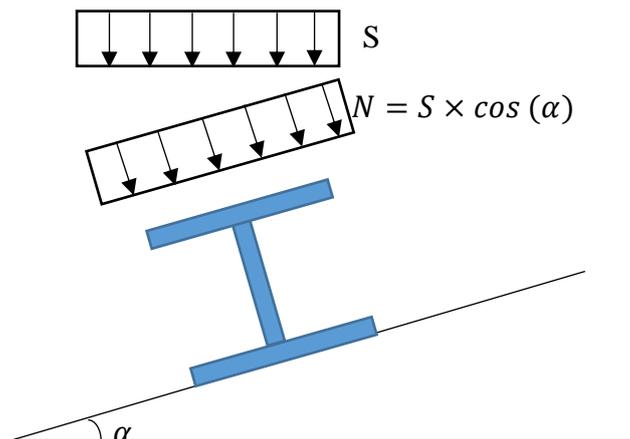


Figure 3-5 : Schéma statique de la panne sous la surcharge de neige

3.2.2 Décomposition des charges :

➤ Suivant l'axe ZZ :

$$G_z = 0,253 \times \cos(15) = 0,244 \text{ KN/ml}$$

$$Q_z = 0,341 \times \cos(15) = 0,329 \text{ KN/ml}$$

$$W_z^+ = 0,339 \text{ KN/m}$$

$$W_z^- = -2,29 \text{ KN/m}$$

$$N_z = 0,642 \times \cos(15) = 0,620 \text{ KN/m}$$

➤ Suivant l'axe YY :

$$G_y = 0,253 \times \sin(15) = 0,065 \text{ KN/m}$$

$$Q_y = 0,341 \times \sin(15) = 0,088 \text{ KN/m}$$

$$W_y^+ = W_y^- = 0$$

$$N_y = 0,642 \times \sin(15) = 0,166 \text{ KN/m}$$

3.2.3 Les combinaisons d'actions :

N° (combinaison)	ELU	ELS
A	1,35G+1,5Q	G+Q
B	1,35G+1,5W ⁺	G+W ⁺
C	1,35G+1,5N	G+N
D	1,35G+1,35(N+W ⁺)	G+0.9 (N+W ⁺)
E	G-1,5W ⁻	G-W ⁻

Tableau 3-1 : Les différentes combinaisons d'action

Après avoir définie les deux charges q_y et q_z de la résultante q on peut les combiner, et les résultats sont portés sur les tableaux suivant :

	charge (KN/m)					Combinaison ELU (KN/m)				
	G	Q	W ⁺	W ⁻	N	A	B	C	D	E
q_y	0,065	0,088	0	0	0,166	0,219	0,087	0,336	0,311	0,065
q_z	0,244	0,329	0,339	2,29	0,620	0,822	0,838	1,26	1,62	3,19

Tableau 3-2 : Résultats des combinaison a l'ELU

	charge (KN/m)					Combinaison ELS (KN/m)				
	G	Q	W ⁺	W ⁻	N	A	B	C	D	E
q_y	0,065	0,088	0	0	0,166	0,153	0,065	0,231	0,214	0,065
q_z	0,244	0,329	0,339	2,29	0,620	0,573	0,583	0,864	1,10	2,05

Tableau 3-3 : Résultats des combinaisons a l'ELS

- Selon l'axe ZZ :

Le cas le plus défavorable est :

$$q_z^u = 3,19 \text{ KN/ml}$$

$$q_z^s = 2,05 \text{ KN/ml}$$

- Selon l'axe YY :

Le cas le plus défavorable est :

$$q_y^u = 0,336 \text{ KN/ml}$$

$$q_y^s = 0,231 \text{ KN/ml}$$

3.2.4 Pré dimensionnement des pannes :

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

Condition de flèche (l'ELS) et Condition de résistance (l'ELU).

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

3.2.4.1 Condition de flèche à l'ELS :

La flèche à l'état limite de service se fait avec les charges et surcharges de service (non pondérée): $f \leq f_{adm}$

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

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

$$I_y \geq \frac{5 \times 200 \times q_z \times L^3}{384 \times E} = \frac{1000 \times 2,05 \times 7800^3}{384 \times 210000} \times 10^{-4} = 1206,39 \text{ cm}^4$$

Ce que nous donne $I_y \geq 1206,39 \text{ cm}^4$ donc on opte pour un **IPE180**

→ On recalcule le **G** on prenant compte du poids propre d'**IPE180**

$$G = (G_{panneau} + G_{acc}) \times e + G_{panne}$$

$$G = (0,10 + 0,02) \times 1,2 + 0,188 = 0,33 \text{ KN/ml}$$

$$G_z = 0,33 \times \cos(15) = 0,32 \text{ KN/ml}$$

$$G_y = 0,33 \times \sin(15) = 0,09 \text{ KN/ml}$$

→ On recalcule les combinaisons de charge avec les nouvelles valeurs de G:

	charge(KN/m)					Combinaison ELU(KN/m)				
	G	Q	W ⁺	W ⁻	N	A	B	C	D	E
q_y	0,09	0,088	0	0	0,166	0,25	0,12	0,37	0,34	0,09
q_z	0,32	0,329	0,339	2,29	0,620	0,92	0,94	1,36	1,73	3,11

Tableau 3-4 : Résultats des combinaisons à l'ELU

	charge (KN/m)					Combinaison ELS (KN/m)				
	G	Q	W ⁺	W ⁻	N	A	B	C	D	E
q_y	0,09	0,088	0	0	0,166	0,17	0,09	0,25	0,23	0,09
q_z	0,32	0,329	0,339	2,29	0,620	0,65	0,66	0,94	1,18	1,97

Tableau 3-5 : Résultats des combinaisons à l'ELS

3.2.5 Vérification des pannes :

3.2.5.1 Vérification à l'ELS (flèche) :

L'axe (ZZ) :

$$f_z = \frac{5 \times q_z \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1,97 \times 7800^4}{384 \times 210000 \times 1317 \times 10^4} = 34,33 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{7800}{200} = 39 \text{ mm} \quad f_z < f_{adm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

L'axe (YY) :

$$f_y = \frac{5 \times q_y \times L^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times 0,25 \times 7800^4}{384 \times 210000 \times 100,81 \times 10^4} = 56,91 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = 39 \text{ mm} \quad f_y > f_{adm} \quad \text{Condition n'est pas vérifiée.}$$

Comme solution on met une lierne à mi-travée et on recalcule la flèche :

$$f_y = \frac{2,05 \times q_y \times \left(\frac{L}{2}\right)^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{2,05 \times 0,25 \times 3900^4}{384 \times 210000 \times 100,81 \times 10^4} = 1,45 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{7800}{200} = 39 \text{ mm} \quad f_y < f_{adm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

3.2.5.2 Vérification à l'ELU:

➤ Vérification à la flexion déviée :

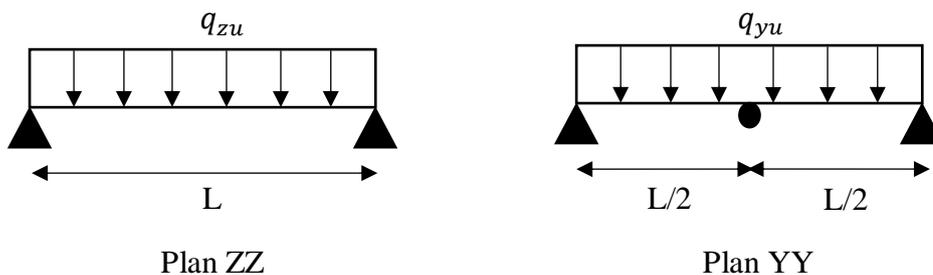


Figure 3-6 : Schéma statique sur les deux plans YY et ZZ

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

Pour les profils IPE et HEA : $\alpha = 2$; $\beta = 1$

L'axe (YY) :

$$M_{sd, y} = \frac{q_z \times L^2}{8} = \frac{3,11 \times 7,8^2}{8} = 23,65 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,y} = \frac{W_{pl,y} \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{166,4 \times 10^{-3} \times 275}{1,1} = 41,6 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow M_{sd,y} < M_{pl,y}$$

La condition est vérifiée

L'axe (ZZ) :

$$M_{sd,z} = \frac{q_y \times L^2}{32} = \frac{0,37 \times 7,8^2}{32} = 0,70 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,z} = \frac{W_{pl,z} \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{34,6 \times 10^{-3} \times 275}{1,1} = 8,65 \text{ KN.m}$$

$$\left(\frac{23,65}{41,60}\right)^2 + \left(\frac{0,70}{8,65}\right)^1 = 0,40 < 1 \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

On retient toujours l'IPE180.

3.2.5.2.1 Vérification de l'effort tranchant :

Pour la vérification au cisaillement on utilise la condition suivante :

$$V_{sd,z} \leq V_{pl,z} \quad \text{Et} \quad V_{sd,y} \leq V_{pl,y}$$

L'axe (ZZ) :

$$V_{sd,z} = \frac{q_z \times L}{2} = \frac{3,11 \times 7,8}{2} = 12,13 \text{ KN}$$

$$V_{pl,z} = \frac{A_{vz} \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{11,3 \times 10^2 \times 275}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-3} = 163,10 \text{ KN}$$

$$V_{sd,z} < 0,5 V_{pl,z} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

L'axe (YY) :

$$V_{sd,y} = 1,25 \times \frac{q_y \times L}{2} = 1,25 \times \frac{0,37 \times 3,9}{2} = 0,90 \text{ KN}$$

$$V_{pl,y} = \frac{A_{vy} \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{15,3 \times 10^2 \times 275}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-3} = 220,83 \text{ KN}$$

$$V_{sd,y} < 0,5 V_{pl,y} \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

3.2.5.3 Vérification au déversement :

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

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

$$M_{b,rd} \geq M_{sd,y}$$

$$q_z = 3,11 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \text{ Sous } G - 1,5W^-$$

$$M_{sd,y} = \frac{q_z \times L^2}{8} = \frac{3,11 \times 7,8^2}{8} = 23,65 \text{ KN.m}$$

$$M_{b,rd} = \chi_{lt} \times \beta_w \times \frac{W_{pl,y} \times F_y}{\gamma_{m1}}$$

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

$$\varphi_{lt} = 0,5[1 + \alpha_l(\tilde{\lambda}_{lt} - 0,2) + \tilde{\lambda}_{lt}^2]$$

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

$$\lambda_1 = \sqrt{\frac{E}{F_y}} \times \pi = \left(\sqrt{\frac{210000}{275}}\right) \times \pi = 86,81$$

Pour une poutre constante et doublement symétrique on peut utiliser la formule approximative ci-après qui place en sécurité.

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

l : longueur de maintien latéral.

$$\lambda_{lt} = \frac{390/2,05}{\sqrt{1,132} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{390/2,05}{18/0,8}\right)^2\right]^{0,25}} = 122,26$$

$$\tilde{\lambda}_{lt} = \left(\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1}\right) \times \sqrt{\beta_w} = \left(\frac{122,26}{86,81}\right) \times \sqrt{1} = 1,40 > 0,4 \rightarrow \text{risque de diversment}$$

$$\varphi_{lt} = 0,5[1 + \alpha_l(\tilde{\lambda}_{lt} - 0,2) + \tilde{\lambda}_{lt}^2]$$

$$\alpha_l = 0,21 \text{ pour les profilés laminés.}$$

$$\varphi_{lt} = 0,5[1 + 0,21(1,40 - 0,2) + 1,40^2] = 1,60$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{1,60 + [1,60^2 - 1,40^2]^{0,5}} = 0,42$$

$$M_{b,rd} = 0,42 \times 1 \times \frac{166,4 \times 10^3 \times 275}{1} \times 10^{-6} = 19,22 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd,y} = 23,65 \text{ KN.m} > M_{b,rd} = 19,22 \text{ KN.m}$$

La condition n'est pas vérifiée, comme solution on augmente la section du profilé à **IPE200**, et on revérifie la condition :

$$\lambda_{lt} = \frac{390/2,24}{\sqrt{1,132} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{390/2,24}{20/0,85} \right)^2 \right]^{0,25}} = 117,69$$

$$\chi_{lt} = \left(\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \right) \times \sqrt{\beta_w} = \left(\frac{117,69}{86,81} \right) \times \sqrt{1} = 1,35 > 0,4 \rightarrow \text{risque de diversment}$$

$$\varphi_{lt} = 1,53 ; \chi_{lt} = 0,44$$

$$M_{b,rd} = 0,44 \times 1 \times \frac{220,6 \times 10^3 \times 275}{1} \times 10^{-6} = 26,69 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd,y} = 23,95 \text{ KN.m} < M_{b,rd} = 26,69 \text{ KN.m}$$

La condition est vérifiée, donc on adopte des pannes d'**IPE200** pour notre structure.

3.2.6 Calcul des liernes dans les pannes :

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.

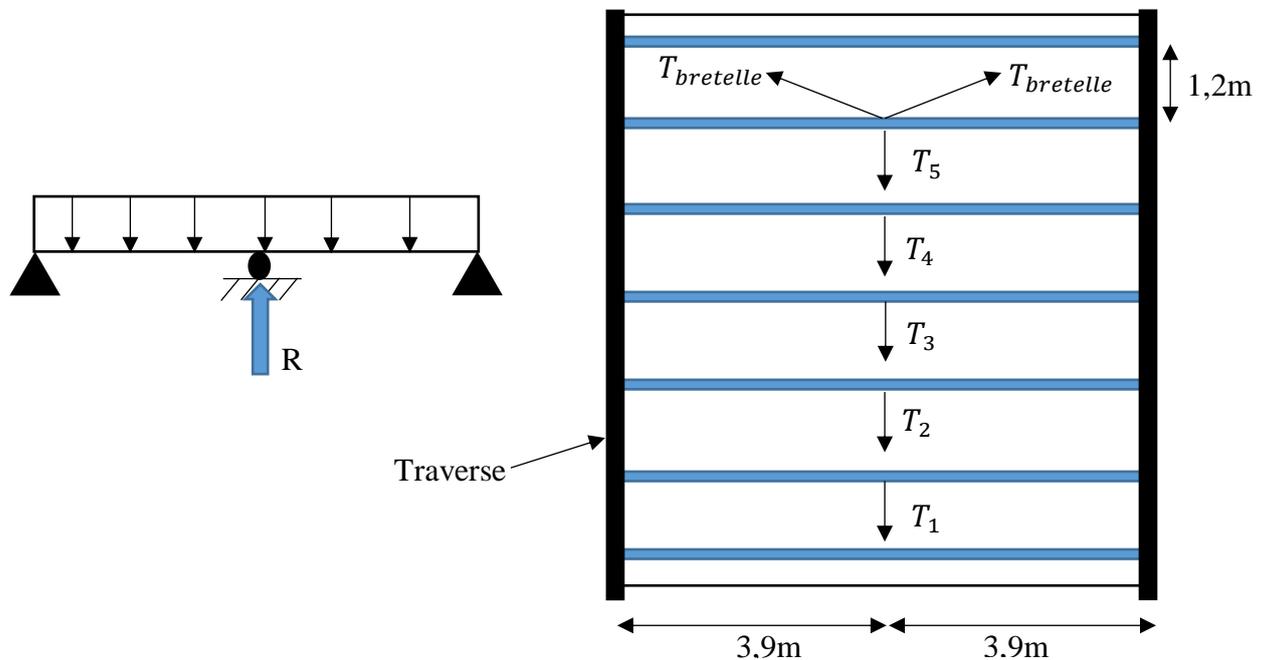


Figure 3-7 : La disposition des liernes sur les pannes

3.2.6.1 Les efforts dans les liernes :

La combinaison de charge la plus défavorable est :

$$q_y = 1,35G_y + 1,5N = 0,37 \text{ KN/m}$$

3.2.6.2 Calcul la réaction R au niveau de la lierne :

$$R = 1,25 \times q_y \times \frac{L}{2} = 1,25 \times 0,37 \times \frac{7,8}{2} = 1,80 \text{ KN}$$

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{1,80}{2} = 0,9 \text{ KN}$$

$$T_n = (2n - 1) \times \frac{R}{2}$$

$$T_5 = (2 \times 5 - 1) \times \frac{1,80}{2} = 8,1 \text{ KN}$$

$$T_{bretelle} = \frac{T_5 + R}{2 \times \sin(\theta)}$$

$$\text{tg}(\theta) = \frac{e}{L/2} = \frac{1,2}{7,8/2} = 0,30 \rightarrow \theta = \text{tg}^{-1}(0,30) = 16,70^\circ$$

$$T_{bretelle} = \frac{8,1 + 1,80}{2 \times \sin(16,70)} = 17,22 \text{ KN}$$

3.2.6.3 Dimensionnement des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est $T_{bretelle}$

Condition de vérification à la résistance plastique de la section brute :

$$N_{tsd} \leq N_{pl}$$

$$N_{pl} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow A \geq \frac{N_{tsd} \times \gamma_{m0}}{F_y}$$

$$A \geq \frac{17,22 \times 1,1 \times 10^3}{275} = 68,88 \text{ mm}^2$$

$$A = \frac{\pi \times \phi^2}{4} \geq 68,88 \text{ mm}^2$$

Donc :

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 68,88}{\pi}} = 9,36 \text{ mm}$$

On adopte une barre ronde de diamètre $\phi = 10 \text{ mm}$.

3.2.7 Calcul de l'échantignole :

3.2.7.1 Introduction :

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

L'excentrement t est limité par la condition suivant :

$$2\left(\frac{b_{panne}}{2}\right) \leq t \leq 3\left(\frac{b_{panne}}{2}\right)$$

Les pannes sont des IPE 180 avec :

$b = 9,1 \text{ cm}$; $h = 18 \text{ cm}$ soit $t = 10 \text{ cm}$

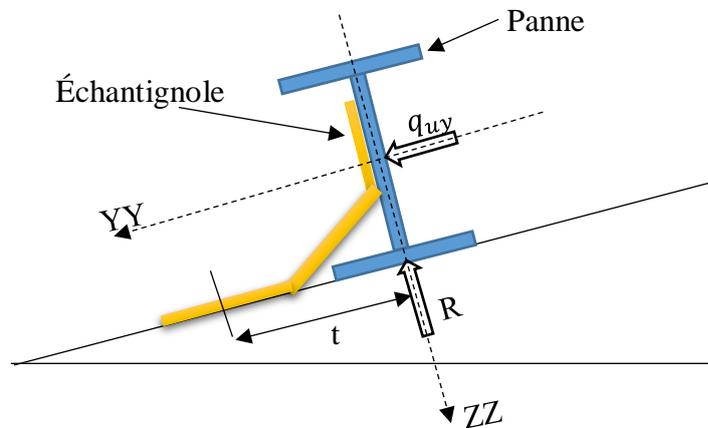


Figure 3-8 : Schéma statique de l'échantignole

Le principe de dimensionnement est de déterminer le moment de renversement du au chargement surtout avec l'effort de vent de soulèvement :

La combinaison la plus défavorable est :

$$q_z = 3,08 \text{ KN/m Sous : } G - 1,5W^-$$

$$q_y = 0,09 \text{ KN/m Sous : } G - 1,5W^-$$

Les efforts revenant à l'échantignole intermédiaire sont :

$$R_z = 2(q_{u,z} \times \frac{L}{2}) = 2 \times (3,08 \times \frac{7,8}{2}) = 24,02 \text{ KN}$$

$$R_y = 2(q_{u,y} \times \frac{L}{2}) = 2 \times (0,09 \times \frac{7,8}{2}) = 0,7 \text{ KN}$$

3.2.7.2 Dimensionnement de l'échantignole :

Les efforts R_z et R_y risquent de provoquer le pliage de l'échantignole pour prévenir ce risque, il faut vérifier que :

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

$$M_{sd} = R_z \times t + R_y \times \frac{h}{2} = 24,02 \times 0,10 + 0,7 \times \frac{0,18}{2}$$

$$M_{sd} = 2,46 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{rd} \rightarrow Wel,y \geq \frac{M_{sd} \times \gamma_{m0}}{F_y}$$

$$\rightarrow Wel,y \geq \frac{M_{sd} \times \gamma_{m0}}{F_y} = \frac{2,46 \times 10^6 \times 1,1}{275}$$

$$\rightarrow Wel,y \geq 9,84 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$W_{el,y} = \frac{a \times e}{6}$$

$W_{el,y}$: Moment statique de l'échantignole.

a : la largeur de l'échantignole, déterminé après le pré dimensionnement de la traverse.

prenant : **a = b** d'un IPE330 → $a = b = 160\text{mm}$

$$W_{el,y} = \frac{135 \times e}{6}$$

$$e = \sqrt{\frac{6 \times W_{el,y}}{160}} = \sqrt{\frac{6 \times 9,84 \times 10^3}{160}} \rightarrow e = 19,20\text{ mm.}$$

On adopte un échantignole d'épaisseur **e = 8mm**. Avec raidisseur de 10mm

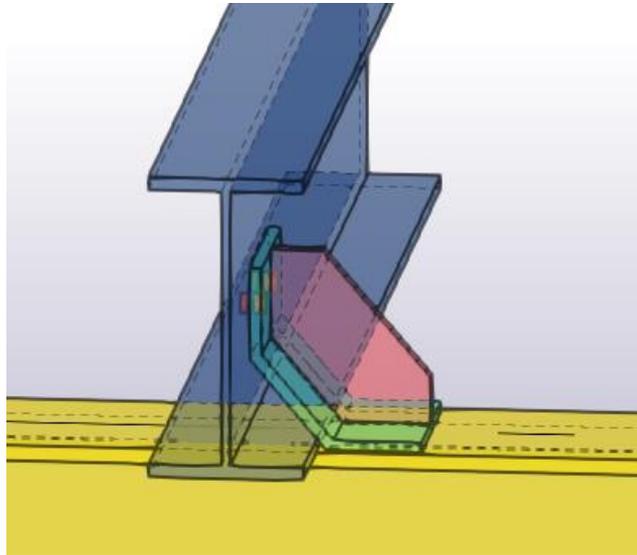


Figure 3-9 : La coupe de l'échantignole

3.3 Calcul les lisses des bardages :

3.3.1 Introduction :

Les lisses de bardage sont constituées de poutrelles (IPE, UAP, UPN) ou des profils mince pliés disposées horizontalement, elles sont portées par les poteaux de portiques ou éventuellement par les potelets intermédiaires. Les lisses sont destinées à reprendre les efforts du vent sur le bardage.

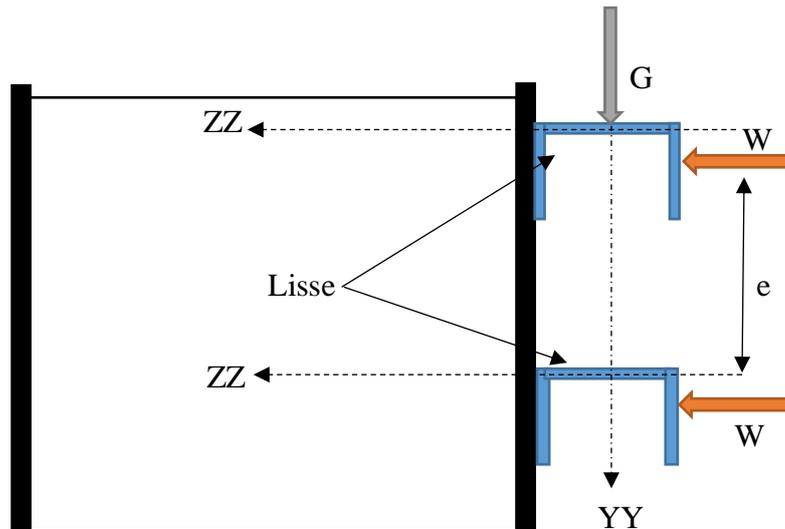


Figure 3-10 : Disposition de la lisse sur le poteau

3.3.2 Coté Pignon :

3.3.2.1 Les données :

- La portée de la lisse est de : $L = 5m$.
- Entraxe des lisses : $e = 1,5m$.
- On dispose de 9 lisses de bardage.
- Les lisses sont en acier S275 : $F_y=275MPa$.
- La charge du vent la plus défavorable coté pignon est :

$$W_{max} = 0,786 KN/m^2$$

3.3.2.2 Evaluation des charges :

➤ Surcharge climatique due au vent :

$$W = W_{max} \times e = 0,786 \times 1,5 = 1,18 KN/m$$

3.3.2.3 Pré dimensionnement des pannes :

➤ Vérification à l'ELS (flèche) :

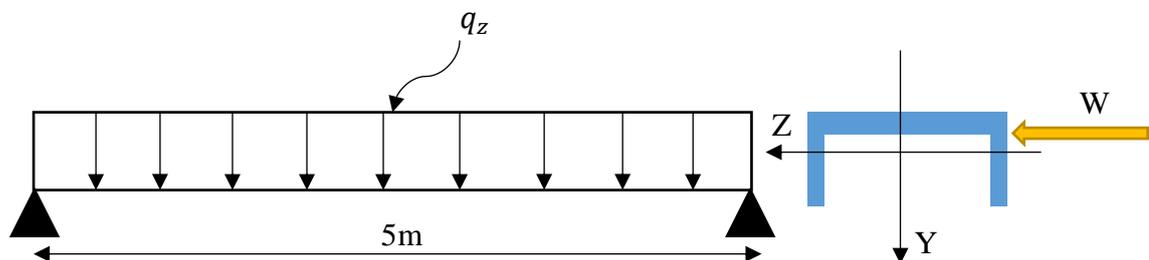


Figure 3-11 : Schéma statique de la lisse de bardage du pignon

$$f_z = \frac{5 \times q_z \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} \quad \text{avec} \quad q_z = W^+$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 200 \times q_z \times L^3}{384 \times E} = \frac{1000 \times 1,18 \times 5000^3}{384 \times 210000} = 182,91 \text{ cm}^4$$

Donc on opte pour un **UPN100**. De $I_y = 206 \text{ cm}^4$

3.3.2.4 Les charges permanentes G :

- Poids propre de la couverture : (Panneau sandwich) : $G_{\text{panneau}} = 10,45 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$
- Poids des accessoires de pose estimé : $G_{\text{acc}} = 2 \text{ Kg/m}^2$
- Poids propre de la panne (UPN100) : $G_{\text{panne}} = 10,6 \text{ Kg/ml}$

$$G = (G_{\text{panneau}} + G_{\text{acc}}) \times e + G_{\text{panne}}$$

$$G = (0,10 + 0,02) \times 1,5 + 0,106 = 0,286 \text{ KN/m}$$

3.3.2.5 Les combinaisons d'actions :

ELU :

- $q_y = 1,35 \times G = 0,386 \text{ KN/m}$
- $q_z = 1,5 \times W = 1,77 \text{ KN/m}$

ELS:

- $q_y = G = 0,286 \text{ KN/m}$
- $q_z = W = 1,18 \text{ KN/m}$

3.3.2.6 Vérification de la flèche :

L'axe (ZZ) :

$$f_z = \frac{5 \times q_z \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1,18 \times 5000^4}{384 \times 210000 \times 206 \times 10^4} = 22,19 \text{ mm}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{L}{200} = \frac{5000}{200} = 25 \text{ mm} \quad f_z < f_{\text{adm}} \quad \text{Condition vérifié.}$$

L'axe (YY) :

$$f_y = \frac{5 \times q_y \times L^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times 0,286 \times 5000^4}{384 \times 210000 \times 29,3 \times 10^4} = 37,82 \text{ mm}$$

$$f_{\text{adm}} = 25 \text{ mm} \quad f_y > f_{\text{adm}} \quad \text{Condition non vérifié.}$$

Dans ce cas on introduit des liernes à mi- travée :

$$f_y = \frac{2,05 \times q_y \times (L/2)^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{2,05 \times 0,286 \times (5000/2)^4}{384 \times 210000 \times 29,3 \times 10^4} = 0,97 \text{ mm}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{L/2}{200} = \frac{5000/2}{200} = 12,5 \text{ mm} \quad f_y < f_{\text{adm}} \quad \text{Condition vérifié.}$$

3.3.2.7 Vérification à l'ELU:

3.3.2.7.1 Vérification à la flexion déviée :

$$\left[\frac{M_y, \text{sd}}{M_{\text{pl}}, \text{yrd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_z, \text{sd}}{M_{\text{pl}}, \text{zrd}} \right]^\beta \leq 1$$

Selon EC3, Pour les profiles en U : $\alpha = 1$; $\beta = 1$

L'axe (YY) :

$$M_{\text{sd}, y} = \frac{q_z \times L^2}{8} = \frac{1,77 \times 5^2}{8} = 5,53 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,y} = \frac{W_{pl,y} \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{49 \times 10^{-3} \times 275}{1,1} = 12,25 \text{ KN.m}$$

→ $M_{sd,y} < M_{pl,y}$ → Condition vérifié

L'axe (ZZ) :

$$M_{sd,z} = \frac{q_y \times L^2}{32} = \frac{0,386 \times 5^2}{32} = 0,30 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,z} = \frac{W_{pl,z} \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{16,2 \times 10^{-3} \times 275}{1,1} = 4,05 \text{ KN.m}$$

$$\left(\frac{5,53}{12,25}\right)^1 + \left(\frac{0,30}{4,05}\right)^1 = 0,52 < 1$$

Condition vérifié.

3.3.2.7.2 Vérification de l'effort tranchant :

Pour la vérification au cisaillement on utilise la condition suivante :

$$V_{sd,z} \leq V_{pl,z} \quad \text{Et} \quad V_{sd,y} \leq V_{pl,y}$$

L'axe (ZZ) :

$$V_{sd,z} = \frac{q_z \times L}{2} = \frac{1,77 \times 5}{2} = 4,42 \text{ KN}$$

$$V_{pl,z} = \frac{A_{vz} \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{6,46 \times 10^2 \times 275}{\sqrt{3} \times 1,1} = 93,24 \text{ KN}$$

$V_{sd,z} < 0,5 V_{pl,z}$ → Condition vérifié.

L'axe (YY) :

$$V_{sd,y} = 1,25 \times \frac{q_y \times L}{2} = 1,25 \times \frac{0,386 \times 2,5}{2} = 0,60 \text{ KN}$$

$$V_{pl,y} = \frac{A_{vy} \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

Calcul de A_{vy} :

L'aire efficace de cisaillement A_{vy} dans la direction de l'axe fort est calculée en utilisant l'aire de l'âme du profilé, car c'est là que se concentre la résistance au cisaillement.

$$A_{vy} = h \times t_w = 10 \times 0,6 = 6 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,y} = \frac{6 \times 10^2 \times 275}{\sqrt{3} \times 1,1} = 86,60 \text{ KN}$$

$V_{sd,y} < 0,5 V_{pl,y}$ → Condition vérifié.

3.3.2.8 Vérification au déversement :

On doit vérifier la condition suivante :

$$M_{b,rd} \geq M_{sd,y}$$

$$M_{sd,y} = \frac{q_z \times L^2}{8} = \frac{1,77 \times 5^2}{8} = 5,53 \text{ KN.m}$$

$$M_{b,rd} = \chi_{lt} \times \beta_w \times \frac{W_{ply,y} \times F_y}{\gamma_{m1}}$$

Pour des sections mono symétriques comme les UPN ont calcul l'élancement réduit comme suit :

$$\lambda_{lt} = \sqrt{\frac{W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} \quad [\text{Annexe F a EC3}]$$

L'équation du moment critique est donné dans l'annexe F de EC3 comme suit :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(k_z L)^2} \left[\sqrt{\left(\frac{k_z}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k_z L)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right]$$

On tire direct la valeur du moment critique dans le Logiciel ROBOT :

$$M_{cr} = 8,91 \text{ KN.m}$$

$$\lambda_{lt} = \sqrt{\frac{49 \times 10^3 \times 275}{8,91 \times 10^6}} = 1,23$$

D'où : $\chi_{lt} = 0,51$ (Courbe **a** Car c'est un Profilé laminé)

On aura :

$$M_{b,rd} = 0,51 \times 1 \times \frac{49 \times 10^3 \times 275}{1} = 6,87 \text{ KN.m}$$

On constate que :

$$M_{sd,y} = 5,53 \text{ KN.m} < M_{b,rd} = 6,87 \text{ KN.m}$$

Donc le choix d'**UPN100** est satisfait.

3.3.2.9 Calcul des liernes dans les lisses de bardages coté pignon :

$$G = 0,286 \text{ KN/m}$$

Le dimensionnement se fait avec cette combinaison :

$$q_y = 1,35G$$

$$q_y = 1,35 \times 0,286 = 0,386 \text{ KN/ml}$$

3.3.2.9.1 Calcul la réaction R au niveau de la lierne :

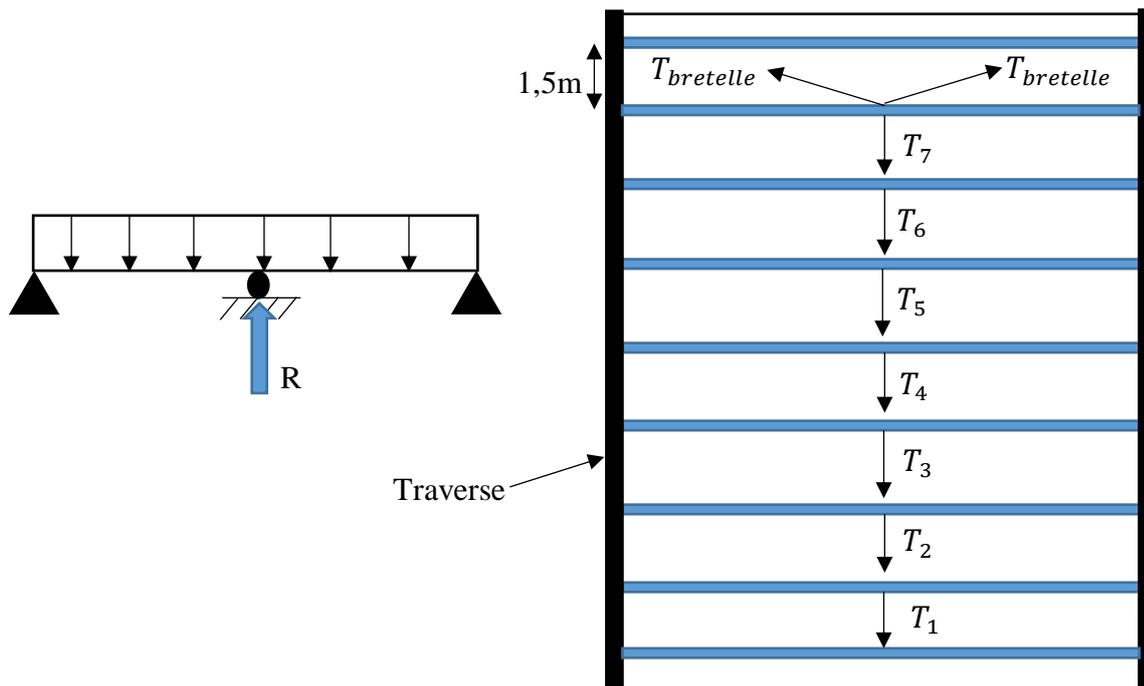


Figure 3-12 : la disposition des liernes sur la lisse du pignon

$$R = 1,25 \times q_y \times \frac{L}{2} = 1,25 \times 0,386 \times \frac{5}{2} = 1,20 \text{ KN}$$

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{1,20}{2} = 0,60 \text{ KN}$$

$$T_n = (2n - 1) \times \frac{R}{2}$$

$$T_7 = (2 \times 7 - 1) \times \frac{1,20}{2} = 7,8 \text{ KN}$$

$$T_{bretelle} = \frac{T_7 + R}{2 \times \sin(\theta)}$$

$$\text{tg}(\theta) = \frac{e}{L/2} = \frac{1,5}{5/2} = 0,6 \rightarrow \theta = \text{tg}^{-1}(0,6) = 30,96^\circ$$

$$T_8 = \frac{7,8 + 1,2}{2 \times \sin(30,96)} = 8,74 \text{ KN}$$

3.3.2.10 Dimensionnement des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est $T_{bretelle}$

Condition de vérification à la résistance plastique de la section brute :

$$N_{tsd} \leq N_{pl}$$

$$N_{pl} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow A \geq \frac{N_{tsd} \times \gamma_{m0}}{F_y}$$

$$A \geq \frac{9 \times 1,1 \times 10^3}{275} = 36 \text{ mm}^2$$

$$A = \frac{\pi \times \phi^2}{4} \geq 36 \text{ mm}^2$$

Donc :

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 36}{\pi}} = 6,77 \text{ mm}$$

On adopte une barre ronde de diamètre $\phi = 8\text{mm}$

3.3.3 Coté long pan :

3.3.3.1 Les données :

- La portée de la lisse est de $L = 7,8\text{m}$
- Entraxe des lisses $e = 1,5\text{m}$.
- On dispose de 9 lisses de bardage.
- Les lisses sont en acier S275 : $F_y = 275\text{MPa}$.
- La charge du vent la plus défavorable coté long pan est :

$$W_{max} = 0,754 \text{ KN/m}^2$$

3.3.3.2 Evaluation des charges :

➤ **Surcharge climatique due au vent :**

$$W = W_{max} \times e = 0,754 \times 1,5 = 1,131 \text{ KN/m}$$

3.3.3.3 Pré dimensionnement des lisses :

➤ **Vérification à l'ELS (flèche) :**

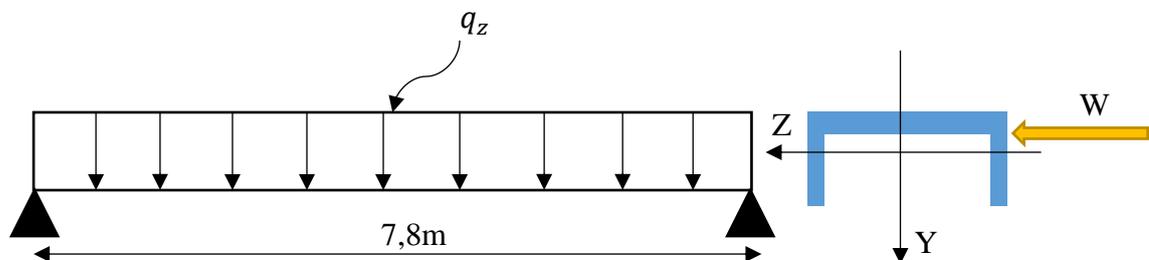


Figure 3-13 : Schéma statique de la lisse de bardage du long pan

$$f_z = \frac{5 \times q_z \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} \quad \text{avec} \quad q_z = W$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 200 \times q_z \times L^3}{384 \times E} = \frac{1000 \times 1,131 \times 7800^3}{384 \times 210000} = 665,57 \text{ cm}^4$$

Donc on opte pour un **UPN160**, de $I_y = 925 \text{ cm}^4$

3.3.3.4 Les charges permanentes G :

- Poids propre de la couverture : (Panneau sandwich) : $G_{panneau} = 10,45 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$
- Poids des accessoires de pose estimé : $G_{acc} = 2 \text{ Kg/m}^2$
- Poids propre de la panne estimé (UPN160) : $G_{panne} = 18,9 \text{ Kg/ml}$

$$G = (G_{panneau} + G_{acc}) \times e + G_{panne}$$

$$G = (0,10 + 0,02) \times 1,5 + 0,189 = 0,37 \text{ KN/m}$$

3.3.3.5 Les combinaisons d'actions :

ELU :

- $q_y = 1,35 \times G = 0,50 \text{ KN/m}$
- $q_z = 1,5 \times W = 1,69 \text{ KN/m}$

ELS :

- $q_y = G = 0,37 \text{ KN/m}$
- $q_z = W^+ = 1,131 \text{ KN/m}$

3.3.3.6 Vérification de la flèche a ELS :

L'axe (ZZ) :

$$f_z = \frac{5 \times q_z \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1,131 \times 7800^4}{384 \times 210000 \times 925 \times 10^4} = 28,06 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{7800}{200} = 39 \text{ mm} \quad f_z < f_{adm} \quad \text{La Condition est vérifiée.}$$

L'axe (YY) :

$$f_y = \frac{5 \times q_y \times L^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times 0,37 \times 7800^4}{384 \times 210000 \times 85,3 \times 10^4} = 99,55 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = 39 \text{ mm} \quad f_y > f_{adm} \quad \text{Condition non vérifié.}$$

Dans ce cas on introduit des liernes à mi- travée et on recalcule :

$$f_y = \frac{2,05 \times q_y \times (L/2)^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{2,05 \times 0,37 \times (7800/2)^4}{384 \times 210000 \times 85,3 \times 10^4} = 2,55 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L/2}{200} = \frac{7800/2}{200} = 19,5 \text{ mm} \quad f_y < f_{adm} \quad \text{La Condition est vérifiée.}$$

3.3.3.7 Vérification à l'ELU:

3.3.3.7.1 Vérification à la flexion déviée :

$$\left[\frac{M_y, sd}{M_{pl, yrd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_z, sd}{M_{pl, zrd}} \right]^\beta \leq 1$$

Selon EC3, Pour les profils en U : $\alpha = 1$; $\beta = 1$

L'axe (YY) :

$$M_{sd, y} = \frac{q_z \times L^2}{8} = \frac{1,69 \times 7,8^2}{8} = 12,85 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl, y} = \frac{W_{pl, y} \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{138 \times 10^{-3} \times 275}{1,1} = 34,5 \text{ KN.m}$$

→ $M_{sd, y} < M_{pl, y}$ La Condition est vérifiée.

L'axe (ZZ) :

$$M_{sd, z} = \frac{q_y \times L^2}{32} = \frac{0,50 \times 7,8^2}{32} = 0,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,z} = \frac{W_{pl,z} \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{35,2 \times 10^{-3} \times 275}{1,1} = 8,8 \text{ KN.m}$$

$$\left(\frac{12,85}{34,5}\right)^1 + \left(\frac{0,95}{8,8}\right)^1 = 0,48 < 1$$

La Condition est vérifiée.

3.3.3.7.2 Vérification de l'effort tranchant :

Pour la vérification au cisaillement on utilise la condition suivante :

$$V_{sd,z} \leq V_{pl,z} \quad \text{Et} \quad V_{sd,y} \leq V_{pl,y}$$

L'axe (ZZ) :

$$V_{sd,z} = \frac{q_z \times L}{2} = \frac{1,69 \times 7,8}{2} = 6,59 \text{ KN}$$

$$V_{pl,z} = \frac{A_{vz} \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{12,60 \times 10^2 \times 275}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-3} = 181,86 \text{ KN}$$

$V_{sd,z} < 0,5 V_{pl,z} \rightarrow$ La Condition est vérifiée.

L'axe (YY) :

$$V_{sd,y} = 1,25 \times \frac{q_y \times L}{2} = 1,25 \times \frac{0,50 \times 3,9}{2} = 1,22 \text{ KN}$$

$$V_{pl,y} = \frac{A_{vy} \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

Calcul de A_{vy} :

L'aire efficace de cisaillement A_{vy} dans la direction de l'axe fort est calculée en utilisant l'aire de l'âme du profilé, car c'est là que se concentre la résistance au cisaillement.

$$A_{vy} = h * t_w = 16 * 0,75 = 12 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,z} = \frac{12 \times 10^2 \times 275}{\sqrt{3} \times 1,1} = 164,54 \text{ KN}$$

$V_{sd,y} < V_{pl,y} \rightarrow$ La Condition est vérifiée.

3.3.3.8 Vérification au déversement :

On doit vérifier la condition suivante :

$$M_{b,rd} \geq M_{sd,y}$$

$$M_{sd,y} = \frac{q_z \times L^2}{8} = \frac{1,69 \times 7,8^2}{8} = 12,85 \text{ KN.m}$$

$$M_{b,rd} = \chi_{lt} \times \beta_w \times \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{m1}} \quad \chi_{lt} = \sqrt{\frac{W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}}$$

On tire la valeur du moment critique de logiciel ROBOT :

$$M_{cr} = 15,78 \text{ KN.m}$$

$$\lambda_{lt} = \sqrt{\frac{138 \times 10^3 \times 275}{15,78 \times 10^6}} = 1,55$$

$$\lambda_{lt} = 1,55 \rightarrow \chi_{lt} = 0,35$$

On aura :

$$M_{b,rd} = 0,35 \times 1 \times \frac{138 \times 10^3 \times 275}{1} \times 10^{-6} = 13,28 \text{ KN}.$$

On constate que :

$$M_{sd,y} = 12,85 \text{ KN.m} < M_{b,rd} = 13,28 \text{ KN.m}$$

Donc le choix d'UPN160 est satisfait.

3.3.3.9 Calcul des liernes dans les lisses de bardages coté long pan :

La combinaison de charge est la suivante :

Sous la combinaison : $q_y = 1,35G$

$$q_y = 1,35 \times 0,37 = 0,50 \text{ KN/ml}$$

➤ Calcul la réaction R au niveau de la lierne :

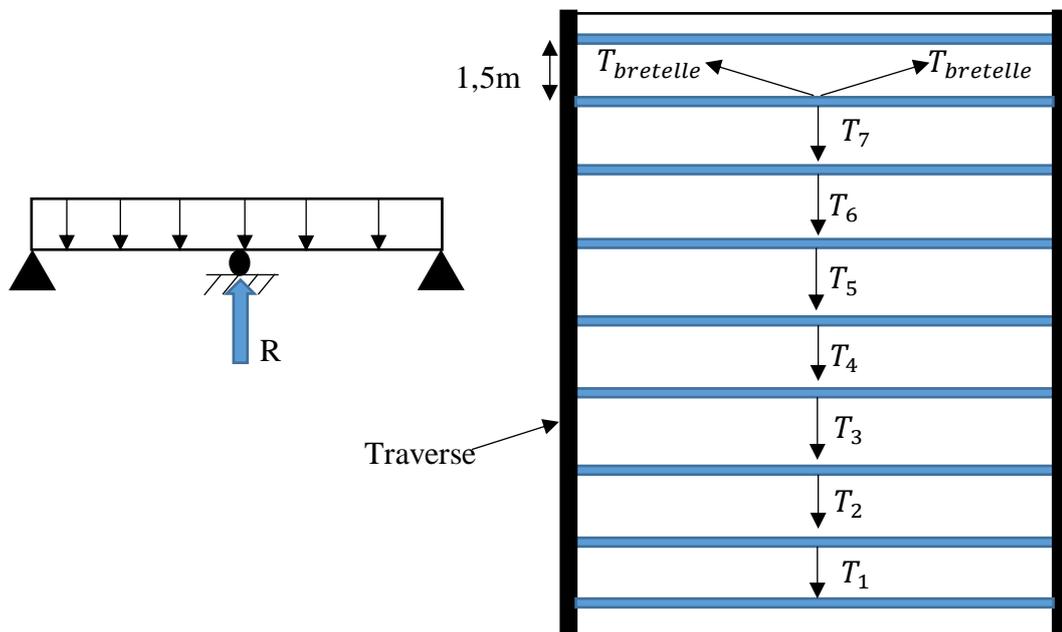


Figure 3-14 : Disposition des liernes sur les lisses du long pan

$$R = 1,25 \times q_y \times \frac{L}{2} = 1,25 \times 0,50 \times \frac{7,8}{2} = 2,43 \text{ KN}$$

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{2,43}{2} = 1,21 \text{ KN}$$

$$T_n = (2n - 1) \times \frac{R}{2}$$

$$T_7 = (2 \times 7 - 1) \times \frac{2,43}{2} = 15,79 \text{ KN}$$

$$T_{bretelle} = \frac{T_7 + R}{2 \times \sin(\theta)}$$

$$\text{tg}(\theta) = \frac{e}{L/2} = \frac{1,5}{7,8/2} = 0,38 \rightarrow \theta = \text{tg}^{-1}(0,38) = 20,81^\circ$$

$$T_{bretelle} = \frac{15,79 + 2,43}{2 \times \sin(20,81)} = 25,64 \text{ KN}$$

3.3.3.10 Dimensionnement des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est $T_{bretelle}$

Condition de vérification à la résistance plastique de la section brute :

$$N_{tsd} \leq N_{pl}$$

$$N_{pl} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow A \geq \frac{N_{tsd} \times \gamma_{m0}}{F_y}$$

$$A \geq \frac{25,64 \times 1,1 \times 10^3}{275} = 102,56 \text{ mm}^2$$

$$A = \frac{\pi \times \phi^2}{4} \geq 102,56 \text{ mm}^2$$

Donc :

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 102,56}{\pi}} = 11,42 \text{ mm}$$

On adopte une barre ronde de diamètre $\phi = 12\text{mm}$

3.4 Etude des escaliers :

Les escaliers, éléments omniprésents dans notre quotidien, sont bien plus que de simples structures pour nous permettre de passer d'un niveau à un autre. . Il est composé d'une succession régulière de plans horizontaux consistant en des marches et des paliers. Dans notre projet les escaliers sont en charpente métallique, elles sont composées de deux volées liées à un palier de repos, ce dernier se compose d'une solive UPN encastree aux poteaux, et des marches constituées par des cornières de support et de tôle striée.

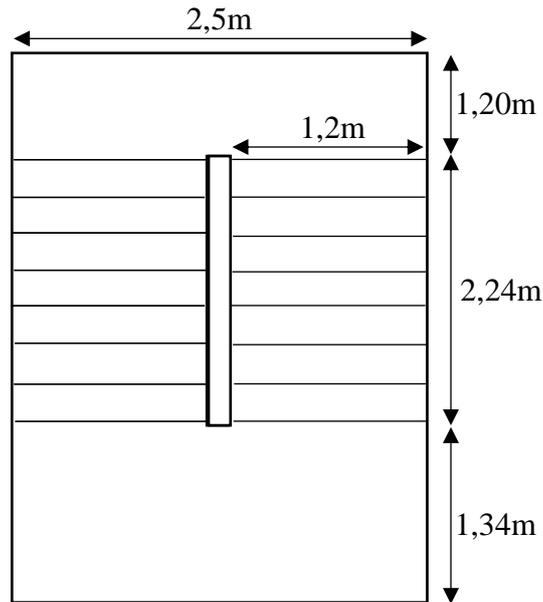


Figure 3-15 : Vue en plan de l'escalier

3.4.1 Définition :

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

3.4.2 Pré dimensionnement de l'escalier :

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

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

n: Nombre de contremarche.

H: Hauteur à franchir avec une volée $H = 1,44\text{ m}$

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

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

On prend : $h = 16\text{ cm}$

$$\rightarrow n = \frac{H}{h} = \frac{144}{16} = 9\text{ contre marche}$$

$$n - 1 = 8\text{ marche}$$

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

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

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

Angle d'inclinaison : $\alpha = \arctang\left(\frac{1,44}{2,24}\right) = 32,73^\circ$

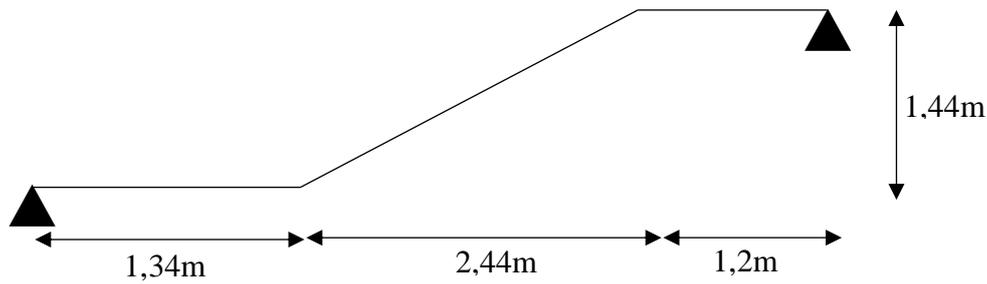


Figure 3-16 : Schéma statique de l'escalier

3.4.3 Evaluation de charge :

➤ Charge permanente :

- Revêtement (e=2cm) : $G_{rev} = 22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
- Mortier de pose (e=2cm) : $G_{mortier} = 20 \times 0,02 = 0,4 \text{ KN/m}^2$
- Tôle striée (5mm) : $G_{tole} = 78,5 \times 0,005 = 0,39 \text{ KN/m}^2$
- Garde de corps (e=2cm) : $G_{garde} = 78,5 \times 0,02 = 1,57 \text{ KN/m}^2$

$$G = 2,8 \text{ KN/m}^2$$

➤ Charge d'exploitation :

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

3.4.4 Pré dimensionnement de la cornière :

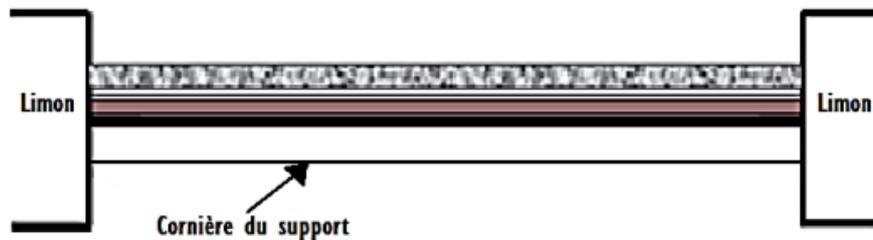


Figure 3-17 : Disposition des cornières

Chaque cornière reprend la moitié de la charge.

ELU :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times \frac{g}{2} = (1,35 \times 2,8 + 1,5 \times 2,5) \times \frac{0,28}{2} = 1,05 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_s = (G + Q) \times \frac{g}{2} = (2,8 + 2,5) \times \frac{0,28}{2} = 0,74 \text{ KN/ml}$$

Condition de flèche :

On a une poutre posé sur deux appuis simple et une charge uniformément répartie donc la flèche est :

$$f_z = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{l}{300}$$

$$I_y \geq \frac{1000 q_s l^3}{384 E} = \frac{1500 \times 0,74 \times 1200^3}{384 \times 210000} = 2,378 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

On adopte une cornière à ailes égales de : **L35x35x3,5**

$$\text{Avec les caractéristiques suivantes : } \begin{cases} I_y = I_z = 2,66 \text{ cm}^4 \\ W_{elz} = W_{ely} = 1,06 \text{ cm}^3 \\ G_{cornière} = 1,84 \text{ Kg/m} \end{cases}$$

On revérifie la flèche en prenant compte du poids propre de la cornière :

$$q'_s = q_s + G_{cornière} = 0,74 + 0,0184 = 0,758 \text{ KN/ml}$$

$$f_z = \frac{5 \times q'_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 0,758 \times 1200^4}{384 \times 210000 \times 2,66 \times 10^4} = 3,66 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{300} = \frac{1200}{300} = 4 \text{ mm}$$

$$f_z = 3,66 \text{ mm} \leq f_{adm} = 4 \text{ mm}$$

La condition de flèche est vérifiée.

3.4.5 Vérification de la résistance :

3.4.5.1 Moment fléchissant :

$$M_{sd} = \frac{q_u' \times l^2}{8}$$

$$q_u' = q_u + 1,35 \times G_{cornière} = 1,05 + 0,0184 = 1,07 \text{ KN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{1,07 \times 1,2^2}{8} = 0,192 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{1} = \frac{1,06 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1} = 0,29 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 0,192 \text{ KN.m} \leq M_{ply} = 0,29 \text{ KN.m}$$

La condition est vérifiée

3.4.5.2 Effort tranchant :

$$V_{sd} = \frac{q_u' \times l}{2} = \frac{1,07 \times 1,2}{2} = 0,136 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times Av_z}{\sqrt{3} \times 1} \quad Av_z = h \times t = 3,5 \times 35 = 122,5 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{275 \times 122,5}{\sqrt{3} \times 1} \times 10^{-3} = 19,45 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 0,136 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 19,45 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées, donc **L35x35x3,5** convient comme cornière de support.

3.4.6 Etude de limon :

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

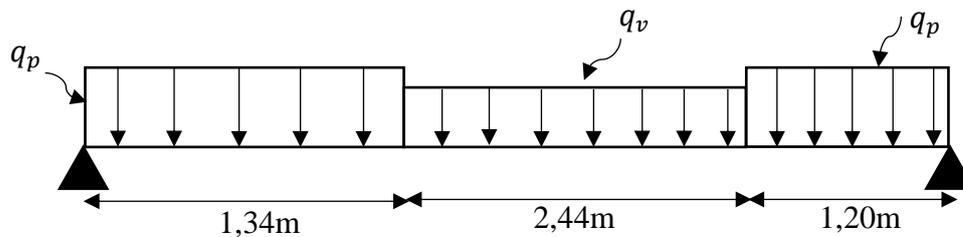


Figure 3-18 : Schéma statique du limon

3.4.6.1 Evaluation de charge :

3.4.6.1.1 Charge permanente :

- **Volée**

- Revêtement (e=2cm) : $G_{rev} = 22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
- Mortier de pose (e=2cm) : $G_{mortier} = 20 \times 0,02 = 0,4 \text{ KN/m}^2$
- Tôle striée (5mm) : $G_{tôle} = 78,5 \times 0,005 = 0,39 \text{ KN/m}^2$
- Garde de corps (e=2cm) : $G_{garde} = 78,5 \times 0,02 = 1,57 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre de la cornière L35x35x3,5 : $G_{cornière} = 0,0184 \text{ KN/ml}$
- Poids estimé de 2 limons UPN140 : $G_{limon} = 2 \times 0,16 = 0,32 \text{ KN/ml}$

- **Palier :**

- Revêtements en carrelage (e=2cm) : $G_{rev} = 22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
- Mortier de pose (e=2cm) : $G_{mortier} = 20 \times 0,02 = 0,4 \text{ KN/m}^2$
- Dalle en béton armé (e=10 cm) : $G_{béton} = 0,1 \times 25 = 2,5 \text{ KN/m}^2$
- Tôle striée (5mm) : $G_{tôle} = 78,5 \times 0,005 = 0,39 \text{ KN/m}^2$

Avec longueur de la marche: $Em = 1,2 \text{ m}$

$$G_v = (0,44 + 0,4 + 0,39) \times 1,2 + (1,57 \times 1) + 0,018 + 0,32 = 3,38 \text{ KN/ml}$$

$$G_p = (0,44 + 0,4 + 2,5 + 0,39) \times 1,2 = 4,47 \text{ KN/ml}$$

3.4.6.1.2 Charge d'exploitation :

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

$$Q_v = Q_p = 2,5 \times 1,2 = 3 \text{ KN/ml}$$

3.4.6.2 Pré dimensionnement de limon :

La charge revenant au limon est :

$$q_{sv} = \frac{G_v + Q_v}{2} = \frac{3,38 + 3}{2} = 3,19 \text{ KN/ml}$$

$$q_{sp} = \frac{G_p + Q_p}{2} = \frac{4,47 + 3}{2} = 3,73 \text{ KN/ml}$$

On va calculer la charge équivalente qui revient au limon :

$$q_{eq}^s = \frac{q_v \times L_v + q_p \times L_p}{L} = \frac{3,19 \times 2,44 + 3,73 \times (1,34 + 1,20)}{2,44 + 1,34 + 1,20} = 3,46 \text{ KN/ml}$$

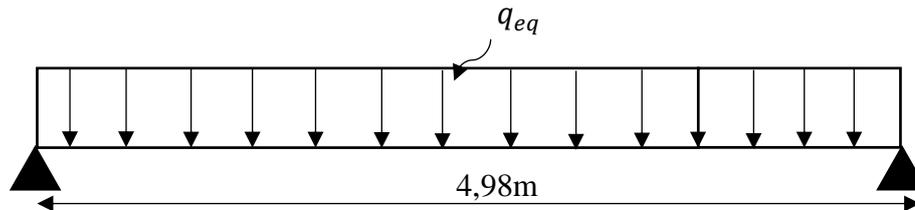


Figure 3-19 : Schéma statique de la charge équivalente revenant au limon

Condition de flèche :

$$I_y \geq \frac{300 \times 5 \times q_{eq} \times l^3}{384 \times E} = \frac{300 \times 5 \times 3,46 \times 4980^3}{384 \times 210000} = 794,88 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

On adopte un **UPN160** avec les caractéristiques suivantes :

$$\begin{cases} I_y = 925 \text{ cm}^4 \\ W_{ply} = 138 \text{ cm}^3 \\ G_{UPN} = 18,9 \text{ Kg/m} \end{cases}$$

On revérifie la flèche en prenant compte du poids propre de la cornière :

$$q'_{eq} = q_{eq} + G_{UPN} = 3,46 + 0,189 = 3,65 \text{ KN/ml}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times q'_{eq} \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 3,65 \times 4980^4}{384 \times 210000 \times 925 \times 10^4} = 15,04 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{300} = \frac{4980}{300} = 16,6 \text{ mm}$$

$$f_{cal} = 15,08 \text{ mm} \leq f_{adm} = 16,6 \text{ mm}$$

La condition de flèche est vérifiée.

3.4.6.3 Vérification de la résistance :

3.4.6.3.1 Moment fléchissant :

$$M_{sd} = \frac{q_u^{eq} \times l^2}{8}$$

$$q_{uv} = \frac{1,35G_v + 1,5Q_v}{2} + 1,35G_{UPN} = \frac{1,35 \times 3,38 + 1,5 \times 3}{2} + 1,35 \times 0,18 = 4,77 \text{ KN/ml}$$

$$q_{up} = \frac{1,35G_p + 1,5Q_p}{2} + 1,35G_{UPN} = \frac{1,35 \times 4,47 + 1,5 \times 3}{2} + 1,35 \times 0,81 = 5,51 \text{ KN/ml}$$

$$q_u^{eq} = \frac{q_{uv} \times L_v + q_{up} \times L_p}{L} = \frac{4,77 \times 2,44 + 5,51 \times 2,54}{4,98} = 5,14 \text{ KN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{5,14 \times 4,98^2}{8} = 15,93 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{1} = \frac{138 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1} = 37,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 15,93 \text{ KN.m} \leq M_{ply} = 37,95 \text{ KN.m}$$

La condition est vérifiée

3.4.6.3.2 Effort tranchant :

$$V_{sd} = \frac{q_u^{eq} \times l}{2} = \frac{5,14 \times 4,98}{2} = 12,79 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times Avz}{\sqrt{3} \times 1} \quad Avz = 12,60 \text{ cm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{275 \times 12,60 \times 10^2}{\sqrt{3} \times 1} \times 10^{-3} = 200,05 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 12,79 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 200,05 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées, alors UPN160 convient comme limon pour la volée.

3.4.7 Etude de la poutre palière :

C'est une poutre encadré sur la moitié des deux poteaux avec une longueur de 2,5 m

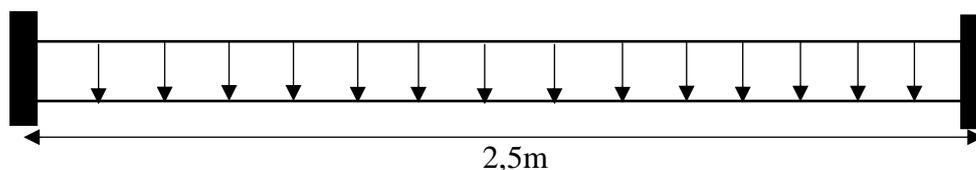


Figure 3-20 : Schéma statique de la poutre palière

On calcul la charge qui revient à la poutre palière :

$$G = (G_v + G_p) \times \frac{2,5}{2} + G_{UPN} = (3,38 + 4,47) \times \frac{2,5}{2} + 0,18 = 10 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2,5 \times \frac{2,5}{2} = 3,125 \text{ KN/ml}$$

3.4.7.1 Pré dimensionnement de la poutre palière :

$$q_s = G + Q = 10 + 3,125 = 13,125 \text{ KN/ml}$$

$$I_y \geq \frac{300 * 5 * q_s * l^3}{384 * E} = \frac{300 \times 5 \times 13,12 \times 2500^3}{384 \times 210000} = 381,32 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

On adopte un **IPE160** de caractéristique suivante :

$$\begin{cases} G = 15,8 \text{ Kg/m} \\ W_{ply} = 123,9 \text{ cm}^4 \\ A_{vz} = 9,7 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

➤ On revérifie la flèche on tenant compte du poids propre de l'IPE160 :

$$q_s = (G + G_{IPE}) + Q = (10 + 0,15) + 3,125 = 13,275 \text{ KN/ml}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 13,275 \times 2500^4}{384 \times 210000 \times 869,3 \times 10^4} = 3,69 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{300} = \frac{2500}{300} = 8,33 \text{ mm}$$

$$f_{cal} = 3,69 \text{ mm} \leq f_{adm} = 8,33 \text{ mm}$$

3.4.7.2 Vérification de la résistance a l'ELU :

3.4.7.2.1 Moment fléchissant :

On doit vérifier la condition suivante :

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

Avec :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8}$$

$$q_u = 1,35(G + G_{IPE}) + 1,5Q = 1,35(10 + 0,15) + 1,5 \times 3,125 = 18,39 \text{ KN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{18,39 \times 2,5^2}{8} = 14,36 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{123,9 \times 10^3 \times 275}{1,1} \times 10^{-6} = 30,97 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 14,36 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 30,97 \text{ KN.m}$$

La condition est vérifiée.

3.4.7.2.2 Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{18,39 \times 2,5}{2} = 22,98 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = \frac{9,7 \times 10^2 \times 275}{1,1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 140 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 22,98 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 140 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée.

Donc le choix de l'**IPE160** pour notre poutre palière est justifié.

3.5 Pré dimensionnement des poteaux :

3.5.1 Poteaux principales

Les poteaux sont des éléments verticaux de l'ossature, Ils sont chargés de transférer aux fondations les efforts provenant des actions agissant sur les poutres. Ils sont essentiellement comprimés sous l'action d'un effort axial de compression, sollicités aussi en flexion composée par les charges du plancher et les efforts horizontales.

En principe les poteaux seront encastres en bas et en tête. Ils seront pré dimensionnés à la compression et à la flexion.

Les poteaux seront pré-dimensionné à L'ELU en compression simple, qui se fera selon la formule suivante :

$$N_{max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

N_{max} : Effort normal de compression déterminé par la descente de charges.

A : section du poteau.

f_y : Limite d'élasticité de l'acier.

γ_{m0} : Coefficient partiel de sécurité.

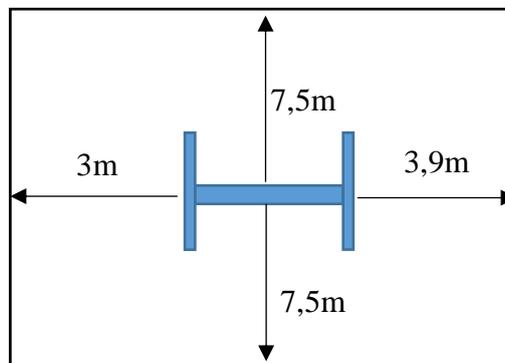
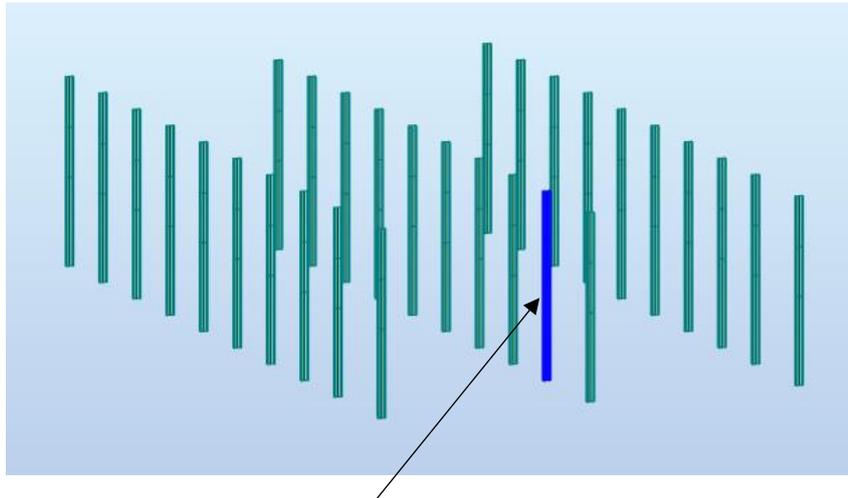


Figure 3-21 : Surface afférente du poteau le plus sollicité



Poteau le plus sollicité

Figure 3-22 : La vue en plan du poteau le plus sollicité

On choisit un poteau au quel revient la plus grande surface estimée a $(6,9 \times 15) \text{ m}^2$

Les charges appliquées sur le poteau sont concentrées, elles sont représentées dans le tableau suivant :

	Niv +9,52	Niv +6,08	Niv +3,04
Planchers (KN)	429,52	429,52	93,37
Poutre Principale (KN)	36,6	36,6	3,15
Solive (KN)	16,58	16,58	8,29
G_{Totale} (KN)	482,7	482,7	104,81
Q_{Totale} (KN)	258,75	258,75	56,25

Tableau 3-6 : Evaluation des charges sur le poteau

3.5.1.1 Vérification de la condition de résistance :

On calcule les poteaux à la compression simple à fin de vérifier la résistance de la section.

On a :

$$N_G = 2 \times 482,7 + 104,81 = 1070,21 \text{ KN}$$

$$N_Q = 2 \times 258,75 + 56,25 = 573,75 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1,35N_G + 1,5N_Q = 1,35 \times 1070,21 + 1,5 \times 573,75 = 2305,40 \text{ KN}$$

On vérifie :

$$N_{sd} \leq \frac{A \times fy}{\gamma_{m0}} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{fy} = \frac{2305,4 \times 10^3 \times 1}{275}$$

$$A \geq 83,83 \text{ cm}^2$$

On adopte un **HEA260**

3.5.1.2 Vérification du flambement :

On doit vérifier la condition suivante :

$$N_{max} \leq \frac{\beta_a * f_y * A * \chi_{min}}{\gamma_{m1}}$$

Calcul de l'élancement réduit :

$$\lambda_{cr} = 93,9\varepsilon = 93,9 \times 0,92 = 86,81$$

$$l_{ky} = l_{kz} = 0,5 \times l = 0,5 \times 6,08 = 3,04m$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{304}{10,97} = 27,71 \rightarrow \tilde{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} = \frac{27,71}{86,81} = 0,32 > 0,2 \text{ il y'a un risque de flambement}$$

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{304}{6,50} = 46,77 \rightarrow \tilde{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} = \frac{46,77}{86,81} = 0,54 > 0,2 \text{ il y'a un risque de flambement}$$

Choix de la courbe du flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{250}{260} = 0,96 < 1,2 \quad \longrightarrow \quad \begin{array}{l} ZZ \rightarrow \text{Courbe (c)} \rightarrow \alpha_z = 0,49 \\ YY \rightarrow \text{Courbe (b)} \rightarrow \alpha_y = 0,34 \end{array}$$

$$t_f = 12,5mm < 40mm$$

On a :

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \tilde{\lambda}_z^2]^{0,5}} \quad \chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \tilde{\lambda}_y^2]^{0,5}}$$

$$\varphi_z = 0,5[1 + \alpha_z(\tilde{\lambda}_z - 0,2) + \tilde{\lambda}_z^2] = 0,73 \rightarrow \chi_z = 0,82$$

$$\varphi_y = 0,5[1 + \alpha_y(\tilde{\lambda}_y - 0,2) + \tilde{\lambda}_y^2] = 0,57 \rightarrow \chi_y = 0,95$$

$$\chi_{min} = \min(0,82 ; 0,95) = 0,82$$

$$\frac{\beta_a * f_y * A * \chi_{min}}{\gamma_{m1}} = \frac{1 * 27,5 * 86,8 * 0,81}{1} = 1933,47 KN$$

$$N_{max} = 2305,40 KN > 1933,47 KN$$

Condition non vérifiée, on augmente la section du profilé à **HEA300**

$$\chi_{min} = 0,86$$

$$\frac{\beta_a * f_y * A * \chi_{min}}{\gamma_{m1}} = \frac{1 * 27,5 * 112,5 * 0,86}{1} = 2660,62 KN$$

$$N_{max} = 2305,40 KN < 2660,62 KN$$

La condition est vérifiée, Donc on adopte un **HEA300** pour nos poteaux principaux.

3.5.2 Poteaux intermédiaires :

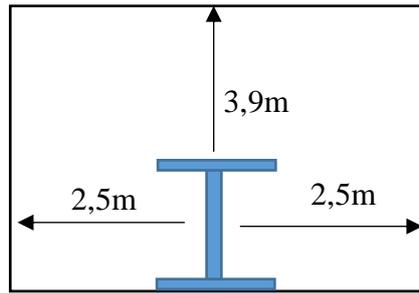


Figure 3-23 : Surface afférente du poteau intermédiaire le plus sollicité

On a :

- Les charges permanentes totales revenues des planchers : $N_G = 256,87 \text{ KN}$
- Les charges d'exploitation totales : $N_Q = 124,34 \text{ KN}$

$$N_{sd} = 1,35N_G + 1,5N_Q = 533,28 \text{ KN}$$

$$N_{sd} \leq \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{533,28 \times 10^3 \times 1,1}{275}$$

$$A \geq 21,33 \text{ cm}^2$$

On adopte un **IPE180**. De $I_y = 1317 \text{ cm}^4$

3.5.2.1 Vérification du flambement :

On doit vérifier la condition suivante :

$$N_{max} \leq \frac{\beta_a * f_y * A * \chi_{min}}{\gamma_{m1}}$$

Calcul de l'élancement réduit :

$$\lambda_{cr} = 93,9\varepsilon = 93,9 \times 0,92 = 86,81$$

$$l_{kz} = 0,7 \times l = 0,7 \times 6,08 = 4,25 \text{ m}$$

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{425}{2,05} = 207,31 \rightarrow \tilde{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} = \frac{207,31}{86,81} = 2,38$$

Choix de la courbe du flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{180}{91} = 1,97 > 1,2 \quad \Rightarrow \quad ZZ \rightarrow \text{Courbe (b)} \rightarrow \alpha_z = 0,34$$

$$t_f = 10,7 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

On a :

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \tilde{\lambda}_z^2]^{0,5}}$$

$$\varphi_z = 0,5[1 + \alpha_z(\lambda_z - 0,2) + \lambda_z^2] = 3,70 \rightarrow \chi_z = 0,15$$

$$\chi_{min} = 0,15$$

$$\frac{\beta_a * f_y * A * \chi_{min}}{\gamma_{m1}} = \frac{1 * 27,5 * 23,9 * 0,15}{1} = 98,58 \text{ KN}$$

$$N_{max} = 533,28 \text{ KN} > 98,58 \text{ KN}$$

Condition n'est pas vérifiée, comme solution on augmente la section du profilé à **IPE330**, et on vérifie :

$$\chi_{min} = 0,39$$

$$\frac{\beta_a * f_y * A * \chi_{min}}{\gamma_{m1}} = \frac{1 * 27,5 * 62,6 * 0,39}{1} = 671,38 \text{ KN}$$

$$N_{max} = 533,28 \text{ KN} < 671,38 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée, donc on adopte des **IPE330** pour nos poteaux intermédiaires.

3.6 Pré dimensionnement des traverses :

Les traverses sont des poutres maitresses d'une toiture a deux versants, elles sont constituées généralement en profiles IPE ou HEA.

Les traverses de la toiture servent à supporter les éléments de la couverture et a reprendre les charges et surcharges exercer sur celles-ci.

3.6.1 Evaluation des charges :

a)-Charges permanentes :

- Couverture panneau sandwich $G = 0,15 \text{ KN/m}^2$
- Accessoires de pose $G = 0,03 \text{ KN/m}^2$
- Le poids propre de la panne $G = 0,224 \text{ KN/m}$
- Espacement entre pannes $e = 1,2\text{m}$
- La portée de la traverse $L = 7,7\text{m}$

$$G = 7 \times 0,224 + 1,2 \times (0,15 + 0,03) = 1,57 \text{ KN/m}$$

b)-Charges climatiques :

$$W = 1,90 \times 3,9 = 7,43 \text{ KN/m}$$

$$S = 0,554 \times \cos(15) \times 3,9 = 2,1 \text{ KN/m}$$

3.6.2 Le Pré dimensionnement :

$$\text{ELS} : G + W = 1,57 + 7,43 = 9 \text{ KN/m}$$

Par condition de flèche on aura

$$I_y \geq \frac{5 \times 200 \times q_z \times L^3}{384 \times E} = \frac{5 \times 200 \times 9 \times 7760^3}{384 \times 2,1 \times 10^5} = 5789,8 \text{ cm}^4$$

On opte pour un **IPE270** de : $I_y = 11766,9 \text{ cm}^4$

Poids propre réel :

$$G = 7 \times 0,188 + 1,2 \times (0,15 + 0,03) + 0,36 = 1,93 \text{ KN/m}$$

3.6.3 Les combinaisons d'action :

$$\text{ELU} : G + 1,5W = 13,07 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS} : G + W = 9,36 \text{ KN/m}$$

3.6.4 Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{13,07 \times 7,7}{2} = 50,32 \text{ KN/m}$$

$$V_{pl} = \frac{A_{vz} \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{22,10 \times 10^2 \times 275}{\sqrt{3} \times 1,1} = 318,98 \text{ KN/m}$$

$$V_{sd} = 50,32 < \frac{1}{2} V_{pl} = 159,49 \text{ KN/m}$$

La condition est vérifiée.

3.6.5 Vérification de moment fléchissant :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{12} = \frac{13,07 \times 7,7^2}{12} = 64,57 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{484 \times 10^3 \times 275}{1,1} = 121 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 64,57 \text{ KN.m} < M_{ply} = 121 \text{ KN.m}$$

Le choix de l'**IPE270** est satisfait.

3.7 Pré dimensionnement de contreventement :**3.7.1 Introduction :**

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action des forces horizontales : vent, freinages des ponts roulants, effet de séismes, chocs etc. ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations.

Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants « poutres au vent », et en façade « Palées de stabilité », et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur les Pignons que sur les longs pans.

3.7.2 Rôles des contreventements :

Les contreventements ont pour fonctions principales de :

- Reprendre et de transmettre jusqu'aux fondations les efforts dus aux actions latérales ou horizontales causées par : le vent, le séisme, les forces de freinage de ponts roulant, les explosions, les chocs de véhicules, la poussée des terres...
- Empêcher de grandes déformations (ou de limiter les déplacements horizontaux) sous l'effet de ces actions.
- Jouer un rôle important vis-à-vis des phénomènes d'instabilité en réduisant les risques de flambement et de déversement. En effet, ils diminuent les longueurs de flambement des poteaux, et ils constituent parfois des appuis latéraux intermédiaires pour les membrures comprimées de poutres et de portiques vis a-vis du déversement.

- Possèdent un rôle important dans les problèmes de vibration de la construction, dans son ensemble ou dans des éléments élancés de cette construction et ce, en modifiant la période fondamentale. Ce qui permet d'éviter le phénomène de résonance.

3.7.3 Calcul de la poutre au vent :

La transmission des efforts sur le pignon passe successivement du bardage aux lisses, aux potelets puis à la traverse du portique, cette dernière n'est pas rigide transversalement, il est nécessaire de la stabiliser en construisant un dispositif dans le plan de la toiture. La poutre contreventée sera calculée comme une poutre a treillis reposant sur deux appuis et soumise aux réactions horizontales des poteaux.

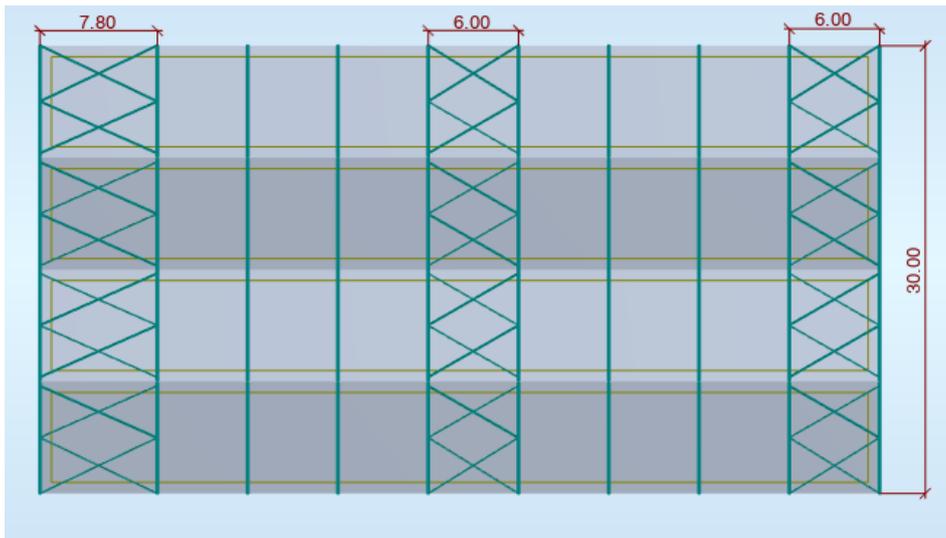


Figure 3-24 : Vue en plan de la poutre au vent

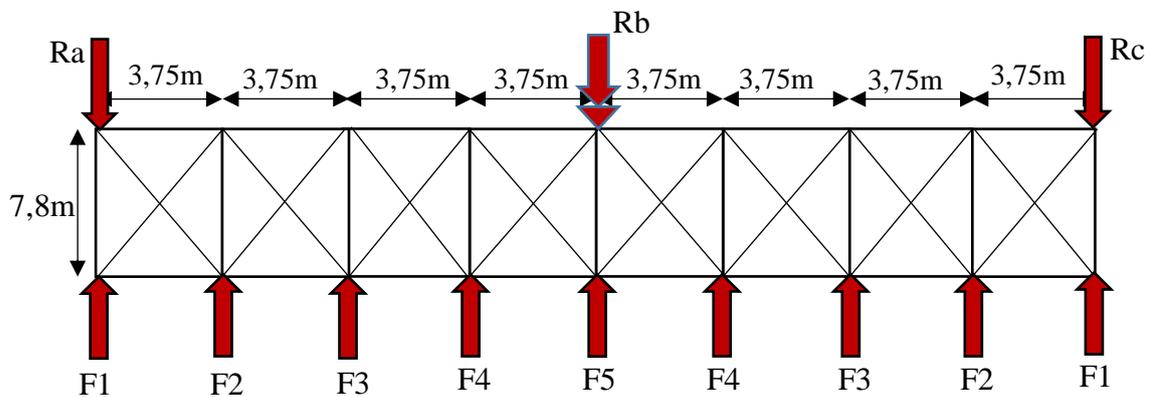


Figure 3-25 : Schéma statique de la poutre au vent

On a :

$$F_i = 1,5[(W \times S_i) + \frac{F_{fr}}{n}]$$

W: Charge de vent maximal dans le Sens V2 :

$$W = 0,786 \text{ KN/m}^2$$

F_{fr} : Force de frottement pour la direction de vent V2 avec :

$$F_{fr} = 0$$

n : Nombre de nœuds dans la poutre au vent est :

$$n = 9$$

S_i : Surface d'application des efforts horizontaux avec :

$$S_1 = \left[\frac{13}{2} \times 1,875 \right] + \left[(13,66 - 13) \times 1,875 \times \frac{2}{2} \right] = 13,43 \text{ m}^2$$

$$S_2 = \left[\left(13,66 - \frac{14,33}{2} \right) \times 3,75 \right] + \left[(14,66 - 13,66) \times 3,75 \times \frac{2}{2} \right] = 28,10 \text{ m}^2$$

$$S_3 = \left[\left(14,66 - \frac{15}{2} \right) \times 3,75 \right] + [(15 - 14,66) \times 1,875] = 27,49 \text{ m}^2$$

$$S_4 = S_2 = 28,10 \text{ m}^2$$

$$S_5 = S_1 \times 2 = 26,86 \text{ m}^2$$

Les résultats de F_i sont résumés dans le tableau ci-dessous

	1	2	3	4	5
W	0,786				
S_i (m²)	13,43	28,10	27,49	28,10	26,86
F_i (KN)	15,83	33,12	32,41	33,12	31,96

Tableau 3-7 : Les valeurs des forces horizontales

Les réactions d'appuis :

$$Q = \frac{\sum F}{L} = \frac{F_1 + 2F_2 + 2F_3 + 2F_4 + F_5}{30} = 8,17 \text{ KN/ml}$$

$$R_a = R_c = 0,375 \times \frac{8,17 \times 15}{2} = 22,98 \text{ KN}$$

$$R_b = 1,25 \times R = 1,25 \times \frac{8,17 \times 15}{2} = 76,59 \text{ KN}$$

3.7.3.1 Dimensionnement de la diagonale :

Dans ce genre de système, seules les diagonales tendues sont prise en compte dans le calcul. D'où on aura à étudier le schéma statique représenté dans la figure suivant.

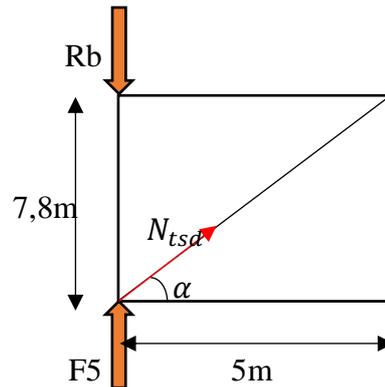


Figure 3-26 : Schéma statique s'une partie de la poutre au vent

$$\alpha = \arctang\left(\frac{7,8}{5}\right) = 57,34^\circ$$

Par la méthode d'isolation des nœuds on aura :

$$N_{tsd} = \frac{Rb - F1}{\sin \alpha} = \frac{76,59 - 15,83}{\sin(57,34)} = 72,17 \text{ KN}$$

3.7.3.2 Calcul de la section brute :

La section brute doit vérifier la résistance suivant

$$N_{tsd} \leq N_{ptrd} = \frac{A \times fy}{\gamma_{m0}} \rightarrow A = \frac{N_{tsd} \times \gamma_{m0}}{fy} = \frac{72,17 \times 1,1}{27,5} = 2,88 \text{ cm}^2$$

Donc on opte pour une simple **CAE 60×60×4** avec **A =4.667 cm²**. Avec des boulons M20 de classe 8.8 donc $d_0 = 22\text{mm}$

3.7.3.3 Vérification de la section nette :

La vérification à faire est comme suite :

$$N_{tsd} \leq N_{urd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times F_u}{\gamma_{m2}}$$

On a :

$$A_{net} = A_1 + A_2$$

$$A_1 = (6 \times 0,4) - (2,2 \times 0,4) = 1,52 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (6 - 0,4) \times 0,4 = 2,24 \text{ cm}^2$$

$$A_{net} = 3,76 \text{ cm}^2$$

$$N_{urd} = \frac{0,9 \times 3,76 \times 10^2 \times 430}{1,25} = 116,41 \text{ KN}$$

$$N_{tsd} = 72,17 \text{ KN} \leq N_{urd} = 116,41 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée.

3.7.4 Vérification des montants de la poutre au vent :

Les pannes (IPE180) sont dimensionnées en flexion déviée seule, elles assurent aussi la fonction de montant de la poutre au vent, donc on doit les vérifier à la flexion bi axiale sous l'effort de soulèvement, plus l'effort normal de compression due aux forces d'entraînement, par contre la poutre sablière ne reçoit pas des charges verticales et assure aussi la fonction de montant, on doit la vérifier au flambement simple sous un effort de compression.

3.7.4.1 Détermination des efforts dans les montants :

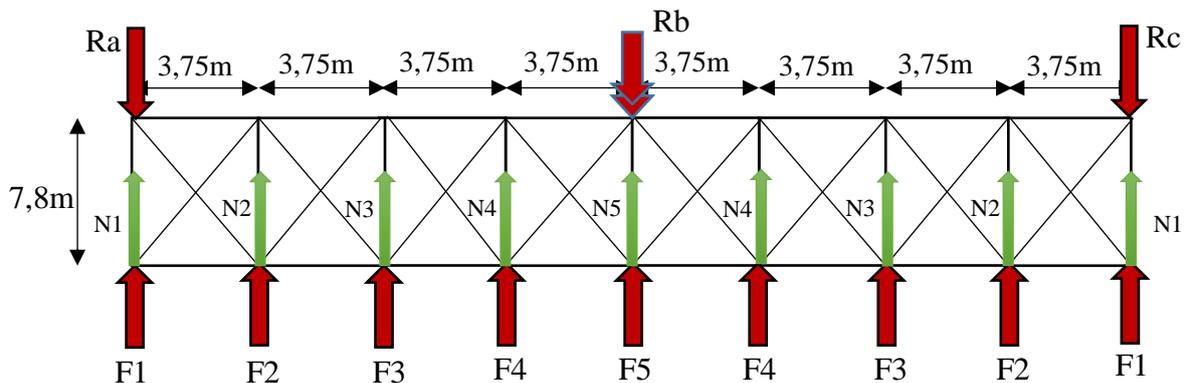


Figure 3-27 : Schéma des efforts sur les montants

$$N_{tsd} = 76,59 \text{ KN}$$

3.7.4.2 Vérification de la résistance des montants :

Les montants sont soumis à la flexion bi-axiale plus un effort normal donc la vérification à faire et comme suit :

On calcul :

$$\lambda_{lt} = \frac{L/i_z}{\sqrt{C_1 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}}} = \frac{390 \div 2,24}{\sqrt{1,132 + \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{390 \div 2,24}{20 \div 0,85} \right)^2 \right]^{0,25}}} = 117,69$$

$$\tilde{\lambda}_{lt} = \frac{117,69}{86,81} = 1,35 > 0,4 \rightarrow \text{Ya un risque de deversement}$$

On doit vérifier :

$$\frac{Nsd}{\chi_{min} \times Nply} + \frac{K_{lt} \times My}{\chi_{lt} \times Mply} \leq 1$$

Dans le chapitre 3 on a :

$$My = 23,42 \text{ KN.m}$$

$$Mply = 55,15 \text{ KN.m}$$

$$Npl = 783,75 \text{ KN}$$

$$\chi_{lt} = 0,42$$

On calcul les élancements réduits puis en détermine χ_{min} :

$$l_{kz} = 0,5 l = 0,5 \times 7,8 = 3,9m$$

$$l_{ky} = l = 7,8m$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{780}{8,26} = 94,43 \rightarrow \tilde{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} = \frac{94,43}{86,81} = 1,08$$

1,08 > 0,2 il y'a un risque de flambement

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{390}{2,24} = 174,10 \rightarrow \tilde{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} = \frac{174,10}{86,81} = 2$$

2 > 0,2 il y'a un risque de flambement

Choix de la courbe du flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{200}{100} = 2 > 1,2 \quad \longrightarrow \quad \begin{array}{l} ZZ \rightarrow \text{Courbe (b)} \rightarrow \alpha_z = 0,34 \\ YY \rightarrow \text{Courbe (a)} \rightarrow \alpha_y = 0,21 \end{array}$$

$$t_f = 8,5 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

On a :

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \tilde{\lambda}_z^2]^{0,5}} \quad \chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \tilde{\lambda}_y^2]^{0,5}}$$

$$\varphi_z = 0,5[1 + \alpha_z(\tilde{\lambda}_z - 0,2) + \tilde{\lambda}_z^2] = 2,80 \rightarrow \chi_z = 0,21$$

$$\varphi_y = 0,5[1 + \alpha_y(\tilde{\lambda}_y - 0,2) + \tilde{\lambda}_y^2] = 1,17 \rightarrow \chi_y = 0,61$$

$$\chi_{min} = \min(0,21 ; 0,61) = 0,21$$

- Calcul K_{lt} :

$$K_{lt} = 1 - \frac{\mu_{lt} \times N_{st}}{\chi_z \times N_{pl}}$$

$$\mu_{lt} = 0,15 \times \tilde{\lambda}_z \times \beta_{m1t} - 0,15$$

$$\tilde{\lambda}_z = 2 \quad \beta_{m1t} = 1,3$$

$$\mu_{lt} = 0,15 \times 2 \times 1,3 - 0,15 = 0,24$$

$$\chi_z = 0,21 \quad N_{sd} = 76,59 \text{ KN} \quad N_{pl} = 783,75 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow K_{lt} = 1 - \frac{0,24 \times 76,59 \times 10^3}{0,21 \times 783,75 \times 10^3} = 0,88 \leq 1$$

On vérifie :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{ply}} + \frac{K_{lt} \times M_y}{\chi_{lt} \times M_{ply}} \leq 1$$

$$\frac{76,59 \times 10^3}{0,21 \times 783,75 \times 10^3} + \frac{0,88 \times 23,42}{0,42 \times 55,15} = 1,35 > 1$$

La condition n'est pas vérifiée, on doit augmenter la section des montantes à **HEB200**

Les résultats seront résumés dans le tableau ci-dessous :

M_y (KN.m)	M_{ply} (KN.m)	N_{pl} (KN)	χ_{lt}	χ_{min}	K_{lt}
20,38	160,62	1952,5	0,89	0,62	0,99

Tableau 3-8 : Sollicitation et coefficient de calcul pour un HEA180

On vérifie :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{ply}} + \frac{K_{lt} \times M_y}{\chi_{lt} \times M_{ply}} \leq 1$$

$$\frac{76,59 \times 10^3}{0,62 \times 1952,5 \times 10^3} + \frac{0,99 \times 20,38}{0,89 \times 160,62} = 0,20 > 1$$

On voit bien que la condition de résistance est vérifiée donc on opte sur un **HEB200** pour les montants de la poutre au vent.

3.7.5 Calcul de la poutre sablière :

La poutre sablière est considérée comme une barre de contreventement verticale, donc elle est soumise à un effort horizontal et son poids propre, d'où la vérification se fera en flexion composée.

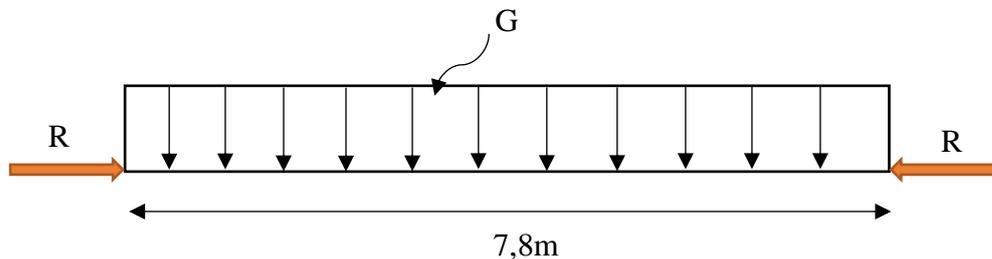


Figure 3-28 : Schéma statique de la poutre sablière

La poutre sablière reçoit la réaction de la poutre au vent de pignon calculé précédemment

$$N_{tsd} = 76,59 \text{ KN}$$

3.7.5.1 Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement se fait en compression simple :

$$N_{tsd} \leq N_{plrd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow A = \frac{N_{tsd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{76,59 \times 1,1}{27,5} = 3,06 \text{ cm}^2$$

On opte pour un **IPE120** de **A=13,2cm²**

3.7.5.2 Vérification au flambement :

On doit vérifier la condition suivante :

$$N_{max} \leq \frac{\beta_a * f_y * A * \chi_{min}}{\gamma_{m1}}$$

Calcul de l'élançement réduit :

$$\lambda_{cr} = 93,9\varepsilon = 93,9 \times 0,92 = 86,81$$

$$l_{ky} = l_{kz} = l = 7,8m$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{780}{4,90} = 159,18 \rightarrow \tilde{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} = \frac{159,18}{86,81} = 1,83$$

1,83 > 0,2 il y'a un risque de flambement

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{780}{1,45} = 537,93 \rightarrow \tilde{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} = \frac{537,90}{86,81} = 6,19$$

6,19 > 0,2 il y'a un risque de flambement

Choix de la courbe du flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{120}{64} = 1,87 > 1,2 \quad \longrightarrow \quad \begin{array}{l} ZZ \rightarrow \text{Courbe (b)} \rightarrow \alpha_z = 0,34 \\ YY \rightarrow \text{Courbe (a)} \rightarrow \alpha_y = 0,21 \end{array}$$

$$t_f = 6,3mm < 40 mm$$

On a :

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \tilde{\lambda}_z^2]^{0,5}} \quad \chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \tilde{\lambda}_y^2]^{0,5}}$$

$$\varphi_z = 0,5[1 + \alpha_z(\tilde{\lambda}_z - 0,2) + \tilde{\lambda}_z^2] = 20,67 \rightarrow \chi_z = 0,024$$

$$\varphi_y = 0,5[1 + \alpha_y(\tilde{\lambda}_y - 0,2) + \tilde{\lambda}_y^2] = 2,34 \rightarrow \chi_y = 0,26$$

$$\chi_{min} = \min(0,024 ; 0,26) = 0,024$$

$$\frac{\beta_a * f_y * A * \chi_{min}}{\gamma_{m1}} = \frac{1 * 27,5 * 13,2 * 0,024}{1} = 8,71 KN$$

$$N_{tsd} = 76,59 KN > 8,71 KN$$

Condition non vérifié, on augmente la section du profilé à **HEA180**

$$\chi_{min} = 0,21$$

$$\frac{\beta_a * f_y * A * \chi_{min}}{\gamma_{m1}} = \frac{1 * 27,5 * 45,3 * 0,21}{1} = 261,60 KN$$

$$N_{tsd} = 76,59 KN < 261,60 KN$$

La condition est vérifiée.

3.7.5.3 Vérification à la résistance :

La Vérification à faire est comme suit :

On calcul :

$$\lambda_{lt} = \frac{L/i_z}{\sqrt{C_1} [1 + \frac{1}{20} (\frac{L/i_z}{h/t_f})^2]^{0,25}} = \frac{390 \div 4,52}{\sqrt{1,132} + [1 + \frac{1}{20} (\frac{390 \div 4,52}{17,1 \div 0,95})^2]^{0,25}} = 130,78$$

$$\tilde{\lambda}_{lt} = \left(\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \right) = \frac{130,78}{86,81} = 1,51 > 0,4 \rightarrow \text{Ya un risque de deversement}$$

On doit vérifier :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{ply}} + \frac{K_{lt} \times M_y}{\chi_{lt} \times M_{ply}} \leq 1$$

$$M_y = \frac{1,35 G_{HEA180} \times L^2}{8} = \frac{1,35 \times 0,35 \times 7,8^2}{8} = 3,59 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = 81,22 \text{ KN.m}$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\varphi_{lt} + [\varphi_{lt}^2 + \tilde{\lambda}_{lt}^2]^{0,5}} ; \varphi_{lt} = 0,5[1 + \alpha_l(\tilde{\lambda}_{lt} - 0,2) + \tilde{\lambda}_{lt}^2]$$

$$\varphi_{lt} = 1,78 ; \chi_{lt} = 0,37$$

- Calcul K_{lt} :

$$K_{lt} = 1 - \frac{\mu_{lt} \times N_{st}}{\chi_{min} \times N_{pl}}$$

$$\mu_{lt} = 0,15 \times \tilde{\lambda}_{lt} \times \beta_{mlt} - 0,15$$

$$\tilde{\lambda}_{lt} = 1,51 \quad \beta_{mlt} = 1,3$$

$$\mu_{lt} = 0,15 \times 1,51 \times 1,3 - 0,15 = 0,14$$

$$\chi_{min} = 0,21 \quad N_{sd} = 76,59 \text{ KN} \quad N_{pl} = 1132,5 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow K_{lt} = 1 - \frac{0,14 \times 76,59 \times 10^3}{0,21 \times 1132,5 \times 10^3} = 0,95 \leq 1$$

$$\frac{76,59 \times 10^3}{0,21 \times 45,3 \times 10^2 \times 275 / 1,1} + \frac{0,95 \times 3,59}{0,37 \times 81,22} = 0,43 \leq 1$$

La condition est vérifiée. Donc le choix de **HEA180** est satisfait.

3.7.6 Etude de contreventement vertical :

Le contreventement vertical a pour rôle de transmettre les efforts horizontaux longitudinaux dus à la réaction de la poutre au vent du pignon vers les fondations.

On ne fait travailler que les diagonales tendues, comme dans le cas de la poutre au vent.

3.7.6.1 Détermination des efforts dans les barres :

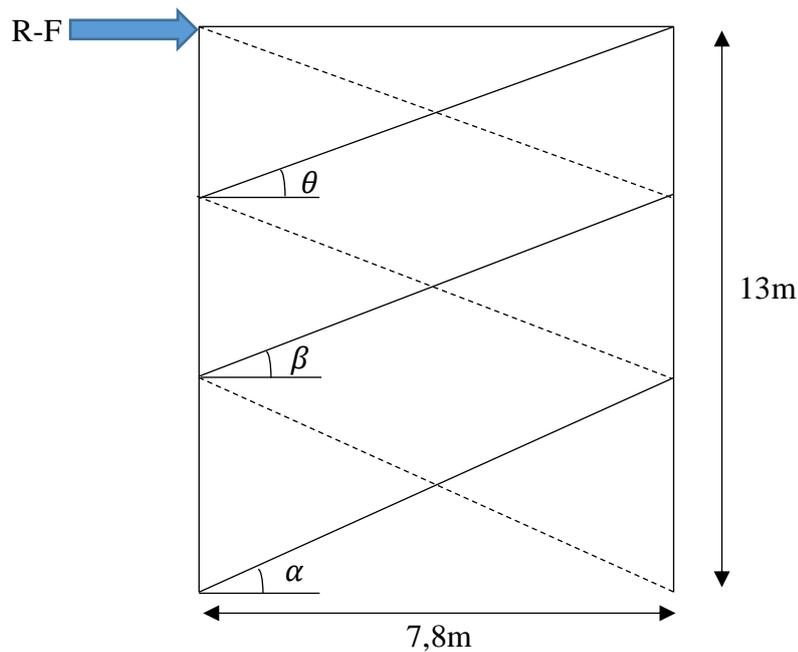


Figure 3-29 : Schéma statique de la palée de stabilité

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{6,08}{7,8}\right) = 37,93^\circ ; \beta = \tan^{-1}\left(\frac{3,44}{7,8}\right) = 23,79^\circ$$

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{3,48}{7,8}\right) = 24,04^\circ$$

R : La réaction à l'appui

F : La force du vent au nœud

$$N \cos(\alpha) = R - F_1$$

$$N = \frac{R - F_1}{\cos(\alpha)} = \frac{76,59 - 15,43}{\cos(37,93)} = 77,54 \text{ KN}$$

3.7.6.2 Section de la diagonale :

➤ Calcul de la section brute :

La section brute doit vérifier la résistance suivant

$$N_{max} \leq N_{plrd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow A = \frac{N_{max} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{77,54 \times 1,1}{27,5} = 3,10 \text{ cm}^2$$

Donc on opte pour une simple cornière **CAE 60×60×4** avec **A = 4.45 cm²**. Avec des boulons M20 de classe 8.8 donc $d_0 = 22\text{mm}$

3.7.6.2.1 Vérification de la section nette :

La vérification à faire est comme suite :

$$N_{tsd} \leq N_{urd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times F_u}{\gamma_{m2}}$$

On a :

$$A_{net} = A_1 + A_2$$

$$A_1 = (6 \times 0,4) - (2,2 \times 0,4) = 1,52 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (6 - 0,4) \times 0,4 = 2,24 \text{ cm}^2$$

$$A_{net} = 3,76 \text{ cm}^2$$

$$N_{urd} = \frac{0,9 \times 3,76 \times 10^2 \times 430}{1,25} = 116,41 \text{ KN}$$

$$N_{tsd} = 77,54 \text{ KN} \leq N_{urd} = 116,41 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée.

3.8 Conclusion :

Pour minimiser les déplacements de notre structure, on opte pour nos éléments de contreventement :

- Des Double cornières 2CAE120x120x12 Pour les diagonales de la palée de stabilité
- Des Cornières CAE100x100x10 Pour les diagonales de la poutre au vent

4 Chapitre IV

Etude du plancher mixte

4.1 Introduction

Dans le monde de la construction, l'association de l'acier et du béton est la combinaison la plus fréquemment utilisée. Bien que de nature différente, ces deux matériaux peuvent être complémentaires :

- Le béton résiste en compression et l'acier en traction
- Le béton peut empêcher le voilement.
- Le béton assure à l'acier une protection contre la corrosion et une isolation thermique aux températures élevées (augmentation de la résistance au feu).
- Sous réserve d'une disposition appropriée, l'acier permet de rendre la structure ductile.

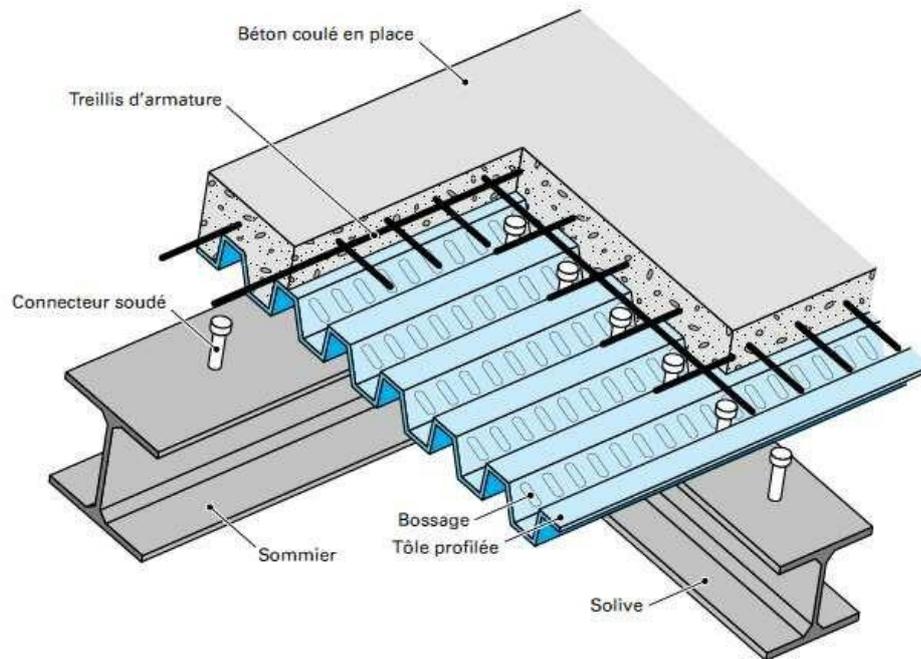


Figure 4-1 : Les composants du plancher mixte

4.2 Etude du plancher collaborant :

Dans notre cas les dimensions les plus défavorables pour le dimensionnement des éléments du plancher sont montré sur la figure.... ci-après :

- Entraxe entre les solives est de : $e = 1,25m$
- La longueur des solives est de : $L = 7,8 m$

4.2.1 Caractéristique des éléments constructifs

- Dalle en béton armé d'épaisseur : $t = 12 cm$
- Coefficient d'équivalence (Acier/Béton) : $n = 210000/30500 = 6,88$
- Coefficient de retrait du béton : $\varepsilon = 2 \times 10^{-4}$
- La limite élastique de traction de l'acier : $f_y = 275MPa$
- La contrainte admissible du béton : $fc_{28} = 25MPa$

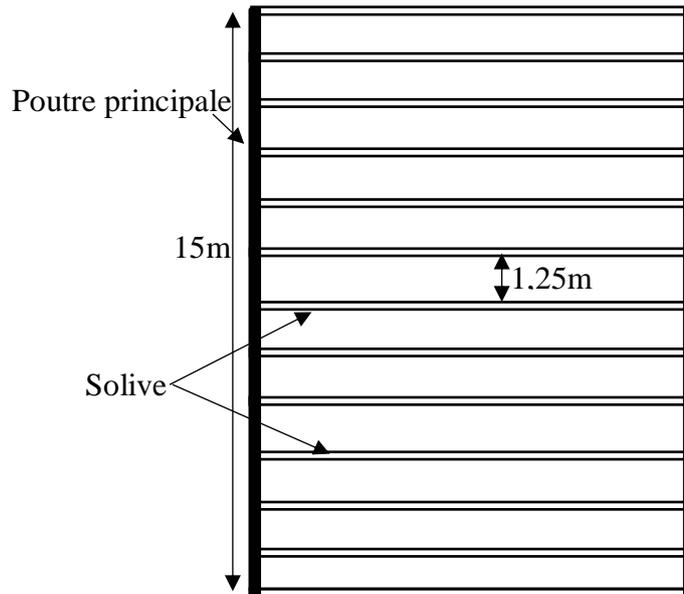


Figure 4-2 : Schéma de disposition des solives

Méthode de calcul

Le calcul du plancher mixte se fait en deux phases :

- Phase de construction
- Phase finale

4.2.2 Vérification des solives en phase de construction

Le profilé d'acier travail seul et les charges de la phase de construction sont :

- Poids propre de la tôle (Cofrastra40) : $G_{tôle} = 0,15 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre du béton frais : $G_{béton} = 2,5 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation (ouvrier) : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

4.2.2.1 Les combinaisons de charge :

Dans notre cas on a un entraxe des solives : $e = 1,25 \text{ m}$

ELU

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times e_{solive} = [1,35(0,15 + 2,5) + 1,5 \times 1] \times 1,25 = 6,34 \text{ KN/ml}$$

ELS

$$q_s = (G + Q) \times e_{solive} = [(0,15 + 2,5) + 1] \times 1,25 = 4,56 \text{ KN/ml}$$

4.2.2.2 Condition de la flèche :

On adopte un étaieement à mi travée, donc $l = \frac{7,8}{2} = 3,9 \text{ m}$

$$f_{cal} \leq f_{adm} \rightarrow \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{l}{250}$$

$$\rightarrow I_y \geq \frac{2,05 \times 250 \times 4,56 \times 3900^3}{384 \times 210000} = 171,91 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

Soit on adopte un **IPE120** de caractéristique :

G (KN/m)	Aa (cm ²)	Iy (cm ⁴)	Wply (cm ³)	Avz (cm ²)
0,104	13,2	317,8	60,7	6,3

Tableau 4-1 : Caractéristique d'IPE120

Les valeurs des combinaisons en prenant compte le poids propre d'IPE120 :

$$q_u = 6,48 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 4,66 \text{ KN/ml}$$

4.2.2.3 Vérification à la résistance :

➤ Vérification du moment fléchissant :

On doit vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{pld}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{32} = \frac{6,48 \times 3,9^2}{32} = 3,08 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{Wply \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{60,7 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1,1} = 15,07 \text{ KN.m}$$

Donc : $M_{sd} = 3,08 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 15,07 \text{ KN.m}$

La condition est vérifiée.

➤ Vérification du cisaillement :

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} \leq \frac{1}{2} V_{plrd}$$

$$V_{sd} = 1,25 \times \frac{q_u \times l}{2} = 1,25 \times \frac{6,48 \times 3,9}{2} = 15,79 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{Avz \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{6,3 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3}{\sqrt{3} \times 1,1} = 90,93 \text{ KN}$$

Donc : $V_{sd} = 15,79 \text{ KN} \leq \frac{1}{2} V_{plrd} = 45,46 \text{ KN}$

La condition est vérifiée.

4.2.3 Vérification des solives en phase finale

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaille ensemble, on doit tenir compte des chargements suivants :

- Poids propre du profilé IPE120 : $G_{profilé} = 0,104 \text{ KN/ml}$
- Poids propre de la tôle (Cofrastra40) : $G_{tôle} = 0,15 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre du béton sec : $G_{béton} = 2,5 \text{ KN/m}^2$
- Poids du revêtement, carrelage, et accessoires : $G_{rev} = 1,5 \text{ KN/m}^2$

- Surcharge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

4.2.3.1 Les combinaisons de charge :

ELU

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times e_{solive} = 1,35 \times 0,104 + [1,35(4,15) + 1,5 \times 2,5] \times 1,25$$

$$q_u = 11,83 \text{ KN/ml}$$

ELS

$$q_s = (G + Q) \times e_{solive} = 0,104 + [(0,15 + 2,5 + 1,5) + 2,5] \times 1,25$$

$$q_s = 8,41 \text{ KN/ml}$$

4.2.3.2 Vérification de la résistance :

➤ Vérification du moment fléchissant

On vérifie avec un calcul plastique la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{pld}$$

Avec :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{11,83 \times 7,8^2}{8} = 89,96 \text{ KN.m}$$

$$M_{pld} = Fa \times \left(\frac{ha}{2} + t - \frac{Za}{2} \right)$$

➤ Calcul de largeur efficace du béton :

$$b_{eff} = 2 \times \min \left(\frac{L_i}{8}; \frac{b_i}{2} \right) \quad \text{Avec : } \begin{cases} L_i : \text{longueur de la solive} \\ b_i : \text{entraxe des solives} \end{cases}$$

$$b_{eff} = 2 \times \min \left(\frac{7,8}{8}; \frac{1,25}{2} \right) = 2 \times 0,625 = 1,25 \text{ m}$$

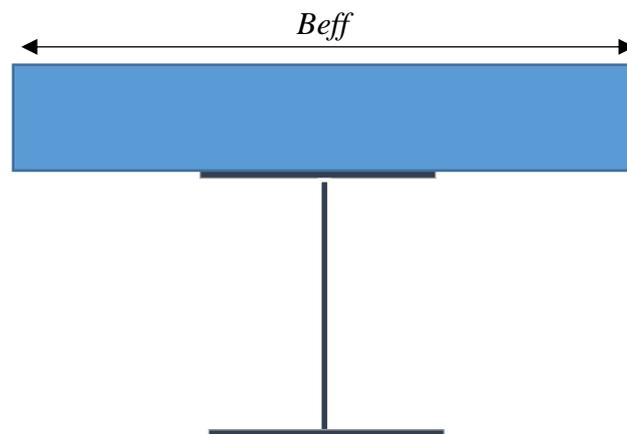


Figure 4-3 : Largeur de la dalle effective

➤ **Position de l'axe neutre plastique :**

On doit calculer la résistance du profilé en traction F_a , et la résistance de la dalle de compression F_c , et les comparer, d'où :

$$F_a = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{13,2 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3}{1,1} = 330 \text{ KN}$$

$$F_c = b_{eff} \times h_c \times \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1,25 \times 0,12 \times \frac{0,85 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 2125 \text{ KN}$$

$$F_a < F_c \rightarrow \text{Axe neutre plastique passe dans la dalle}$$

On calcul la distance entre l'axe neutre plastique et la face supérieure de la dalle de compression :

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff} \times \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}} = \frac{330}{125 \times \frac{0,85 \times 2,5}{1,5}} = 1,86 \text{ cm} < h_c$$

On calcule le moment plastique :

$$M_{pld} = 330 \times \left(\frac{0,12}{2} + 0,12 - \frac{0,0186}{2} \right) = 56,33 \text{ KN.m}$$

$$D'où : M_{sd} = 89,96 \text{ KN.m} > M_{pld} = 56,33 \text{ KN.m}$$

La condition n'est pas vérifiée, comme solution on augmente la section des profilés à IPE180.

Et on recalcule :

$$q_u = 11,94 \text{ KN/ml} \quad ; \quad q_s = 8,52 \text{ KN/ml}$$

$$M_{sd} = 90,80 \text{ KN.m}$$

$$M_{pld} = 597,5 \times \left(\frac{0,18}{2} + 0,12 - \frac{0,0337}{2} \right) = 115,40 \text{ KN.m}$$

$$D'où : M_{sd} = 90,80 \text{ KN.m} < M_{pld} = 115,40 \text{ KN.m}$$

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

Soit de vérifié cette condition :

Soit de vérifié cette condition :

$$V_{sd} \leq \frac{1}{2} V_{plrd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{11,94 \times 7,8}{2} = 46,56 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{11,3 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3}{\sqrt{3} \times 1,1} = 163,10 \text{ KN}$$

$$Donc : V_{sd} = 46,56 \text{ KN} \leq \frac{1}{2} V_{plrd} = 81,55 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée.

➤ **Vérification de la flèche :**

On doit satisfaire la condition suivante :

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

$$f_{cal} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_m} \leq f_{adm} = \frac{l}{250}$$

➤ **Calcul de l'inertie mixte :**

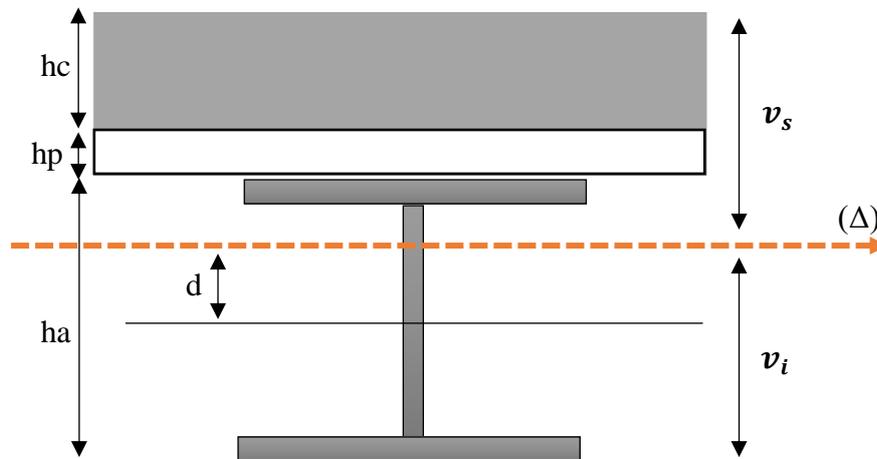


Figure 4-4 : Position de l'axe neutre (Δ)

Avec :

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

v_i : Position de la fibre la plus tendue du béton par rapport à l'axe neutre (Δ).

d : la distance entre l'axe neutre (Δ) et l'axe neutre de la solive.

$$I_m = I_a + A_a \times d^2 + \frac{b_{eff} \times t^3}{12 \times n'} + \frac{b_{eff} \times t}{n'} \times f^2$$

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

$$S = A_a + \frac{b_{eff} \times t}{n'} = 23,9 + \frac{125 \times 12}{13,76} = 132,91 \text{ cm}^2$$

$$d = \frac{b_{eff} \times t}{n'} \times \frac{t + ha}{2S} = \frac{125 \times 12}{13,76} \times \frac{12 + 18}{2 \times 132,91} = 12,30 \text{ cm}$$

$$f = \frac{t + ha}{2} - d = \frac{12 + 18}{2} - 12,30 = 2,7 \text{ cm}$$

D'où :

$$I_m = 1317 + 23,9 \times 12,30^2 + \frac{125 \times 12^3}{12 \times 13,76} + \frac{125 \times 12}{13,76} \times 2,7^2$$

$$I_m = 7035,66 \text{ cm}^4$$

On calcul :

$$f_{cal} = \frac{5 \times 8,52 \times 7800^4}{384 \times 210000 \times 5503,72 \times 10^4} = 27,79 \text{ mm} > f_{adm} = \frac{7800}{250} = 31,2 \text{ mm}$$

4.2.3.3 Calcul les contraintes de flexion :

➤ **Contrainte dans la poutre d'acier :**

- **Fibre inférieure :**

$$\sigma_{ai} = \frac{M_{max}}{I} v_i \quad \text{Avec: } v_i = \frac{ha}{2} + d = \frac{18}{2} + 12,30 = 21,30 \text{ cm}$$

$$\sigma_{ai} = \frac{-90,80 \times 10^{-3}}{7035,66 \times 10^{-8}} \times 0,21 = -271,02 \text{ MPa}$$

- **Fibre supérieure :**

$$\sigma_{as} = \frac{M_{max}}{I} (v_s - t) \quad \text{Avec: } v_s = \frac{ha}{2} + t - d = 8,7 \text{ cm}$$

$$\sigma_{as} = \frac{90,80 \times 10^{-3}}{7035,66 \times 10^{-8}} (0,087 - 0,12) = -42,58 \text{ MPa}$$

➤ **Contrainte dans la dalle en béton :**

- **Fibre supérieure :**

$$\sigma_{bs} = \frac{M_{max}}{n' \times I} v_s = \frac{90,80 \times 10^{-3}}{13,76 \times 7035,66 \times 10^{-8}} \times (0,087) = 8,16 \text{ MPa}$$

- **Fibre inférieure :**

$$\sigma_{bi} = \frac{M_{max}}{n' \times I} (v_s - t) = \frac{90,80 \times 10^{-3}}{13,76 \times 7035,66 \times 10^{-8}} \times (0,087 - 0,12) = -2,8 \text{ MPa}$$

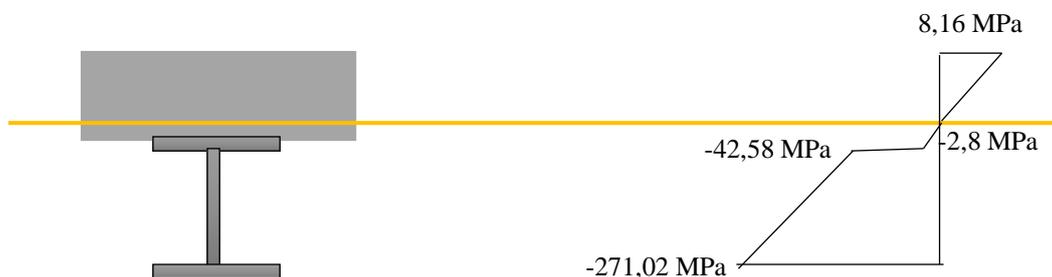


Figure 4-5 : Diagramme des contraintes de flexion simple

4.2.3.4 Calcul des contraintes additionnelles de retrait :

- **Calcul β :**

$$\beta = \frac{ha + t}{2} = \frac{18 + 12}{2} = 15 \text{ cm}$$

- **Calcul α**

$$\alpha = \frac{Ia}{Aa \times \beta} = \frac{1317}{23,9 \times 15} = 3,67 \text{ cm}$$

- **Calcul K :**

$$K = \frac{Ac. Ea. \varepsilon. \beta. Aa}{n'. Ia. Aa + Ac. Ia + Ac. Aa. \beta^2}$$

$$K = \frac{(1,25 \times 0,12) \times 2,1 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4} \times 0,15 \times 23,9 \times 10^{-4}}{(13,76 \times 1317 \times 10^{-8} \times 23,9 \times 10^{-4}) + (1,25 \times 0,12 \times 1317 \times 10^{-8}) + (1,25 \times 0,12 \times 23,9 \times 10^{-4} \times 0,15^2)}$$

$$K = 215,61 \text{ MN/m}^3$$

- **Calcul Y_1**

$$Y_1 = \frac{ha}{2} + \alpha = \frac{18}{2} + 3,67 = 12,67 \text{ cm}$$

- **Calcul Y_2**

$$Y_2 = Y_1 + t = 12,67 + 12 = 24,67 \text{ cm}$$

➤ **Les contraintes dans l'acier :**- **Fibre inférieure :**

$$\sigma_{ai} = K \times (ha - Y_1) = 215,61 \times (0,18 - 0,12) = 12,93 \text{ MPa}$$

- **Fibre supérieure :**

$$\sigma_{as} = K \times Y_1 = 215,61 \times 0,12 = 25,87 \text{ MPa}$$

➤ **Les contraintes dans le béton :**- **Fibre supérieure :**

$$\sigma_{bs} = \frac{1}{n'} (Ea. \varepsilon - K. Y_2) = \frac{1}{13,76} (2,1 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4} - 215,61 \times 0,24) = -0,70 \text{ MPa}$$

- **Fibre inférieure :**

$$\sigma_{bi} = \frac{1}{n'} (Ea. -K. Y_1) = \frac{1}{13,76} (2,1 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4} - 215,62 \times 0,14) = 0,90 \text{ MPa}$$

4.2.3.5 Les contraintes finales :**4.2.3.5.1 Dans l'acier**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{ai} = -271,02 + 12,67 = -258,35 \text{ MPa} \\ \sigma_{as} = -42,58 + 25,87 = -16,71 \text{ MPa} \end{array} \right\} \leq 275 \text{ MPa}$$

4.2.3.5.2 Dans le béton

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{bi} = -2,8 + 0,90 = -1,90 \text{ MPa} \leq 2,1 \text{ MPa} \\ \sigma_{bs} = 8,16 - 0,70 = 7,46 \text{ MPa} \leq 14,2 \text{ MPa} \end{array} \right\}$$

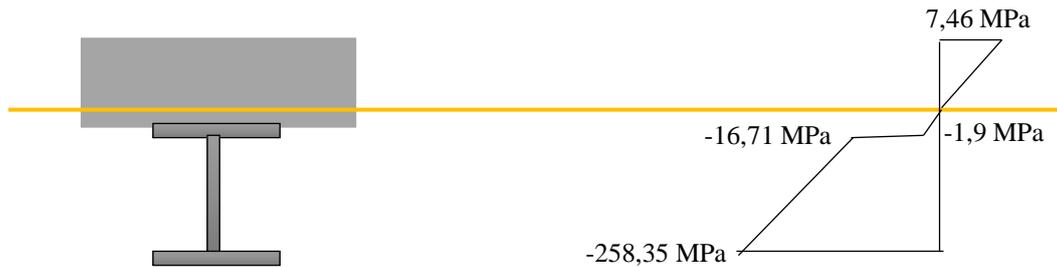


Figure 4-6 : Diagramme des contraintes finales

4.2.4 Calcul des goujons connecteurs :

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

On choisit des connecteurs de diamètre $\varnothing 18$.

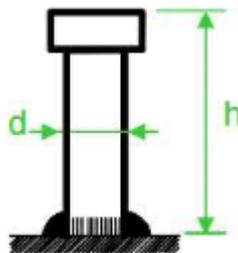


Figure 4-7 : caractéristique de connecteur

On choisit des boulons de type M18 de classe 4.6

d (mm)	d ₀ (mm)	A (mm ²)	A _s (mm ²)	Ø _{rondelle} (mm)	Ø _{clé} (mm)	d _m (mm)	f _{ub} (Mpa)	f _{yb} (Mpa)
18	20	254	192	34	51	29.1	400	240

Tableau 4-2 : Caractéristique du connecteur M18 de classe 4.6

$$\frac{h}{d} > 4 \rightarrow h > 4 \times d = 4 \times 18 = 72 \text{ mm}$$

On adopte : $h = 80 \text{ mm}$

La résistance de calcul au cisaillement d'un connecteur vaut :

$$Prd = \min(Prd_1 ; Prd_2)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Prd_1 = 0,8 \frac{Fu}{\gamma_v} \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \\ Prd_2 = \frac{0,29\alpha \cdot d^2}{\gamma_v} \sqrt{Fck \cdot Ecm} \end{array} \right.$$

Avec :

- d : diamètre du goujon.
- F_u : résistance du goujon en traction, égale à 400MPa
- F_{ck} : la résistance caractéristique du béton, égale à 25MPa
- E_{cm} : la valeur moyenne du module sécant du béton, égale à 30500MPa
- γ_v : Coefficient de sécurité pris égale à 1,25.
- α : Facteur de correction

$$\frac{h}{d} > 4 \rightarrow \frac{80}{18} = 4,44 > 4 \quad d'ou : \alpha = 1$$

On aura :

$$\left\{ \begin{array}{l} Prd_1 = 0,8 \frac{400}{1,25} \cdot \frac{3,14 \times 18^2}{4} \times 10^{-3} = 65,11 \text{ KN} \\ Prd_2 = \frac{0,29 \times 1 \times 18^2}{1,25} \sqrt{25 \times 30500} \times 10^{-3} = 65,63 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Alors :

$$Prd = 65,11 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} d = 18 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \\ hp = 40 \text{ mm} < 85 \text{ mm} \end{array} \right. \rightarrow Prd' = 1 \times Prd = 65,11 \text{ KN}$$

4.2.4.1 Effort de cisaillement

$$V_{lf} = \min\left(\frac{A_a f_y}{\gamma_{m0}} ; 0,85 \cdot beff \cdot \frac{t \times f_{ck}}{\gamma_b}\right)$$

$$V_{lf} = \min\left(\frac{28,5 \times 27,5}{1,1} ; 0,85 \times 125 \times \frac{12 \times 2,5}{1,5}\right) = 712,5 \text{ KN}$$

4.2.4.2 Nombre de goujons :

$$N \geq \frac{V_{lf}}{Prd} = \frac{712,5}{65,11} = 10,94 \rightarrow \text{On prend 11 goujons}$$

Soit 11 goujons sur une distance de $L/2$. Donc 22 goujons sur toute la distance.

4.2.4.3 Espacement :

$$L_{cr} = \frac{L}{2} = \frac{7,8}{2} = 3,9 \text{ m}$$

L'entraxe longitudinal maximal des connecteurs sur la longueur critique ne doit pas dépasser 6 fois l'épaisseur totale de la dalle (t) ou 800 mm conformément à l'EC4

$$S_t < \min(6 \times t ; 800 \text{ mm}) = \min(720 ; 800)$$

$$S_t < 720 \text{ mm}$$

L'espacement est donné par :

$$S_t = \frac{L_{cr}}{N} = \frac{390}{11} = 35,45 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 40 \text{ cm}$$

4.2.5 Vérification des soudures :

a: la gorge

$$a < \min(d ; t_f) = \min(18 ; 8,5) = 8,5 \text{ mm}$$

Soit : $a = 8 \text{ mm}$

➤ Longueur de cordon de soudure circulaire :

$$l = \pi \times \theta = \pi \times 18 = 56,55 \text{ mm}$$

➤ Effort résistant du cisaillement :

$$S275 \rightarrow \begin{cases} \beta_w = 0,85 \\ \gamma_{mw} = 1,3 \\ F_u = 430 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$F_{wrd} = a \times l \times \frac{F_u}{\beta_w \times \gamma_{mw} \times \sqrt{3}} = 8 \times 56,55 \times \frac{430 \times 10^{-3}}{0,85 \times 1,3 \times \sqrt{3}} = 101,64 \text{ KN}$$

➤ Effort sollicitant est donnée par :

$$F_{sd} = \frac{V_{lf}}{N} = \frac{712,5}{11} = 64,11 \text{ KN}$$

Quelle que soit la direction de l'effort sollicitant F_{sd} par rapport au cordon, on a :

$$F_{sd} = 64,11 \text{ KN} < F_{wrd} = 101,64 \text{ KN} \quad \rightarrow \text{C'est vérifié}$$

4.3 Etude de la poutre principale :

Les poutres porteuses, également connues sous le nom de sommiers, sont des composants structuraux conçus pour soutenir les charges des planchers et les transférer aux poteaux. Elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

4.3.1 Caractéristique du plancher :

- Portée de la poutre : $L=15\text{m}$
- Entre axe des poutres : $e_{sommier} = 6,9\text{m}$
- Entre axe des solives : $e_{solive} = 1,25\text{m}$
- Charges permanentes du plancher : $G = 4,15 \text{ KN/m}^2$
- Surcharges d'exploitation (Stockage) : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$
- Poids de la solive : $P_{solive} = 0,225 \text{ KN/ml}$

$$\text{D'où : } G_{solive} = \frac{P_{solive}}{e_{solive}} \times n = \frac{0,224}{1} \times 15 = 3,36 \text{ KN/ml}$$

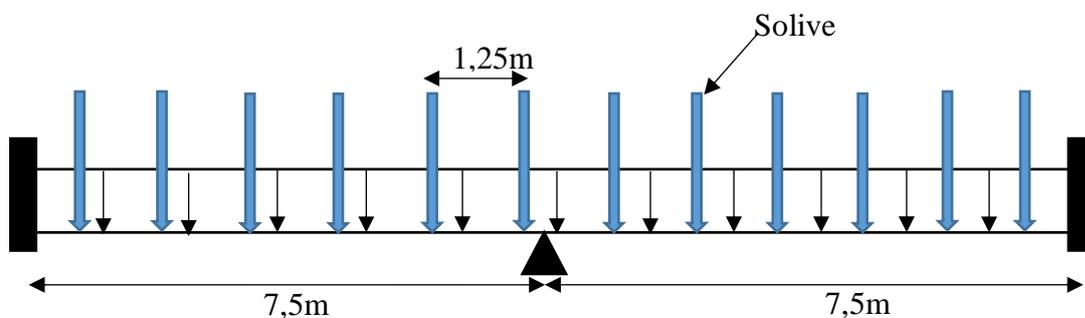


Figure 4-8 : Schéma statique de la poutre maitresse

4.3.2 Phase de construction :

Le profilé d'acier travail seul donc les charges de la phase de construction sont :

- Le poids propre du béton frais : $G_{\text{béton}} = 2,5 \text{ KN/m}^2$
- Le poids propre de la tôle : $G_{\text{tôle}} = 0,15 \text{ KN/m}^2$
- Le poids propre de la solive (IPE180) : $G_{\text{solive}} = 0,188 \text{ KN/ml}$
- Surcharge d'exploitation (ouvrier) : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$$G_{\text{solive}} = \frac{P_{\text{solive}}}{e_{\text{solive}}} \times n = \frac{0,188}{1,25} \times 12 = 1,80 \text{ KN/ml}$$

On aura :

$$G = (2,5 + 0,15) \times e_{\text{sommier}} + G_{\text{solive}}$$

$$G = 20,08 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1 \times e_{\text{sommier}} = 6,9 \text{ KN/ml}$$

ELU

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 20,08 + 1,5 \times 6,9 = 37,45 \text{ KN/ml}$$

ELS

$$q_s = G + Q = 20,08 + 6,9 = 26,98 \text{ KN/ml}$$

4.3.2.1 Le pré dimensionnement :

On adopte un étaielement à mi- travée donc : $\frac{l}{2} = 7,5 \text{ m}$

Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche :

$$f = \frac{q_s l^4}{384 E I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{250} \rightarrow I_y \geq \frac{250 \times q_s \times l^3}{384 \times E}$$

$$\Leftrightarrow I_y \geq \frac{250 \times 26,98 \times 7500^3}{384 \times 210000} = 3528,70 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

Soit un **IPE240** de classe I.

Les valeurs des combinaisons en prenant compte le poids propre d'IPE240 :

$$q_u = 37,86 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 27,28 \text{ KN/ml}$$

4.3.2.2 Vérification au moment fléchissant :

On vérifie la condition suivante :

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

La valeur du moment fléchissant sera directement prise dans logiciel ROBOT après modélisation de la poutre :

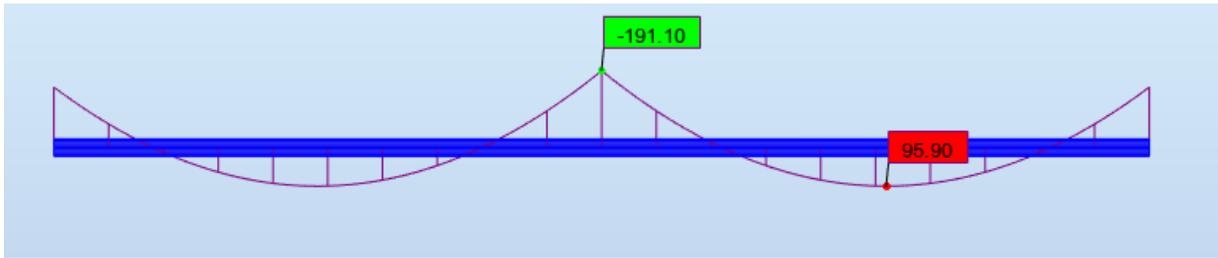


Figure 4-9 : La valeur du moment fléchissant après modélisation avec ROBOT

$$M_{sd} = 191,10 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{1,1} = \frac{366,6 \times 10^3 \times 275}{1,1} \times 10^{-6} = 91,65 \text{ KN.m}$$

Donc : $M_{sd} = 191,10 \text{ KN.m} > M_{plrd} = 91,65 \text{ KN.m} \rightarrow c'est \text{ pas vérifié}$

On augmente la section de profilé à **IPE360**

Les valeurs des combinaisons en prenant compte le poids propre d'IPE360 :

$$q_u = 38,22 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 27,55 \text{ KN/ml}$$

➤ **Vérification au moment fléchissant :**

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

$$M_{sd} = 192,91 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{1,1} = \frac{1019 \times 10^3 \times 275}{1,1} \times 10^{-6} = 254,75 \text{ KN.m}$$

Donc : $M_{sd} = 192,91 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 254,75 \text{ KN.m} \rightarrow c'est \text{ vérifié}$

4.3.2.3 Vérification au cisaillement :

$$V_{sd} \leq \frac{1}{2} V_{plrd}$$

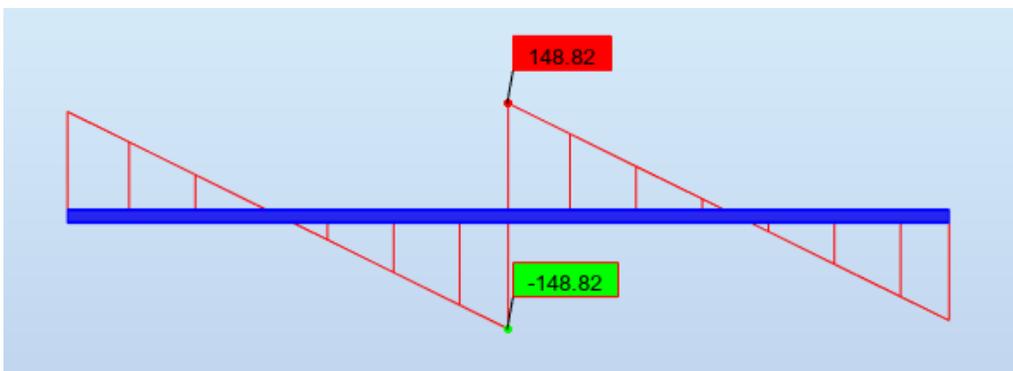


Figure 4-10 : La valeur de l'effort tranchant après modélisation avec ROBOT

$$V_{sd} = 148,82 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times 1,1} = \frac{35,14 \times 10^2 \times 275}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-3} = 507,20 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 148,82 \text{ KN} \leq \frac{1}{2} \times 507,20 = 253,6 \text{ KN} \rightarrow \text{c'est vérifié}$$

4.3.3 Phase finale :

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble donc les charges de la phase finale sont :

- Poids propre du profilé IPE360 : $G_{profilé} = 0,57 \text{ KN/ml}$
- Poids propre de la tôle (Cofrastra40) : $G_{tôle} = 0,15 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre du béton sec : $G_{béton} = 2,5 \text{ KN/m}^2$
- Poids du revêtement, carrelage, et accessoires : $G_{rev} = 1,5 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre de la solive IPE180 : $G_{solive} = 0,188 \text{ KN/ml}$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

Avec : $e_{sommier} = 6,9\text{m}$

$$G_{solive} = \frac{P_{solive}}{e_{solive}} \times n = \frac{0,188}{1,25} \times 12 = 1,80 \text{ KN/ml}$$

D'où :

$$G = (4,15 \times e_{sommier}) + G_{solive} + 0,57 = 31 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2,5 \times e_{sommier} = 17,25 \text{ KN/ml}$$

ELU

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 67,72 \text{ KN/ml}$$

ELS

$$q_s = G + Q = 48,25 \text{ KN/ml}$$

4.3.3.1 Vérification du moment fléchissant

On vérifie avec un calcul plastique la condition suivante :

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

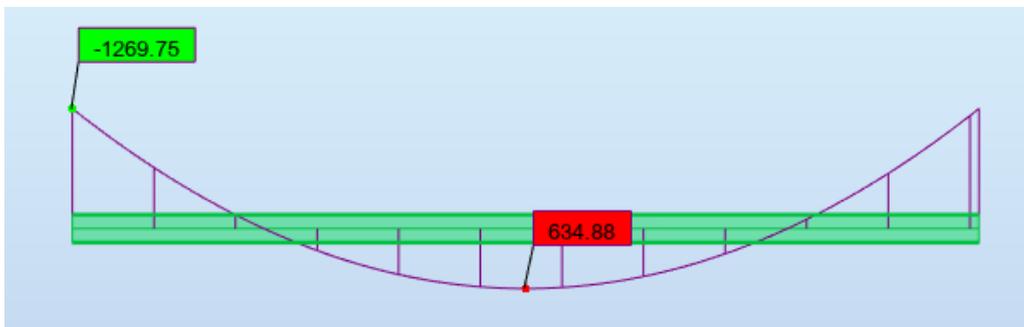


Figure 4-11 : La valeur du moment fléchissant après modélisation avec ROBOT

Avec :

$$M_{sd} = 1269,75 \text{ KN.m}$$

$$M_{pld} = Fa \times \left(\frac{ha}{2} + t - \frac{Za}{2} \right)$$

➤ **Calcul de largeur efficace du béton :**

$$b_{eff} = 2 \times \min \left(\frac{L_i}{8}; \frac{b_i}{2} \right) \text{ Avec : } \begin{cases} L_i : \text{largeur de la poutre} \\ b_i : \text{entraxe des poutres} \end{cases}$$

$$b_{eff} = 2 \times \min \left(\frac{15}{8}; \frac{7,8}{2} \right) = 2 \times 1,875 = 3,75 \text{ m}$$

➤ **Position de l'axe neutre plastique :**

On doit calculer la résistance du profilé en traction F_a , et la résistance de la dalle de compression F_c , et les comparer, d'où :

$$F_a = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{72,7 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3}{1,1} = 1817,5 \text{ KN}$$

$$F_c = b_{eff} \times hc \times \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 3,75 \times 0,12 \times \frac{0,85 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 6375 \text{ KN}$$

$$F_a < F_c \rightarrow \text{Axe neutre plastique passe dans la dalle}$$

On calcul la distance entre l'axe neutre plastique et la face supérieure de la dalle de compression :

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff} \times \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}} = \frac{1817,5}{375 \times \frac{0,85 \times 2,5}{1,5}} = 3,42 \text{ cm} < hc$$

On calcule le moment plastique :

$$M_{pld} = 1817,5 \times \left(\frac{0,36}{2} + 0,12 - \frac{0,0342}{2} \right) = 514,17 \text{ KN.m}$$

$$D'où : M_{sd} = 1269,75 \text{ KN.m} > M_{plrd} = 514,17 \text{ KN.m}$$

La condition n'est pas vérifiée. Comme solution on augmente la section du profilé à **IPE500** avec jarrets.

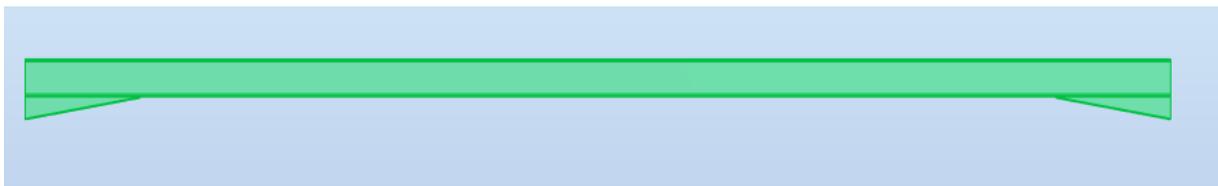


Figure 4-12 : Poutre principale avec jarret donné par ROBOT

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 68,17 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G + Q = 48,58 \text{ KN/ml}$$

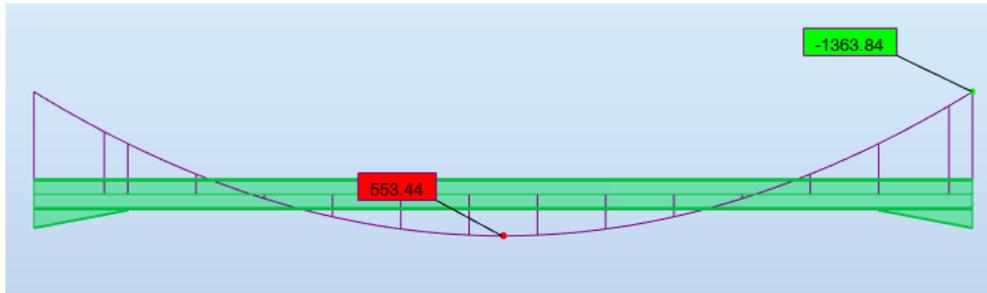


Figure 4-13 : Les valeurs du moment maximal donné par ROBOT

$$M_{sd} = 1363,84 \text{ KN.m}$$

$$F_a = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow A = 176,50 \text{ cm}^2 \text{ (Air totale de section Profilés + jarrets)}$$

$$F_a = \frac{176,50 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3}{1,1} = 4412,5 \text{ KN}$$

$$F_c = b_{eff} \times h_c \times \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 3,75 \times 0,12 \times \frac{0,85 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 6375 \text{ KN}$$

$$F_a < F_c \rightarrow \text{Axe neutre plastique passe dans la dalle}$$

On calcule la distance entre l'axe neutre plastique et la face supérieure de la dalle de compression :

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff} \times \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}} = \frac{4412,5}{375 \times \frac{0,85 \times 2,5}{1,5}} = 8,30 \text{ cm} < h_c$$

On calcule le moment plastique :

$$M_{pld} = 4412,5 \times \left(\frac{0,80}{2} + 0,12 - \frac{0,0830}{2} \right) = 2111,38 \text{ KN.m}$$

$$D'où : M_{sd} = 1363,84 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 2111,38 \text{ KN.m}$$

La condition est vérifiée.

4.3.3.2 Vérification de l'effort tranchant :

Soit de vérifié cette condition :

$$V_{sd} \leq V_{ply}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = 511,27 \text{ KN}$$

$$V_{ply} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times 1,1} = \frac{59,9 \times 10^2 \times 275}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-3} = 864,58 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 511,27 \text{ KN} < V_{ply} = 864,58 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée.

4.3.3.3 Vérification de la flèche :

On doit satisfaire la condition suivante :

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

$$f_{cal} = \frac{q_s \times l^4}{384 \times E \times Im} \leq f_{adm} = \frac{l}{250}$$

➤ Calcul de l'inertie mixte :

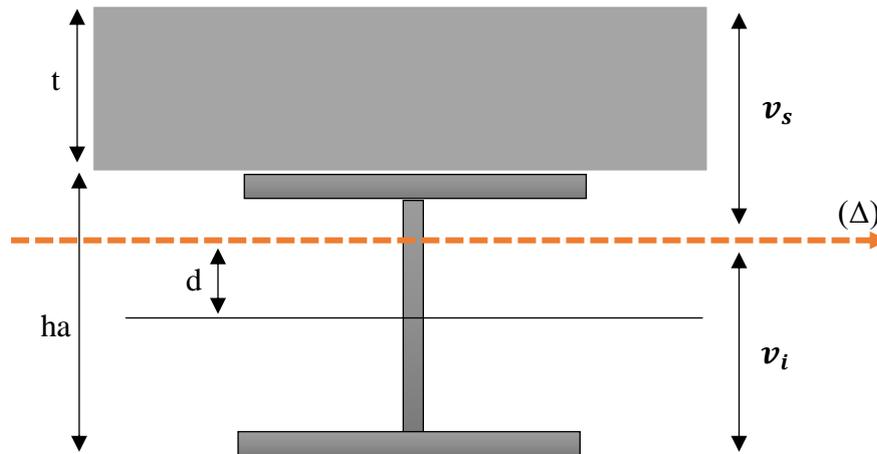


Figure 4-14 : Position de l'axe neutre (Δ)

$$Im = Ia + Aa \times d^2 + \frac{beff \times t^3}{12 \times n'} + \frac{beff \times t}{n'} \times f^2$$

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

$$S = Aa + \frac{beff \times t}{n'} = 115,5 + \frac{375 \times 12}{13,76} = 442,53 \text{ cm}^2$$

$$d = \frac{beff \times t}{n'} \times \frac{t + ha}{2S} = \frac{375 \times 12}{13,76} \times \frac{12 + 50}{2 \times 442,53} = 22,91 \text{ cm}$$

$$f = \frac{t + ha}{2} - d = \frac{12 + 50}{2} - 22,91 = 8,09 \text{ cm}$$

D'où :

$$Im = 48198,5 + 115,5 \times 22,91^2 + \frac{375 \times 12^3}{12 \times 13,76} + \frac{375 \times 12}{13,76} \times 8,09^2$$

$$Im = 134148,99 \text{ cm}^4$$

On calcul :

$$f_{cal} = \frac{48,58 \times 15000^4}{384 \times 210000 \times 134148,99 \times 10^4} = 22,73 \text{ mm} \leq f_{adm} = \frac{15000}{250} = 60 \text{ m}$$

La condition est vérifiée.

4.3.3.4 Calcul les contraintes de flexion :

➤ Contrainte dans la poutre d'acier :

- Fibre inférieure :

$$\sigma_{ai} = \frac{Mt}{I} v_i \quad \text{Avec : } v_i = \frac{ha}{2} + d = \frac{50}{2} + 22,91 = 47,91 \text{ cm}$$

$$\sigma_{ai} = \frac{-553,44 \times 10^{-3}}{134148,99 \times 10^{-8}} \times 0,47 = -193,90 \text{ MPa}$$

- Fibre supérieure :

$$\sigma_{as} = \frac{Mt}{I} (v_s - t) \quad \text{Avec : } v_s = \frac{ha}{2} + t - d = \frac{50}{2} + 12 - 22,91 = 14,09 \text{ cm}$$

$$\sigma_{as} = \frac{553,44 \times 10^{-3}}{134148,99 \times 10^{-8}} \times (0,14 - 0,12) = 8,25 \text{ MPa}$$

➤ Contrainte dans la dalle en béton :

- Fibre supérieure :

$$\sigma_{bs} = \frac{Mt}{n' \times I} v_s = \frac{553,44 \times 10^{-3}}{13,76 \times 134148,99 \times 10^{-8}} \times (0,14) = 4,19 \text{ MPa}$$

- Fibre inférieure :

$$\sigma_{bi} = \frac{Mt}{n' \times I} (v_s - t) = \frac{553,44 \times 10^{-3}}{13,76 \times 134148,99 \times 10^{-8}} \times (0,14 - 0,12) = 0,60 \text{ MPa}$$



Figure 4-15 : Diagramme des contraintes de flexion simple

4.3.3.5 Calcul des contraintes additionnelles de retrait :

- Calcul β :

$$\beta = \frac{ha + t}{2} = \frac{50 + 12}{2} = 31 \text{ cm}$$

- Calcul α

$$\alpha = \frac{Ia}{Aa \times \beta} = \frac{48198,5}{115,5 \times 31} = 13,46 \text{ cm}$$

- **Calcul K :**

$$K = \frac{Ac. Ea. \varepsilon. \beta. Aa}{n'. Ia. Aa + Ac. Ia + Ac. Aa. \beta^2}$$

$$K = \frac{(3,75 \times 0,12) \times 2,1 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4} \times 0,31 \times 115,5 \times 10^{-4}}{(13,76 \times 48198,5 \times 10^{-8} \times 115,5 \times 10^{-4}) + (3,75 \times 0,12 \times 48198,5 \times 10^{-8}) + (3,75 \times 0,12 \times 115,5 \times 10^{-4} \times 0,31^2)}$$

$$K = 85,33 \text{ MN/m}^3$$

- **Calcul Y₁**

$$Y_1 = \frac{ha}{2} + \alpha = \frac{50}{2} + 13,46 = 38,46 \text{ cm}$$

- **Calcul Y₂**

$$Y_2 = Y_1 + t = 38,46 + 12 = 50,46 \text{ cm}$$

➤ **Les contraintes dans l'acier :**- **Fibre inférieure :**

$$\sigma_{ai} = K \times (ha - Y_1) = 85,33 \times (0,50 - 0,38) = 10,24 \text{ MPa}$$

- **Fibre supérieure :**

$$\sigma_{as} = K \times Y_1 = 85,33 \times 0,38 = 32,42 \text{ MPa}$$

➤ **Les contraintes dans le béton :**- **Fibre supérieure :**

$$\sigma_{bs} = \frac{1}{n'} (Ea. \varepsilon - K. Y_2) = \frac{1}{13,76} (2,1 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4} - 85,33 \times 0,50) = 0 \text{ MPa}$$

- **Fibre inférieure :**

$$\sigma_{bi} = \frac{1}{n'} (Ea. \varepsilon - K. Y_1) = \frac{1}{13,76} (2,1 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4} - 70,61 \times 0,38) = 0,69 \text{ MPa}$$

4.3.3.6 Les contraintes finales :- **Dans l'acier**

$$\begin{cases} \sigma_{ai} = -193,90 + 10,24 = -184,66 \text{ MPa} \\ \sigma_{as} = 8,25 + 32,42 = 40,67 \text{ MPa} \end{cases} \leq 275 \text{ MPa}$$

- **Dans le béton**

$$\begin{cases} \sigma_{bs} = 4,19 + 0 = 4,19 \text{ MPa} \\ \sigma_{bi} = 0,70 + 0,69 = 1,39 \text{ MPa} \end{cases} \leq 14,2 \text{ MPa}$$



Figure 4-16 : Diagramme des contraintes finales

4.3.3.7 Vérification des poutres principales au Niveau de la mezzanine :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Eléments	Profilés	L (m)	e (m)	q_u (KN/m)	q_s (KN/m)	M_{sd} (KN.m)	M_{ply} (KN.m)
Poutre principale	IPE270	5	5	48,27	34,37	100,56	133,11

Tableau 4-3 : Résumé des résultats pour la poutre principale de la mezzanine

5 Chapitre V
Etude sismique

5.1 Introduction :

L'étude sismique d'une structure vise à assurer une protection acceptable des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés toute en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur.

5.2 Modélisation :

La modélisation est la transformation d'un problème physique réel ayant une infinité de degrés de liberté (DDL) à un modèle possédant un nombre de DDL fini qui décrit le phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible, autrement dit, ce modèle doit refléter avec une bonne précision le comportement et les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité, l'amortissement, etc.

Parmi les méthodes de modélisations qui existe, on trouve la modélisation en éléments finis, cette méthode consiste à discrétiser la structure en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolation on balais tout l'élément puis toute la structures ; mais cela prend énormément de temps à la main, c'est pourquoi on se sert du logiciel ROBOT V2025 afin de simplifier les calculs.

Le logiciel ROBOT, conçu pour le calcul et la conception des structures d'ingénieries, il se base sur la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales en acier, en bois, en béton armé ou mixte.

5.3 Choix de la méthode de calcul :

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 modale spectrale
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

Vue la particularité de notre structure et d'après le règlement RPA99V2003, le calcul se fera par la méthode statique équivalente.

5.3.1 Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc).

5.3.1.1 Calcul de la force sismique totale :

Tout bâtiment sera conçu et construit de telle sorte qu'il résiste à la force sismique totale V appliquées à la base, et qui doit être calculée successivement dans deux directions horizontale et orthogonale selon la formule suivante : $V_{st} = \frac{A.D.Q.W}{R}$

A : coefficient d'accélération de zone, donnée par le tableau (4.1) de RPA en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment. Dans notre cas on est dans la zone IIa groupe d'usage 2 nous trouverons :

A = 0.15

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure.

$$\checkmark D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site et données par le tableau 4.7 du [RPA99/version 2003].

Selon le rapport géotechnique relatif à cet ouvrage, le sol est de catégorie S3

$$\rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,50s \end{cases}$$

η : Facteur de correction de l'amortissement, donné par la formule $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$

Avec $\xi(\%)$ le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constructif, du type de structure et de l'importance des remplissages. Les valeurs de ξ sont données dans le tableau 4.2 du RPA

L'ossature de la structure est constitué de portiques en acier avec remplissage dense, donc on aura : $\xi = 5\%$ d'où $\eta = 1$

5.3.1.2 Estimation de la période fondamentale de la structure :

La période fondamentale de la structure constitue un paramètre majeur dans la conception parasismique. Pour cela le RPA 99/2003 nous donne la possibilité d'estimer la valeur de la période (T) à partir de formules empiriques ou la calculer par des méthodes analytiques ou numériques. La formule empirique à utiliser est donnée par la formule (4.6) :

$$T = C_T \times H_N^{3/4}$$

H_N : Hauteur mesuré à partir de la base jusqu'au sommet de la structure, $H_N = 15m$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage, $C_T = 0,05$ donné par le tableau 4.6 de RPA/2003.

D'où :

$$T = 0,05 \times 15^{3/4} = 0,38s$$

Pour notre cas, on peut utiliser la formule (4.7) de RPA/2003 :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times H_N}{\sqrt{L_{x,y}}}$$

$L_{x,y}$: est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré.

D'où

$$\begin{cases} L_x = 30,70m \\ L_y = 56,30m \end{cases} \rightarrow \begin{cases} T_x = 0,24s \\ T_y = 0,18s \end{cases}$$

D'après le RPA/2003 il faut utiliser la valeur la plus petite des deux directions.

$$T_x = \min(T; T_x) = 0.24 \text{ s}$$

$$T_y = \min(T; T_y) = 0.18 \text{ s}$$

On a T_x et T_y sont inférieure à $T_2 = 0.5 \text{ s}$.

Donc :

$$D_{x,y} = 2,5\eta = 2,5$$

R : Coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est retirée à partir de tableau (4.3) de RPA en fonction de système de contreventement.

R_x = R_y = 4 (Ossature contreventée par palées triangulées en X suivant les deux sens de calcul).

Q : Facteur de qualité qui est Q est déterminé par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

« Critère q »	Observé	Pq/xx	Observé	Pq/yy
1-Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0	Non	0,05
2- Redondance en plan	Non	0,05	Oui	0
3- Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4- Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité d'exécution	Oui	0	Oui	0

Tableau 5-1 : Valeurs du facteur de qualité

D'où :

$$\begin{cases} q_x = 1,05 \\ q_y = 1,05 \end{cases}$$

W : Poids total de la structure, est donné par la formule suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

W_{Qi}: Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le **RPA99 (tableau 4.5)**

Entrepôts, hangars → $\beta = 0,5$

$W = 21265,52 \text{ KN}$ (Donné par Logiciel ROBOT2025)

$$V_x = V_y = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \times W = \frac{0,15 \times 2,5 \times 1,05}{4} \times 21265,52 = 2093,32 \text{ KN}$$

5.3.2 Méthode dynamique :

5.3.2.1 Principe de la méthode modale spectrale :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. Cette méthode est applicable pour les constructions suivantes :

- Les structures régulières en plan comportant des planchers rigides.
- Les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides.
- Les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles.

5.3.2.2 Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec les coefficients A, T_1, T_2, η, Q, R , sont déjà déterminée.

5.3.2.3 Nombre de mode de vibration à prendre :

Selon le RPA99, pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 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. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

5.3.3 Résultats de calcul :

- Schématisation du spectre de réponses suivant X et Y

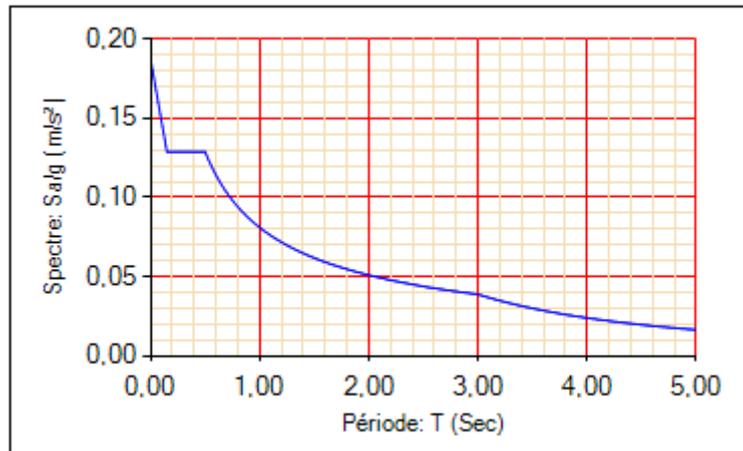


Figure 5-1 : Schéma statique de réponses suivant X et Y

5.3.3.1 Pourcentage de participation de masse :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
7/ 1	1,86	0,54	91,40	0,01	0,0	91,40	0,01
7/ 2	2,45	0,41	91,40	89,41	0,0	0,00	89,41
7/ 3	3,43	0,29	91,46	89,46	0,0	0,05	0,04
7/ 4	4,20	0,24	91,46	94,10	0,0	0,00	4,64
7/ 5	5,20	0,19	92,17	94,10	0,0	0,71	0,00
7/ 6	5,21	0,19	92,87	94,10	0,0	0,70	0,00
7/ 7	5,73	0,17	92,88	94,10	0,0	0,00	0,00
7/ 8	5,85	0,17	92,91	94,10	0,0	0,03	0,00
7/ 9	5,89	0,17	93,53	94,10	0,0	0,62	0,00
7/ 10	6,34	0,16	94,07	95,95	0,0	0,54	1,85

Figure 5-2 : Pourcentage de participation massique

A partir de ce tableau, on remarque que le taux de participation de la masse dépasse le seuil de 90% à partir du mode 2, sont suffisant pour représenter un bon comportement de la structure. Dans les trois premiers modes on a :

- 1^{er} Mode on a une Translation suivant l'axe XX
- 2^{em} Mode on a une Translation suivant l'axe YY
- 3^{em} Mode on a une rotation autour de l'axe ZZ

5.3.3.2 Les réponses modales de la structure :

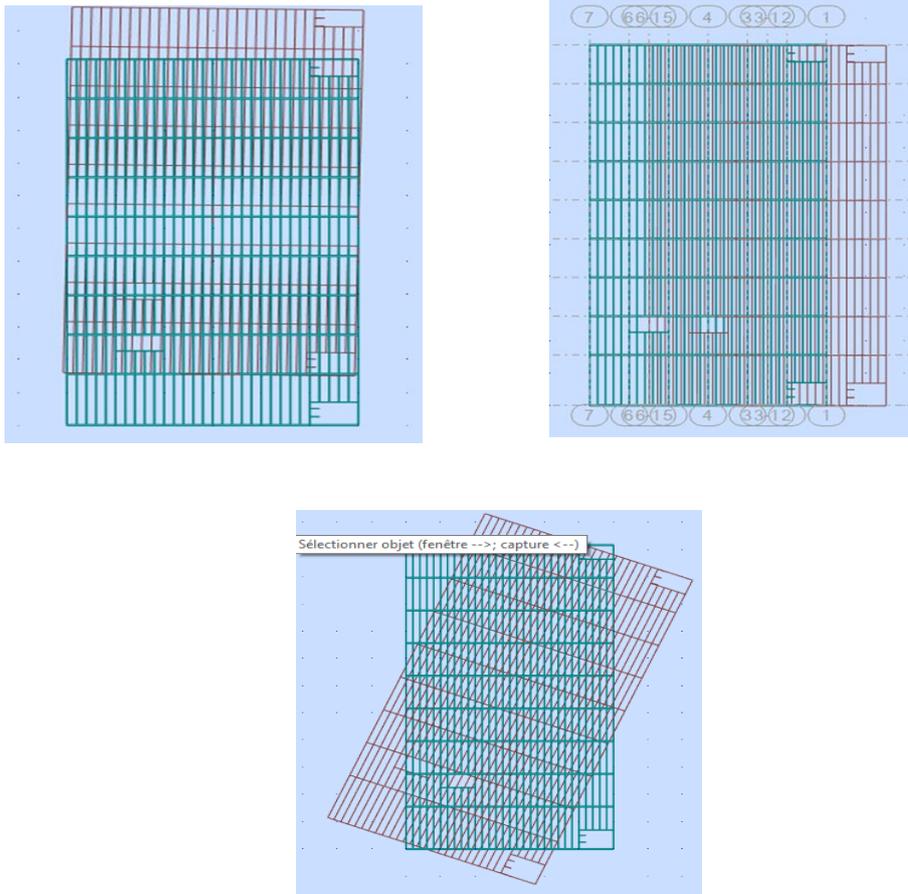


Figure 5-3 : Les réponses modales de la structure pour les trois premiers modes

5.3.3.3 Les combinaisons de calcul :

ELU	ELS	ELA
1,35G+1,5Q	G+Q	$G + Q \pm EX$
1,35G+1,5N	G+N	$G + Q \pm EY$
G+1,5W	G+W	$0,8G \pm EX$
1,35G+1,35(Q+W)	$G+0,9(Q+W)$	$0,8G \pm EY$
1,35G+1,35(Q+N)	$G+0,9(Q+N)$	
1,35G+1,35(Q+T)	$G+0,9(Q+T)$	

Tableau 5-2 : Les combinaisons de calcul

5.3.3.4 Vérification de la résultante de la force sismique à la base :

Le RPA99/2003 exige de vérifier la relation suivante $V_{dyn} \geq 0,8 V_{stat}$ Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Forces sismique	V _{dyn} (KN)	0,8*V _{stat} (KN)	Observation
Sens XX	1967,62	1674,66	Vérifié
Sens YY	2315,59	1674,66	Vérifié

Tableau 5-3 : Vérification de la résultante de la force sismique à la base

Remarque :

Dans le cas où l'effort tranchant à la base n'est pas vérifié, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale vont être majorées de $(0,8V_{st}/V_{dyn})$.

5.3.3.5 Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux :

Selon le RPA99/2003 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Avec : $\delta k = R \times \delta ek$

δk : Déplacement horizontal à chaque niveau "K" de la structure donné par le RPA99/2003 (Art4.43).

δek : Déplacement dû aux forces sismiques F_i

R : Coefficient de comportement dynamique, Avec $R=4$

Il s'agit de vérifier le point le plus haut de la toiture par rapport au sol.

Sens X-X						
Niveaux	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k	h_k (cm)	OBS
+6,08	0,52	2,1	0	2,1	6,08	Vérifié
+15	1,07	4,3	2,1	2,2	8,92	Vérifié
Sens Y-Y						
Niveaux	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k	h_k (cm)	OBS
+6,08	0.35	1,4	0	1,4	6,08	Vérifié
+15	1.05	4,2	1,4	2,8	8,92	Vérifié

Tableau 5-4 : Déplacement relatif de la structure

5.3.3.6 Effet de deuxième ordre :

Les effets de seconde d'ordre ou (effet $P - \Delta$) peuvent être négligé si la condition suivante est vérifiée

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times H_K} \leq 0,1$$

Avec :

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 $0,1 \leq \theta \leq 0,2$, les effets $P - \Delta$ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta_K}$
- Si $\theta_K > 0,2$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Niveau	H _k (cm)	P _k (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
			Δ _k	V _k (KN)	θ _k	Δ _k	V _k (KN)	θ _k
+6,08	6,08	21265,52	0.021	1965,37	0.03	0.014	2310,27	0.02
+15	8,92	10492,83	0.022	1246,95	0.02	0.028	1458,15	0.02

Tableau 5-5 : Vérification des effets $P - \Delta$

On constate que dans les deux sens :

$\theta \leq 0,1$ Donc les effets $P - \Delta$ peuvent être négligés.

6 Chapitre VI

Vérification des éléments

6.1 Introduction :

L'étude des éléments structuraux partit du logiciel ROBOT, qui servent également au calcul des assemblages et nécessite l'évaluation de toutes les charges (permanentes, d'exploitations, sismique et climatique variables), leur vérification est basée sur les sollicitations obtenues à l'étude de l'infrastructure.

6.2 Vérification des poteaux :

On doit vérifier le poteau le plus sollicité sous la combinaison la plus défavorable,

Le poteau le plus sollicité est illustré dans la figure suivante :

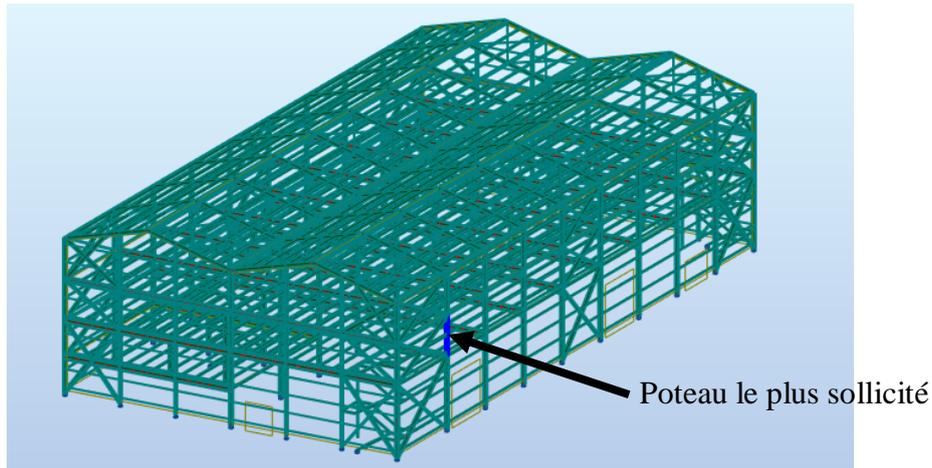


Figure 6-1 : Le poteau le plus sollicité

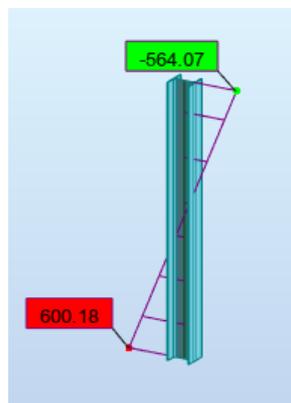


Figure 6-2 : Diagramme du poteau le plus sollicité

Les efforts sollicitant avec la combinaison la plus défavorable **ELU** calculés par le logiciel robot sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{sd} = 454,15 \text{ KN} \\ M_{ysd} = -600,18 \text{ KN.m} \\ M_{zsd} = -18,97 \text{ KN.m} \\ V_z = -340,09 \text{ KN} \end{array} \right.$$

6.2.1 Classe de la section :

- La classe de l'âme en flexion composée :

$$\alpha = \frac{1}{d} \times \left(\frac{d - d_c}{2} \right) \leq 1 \quad \text{Avec} \quad d_c = \frac{N_{sd}}{tw \times fy} = \frac{454,15 \times 10^3}{8,5 \times 275} = 194,29 \text{ mm}$$

D'où :

$$\alpha = \frac{1}{208} \times \left(\frac{208 - 194,29}{2} \right) = 0,03 \leq 1$$

$$\frac{d}{tw} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)} \rightarrow \frac{208}{8,5} = 24,47 > \frac{396 \times 0,92}{(13 \times 0,03 - 1)} = -597,24$$

L'âme est de classe 2.

- Classe de la semelle (comprimé) :

$$\frac{b}{2 \times tf} \leq 33\varepsilon \rightarrow \frac{300}{2 \times 14} = 10,71 \leq 33 \times 0,92 = 30,36$$

La semelle est de classe 1.

Donc : le profilé est de classe 2.

6.2.2 Vérification à la résistance :

6.2.2.1 Vérification de l'Effort tranchant :

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times fy}{\sqrt{3} \times 1,1} = \frac{37,3 \times 10^2 \times 275}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-3} = 538,38 \text{ KN}$$

$$V_z = 402,62 \text{ KN} > 0,5V_{plz} = 269,19 \text{ KN}$$

La condition n'est pas vérifiée, on doit prendre en compte l'interaction avec le moment résistant.

6.2.2.2 Vérification du moment fléchissant :

$$M_{sd} \leq M_v = \frac{[W_{ply} - W_v \times \rho] \times fy}{\gamma_{m0}}$$

$$\text{Avec : } W_v = \frac{h \times tw^2}{4} = \frac{290 \times 8,5^2}{4} = 5238,12 \text{ mm}^3$$

$$\rho = \left(\frac{2V}{V_{pl}} - 1 \right)^2 = \left(\frac{2 \times 402,62}{538,38} - 1 \right)^2 = 0,24$$

$$M_v = \frac{[1383,3 \times 10^3 - 5238,12 \times 0,24] \times 275}{1,1} = 345,51 \text{ KN.m}$$

$$M_{y, sd} = 600,18 \text{ KN} > M_v = 345,51 \text{ KN.m}$$

La condition n'est pas vérifiée.

Comme solution on augmente la section du profilé à **HEA450**.

Les nouveaux efforts donnés par ROBOT sont :

$$\begin{cases} N_{sd} = 484,48 \text{ KN} \\ M_{ysd} = 721,28 \text{ KN.m} \\ M_{zsd} = -19,21 \text{ KN.m} \\ V_z = 419,82 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times 1,1} = \frac{65,8 \times 10^2 \times 275}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-3} = 949,74 \text{ KN}$$

$$V_z = 419,82 \text{ KN} < 0,5V_{plz} = 474,58 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée, donc y'a pas d'interaction

➤ **Moment fléchissant :**

$$M_{pld} = \frac{W_{ply} \times f_y}{1,1} = \frac{3215,9 \times 10^3 \times 275}{1,1} = 803,97 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 721,28 \text{ KN.m} < M_{pld} = 803,97 \text{ KN.m}$$

La condition est vérifiée.

6.2.3 Vérification à l'instabilité :

6.2.3.1 Vérification au déversement :

$$\lambda_{lt} = \left(\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \right) \times \sqrt{\beta_w} \leq 0,4$$

$$\lambda_1 = \sqrt{\frac{E}{F_y}} \times \pi = \left(\sqrt{\frac{210000}{275}} \right) \times \pi = 86,81$$

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

L : longueur de maintien latéral.

Le poteau le plus sollicité est de longueur 3,42m d'où la longueur du maintien latérale est :

$$L = 0,5 \times 3,42 = 1,71 \text{ m}$$

$$\lambda_{lt} = \frac{171/7,29}{\sqrt{1,132} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{171/7,29}{44/2,1} \right)^2 \right]^{0,25}} = 21,71$$

$$\lambda_{lt} = \left(\frac{21,71}{86,81} \right) \times \sqrt{1} = 0,25 < 0,4$$

Y'a pas de risque de déversement.

6.2.3.2 Vérification au flambement sans risque de déversement :

On doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{Nsd}{\chi_{min}(A * f_y / \gamma_{m1})} + \frac{K_y * M_{ysd}}{W_{ply}(f_y / \gamma_{m1})} + \frac{K_z * M_{zsd}}{W_{plz}(f_y / \gamma_{m1})} \leq 1$$

Calcul de l'élanement réduit :

$$\lambda_{cr} = 93,9\varepsilon = 93,9 \times 0,92 = 86,81$$

$$l_{ky} = 1,5m \text{ (entraxe des lisses)}$$

$$l_{kz} = 0,5 \times l = 0,5 \times 3,42 = 1,71m$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{150}{18,92} = 7,93 \rightarrow \tilde{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} = \frac{7,93}{86,81} = 0,09$$

$\tilde{\lambda}_y = 0,09 < 0,2 \rightarrow Y'$ a pas de risque de flambement

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{171}{7,29} = 23,45 \rightarrow \tilde{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} = \frac{23,45}{86,81} = 0,27$$

$\tilde{\lambda}_z = 0,27 > 0,2 \rightarrow$ Il y'a un risque de flambement

Choix de la courbe du flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{440}{300} = 1,46 > 1,2 \quad \Rightarrow \quad ZZ \rightarrow \text{Courbe (b)} \rightarrow \alpha_z = 0,34$$

$$YY \rightarrow \text{Courbe (a)} \rightarrow \alpha_y = 0,21$$

$$t_f = 21mm < 40mm$$

On a :

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \tilde{\lambda}_z^2]^{0,5}} \quad \text{Avec} \quad \varphi_z = 0,5[1 + \alpha_z(\tilde{\lambda}_z - 0,2) + \tilde{\lambda}_z^2]$$

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \tilde{\lambda}_y^2]^{0,5}} \quad \text{Avec} \quad \varphi_y = 0,5[1 + \alpha_y(\tilde{\lambda}_y - 0,2) + \tilde{\lambda}_y^2]$$

$$\varphi_z = 0,54 ; \quad \varphi_y = 0,49$$

$$\chi_z = 0,99 ; \quad \chi_y = 1$$

a) Calcul Kz et Ky:

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times Nsd}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1,5$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times Nsd}{\chi_y \times A \times f_y} \leq 1,5$$

$$\mu_z = \tilde{\lambda}_z(2 \times \beta_{my} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} ; \quad \mu_y = \tilde{\lambda}_y(2 \times \beta_{my} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\beta_{my} = 1,8 - 0,7\Psi$$

$$\Psi = \frac{M_{min}}{M_{max}} = \frac{715,67}{721,28} = 0,99 \rightarrow \beta_{my} = 1,8 - 0,7 \times 0,99 = 1,10$$

$$W_{ply} = 3215,9 \text{ cm}^3 \quad W_{ely} = 2896,4 \text{ cm}^3$$

D'où :

$$\mu_z = -0,37 ; \mu_y = -0,05$$

$$K_z = 1,03 ; K_y = 1$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min}(A * f_y / \gamma_{m1})} + \frac{K_y * M_{ysd}}{W_{ply}(f_y / \gamma_{m1})} + \frac{K_z * M_{zsd}}{W_{plz}(f_y / \gamma_{m1})} \leq 1$$

$$\rightarrow \frac{484,48 \times 10^3}{0,99(178 \times 10^2 \times 275 / 1)} + \frac{1 \times 721,28 \times 10^6}{3215,9 \times 10^3(275 / 1)} + \frac{1,03 \times 19,21 \times 10^6}{965,5 \times 10^3(275 / 1)} = 0,99 \leq 1$$

La condition est vérifiée, donc y'a pas de risque de flambement.

6.2.4 Conclusion :

On constate que toutes les conditions sont vérifiées donc le choix de **HEA500** est satisfait.

Le logiciel ROBOT effectue les vérifications suivantes :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
160	 POT 450	S 275	2.22	23.45	0.97	11 ELU

Figure 6-3 : Poteau HEA450 vérifié

6.3 Vérification des traverses :

La traverse la plus sollicitée est illustré dans la figure suivant :

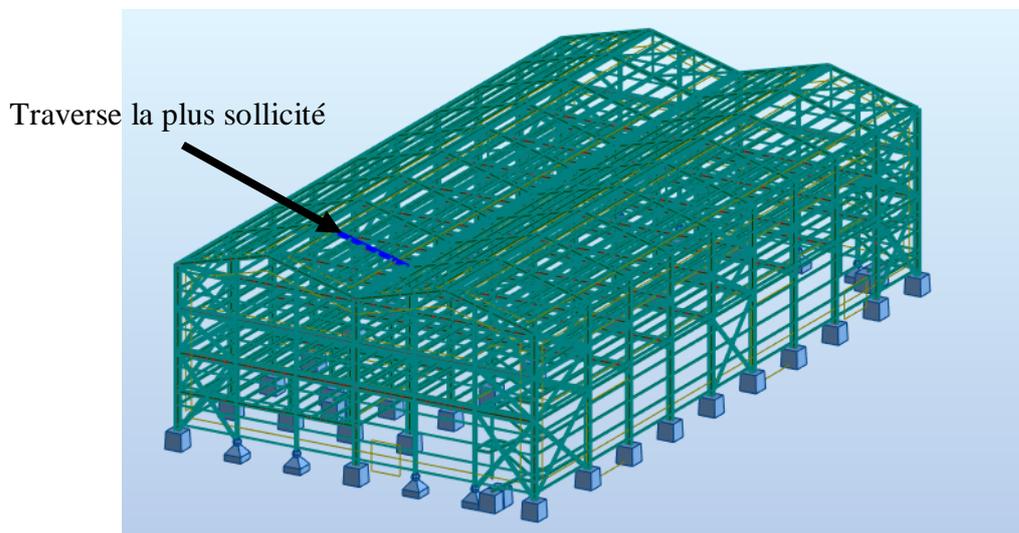


Figure 6-4 : La traverse la plus sollicité

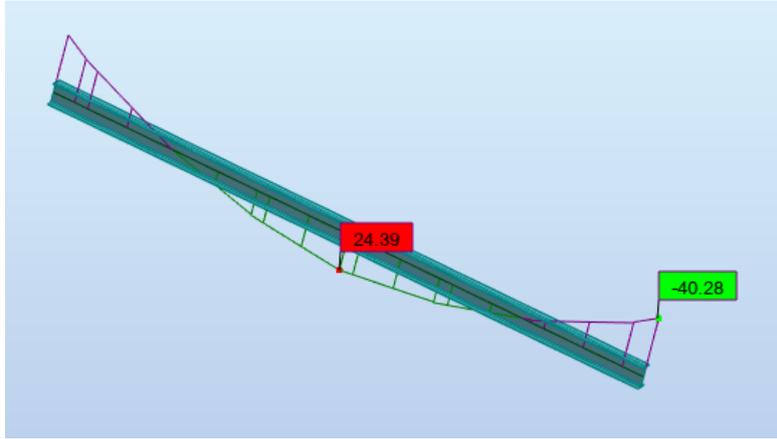


Figure 6-5 : Diagramme de la traverse la plus sollicitée

Les efforts sollicitant avec la combinaison la plus défavorable $1,35G+1,5(Q+N)$ calculés par le logiciel robot sont :

$$\begin{cases} N_{sd} = 122,71 \text{ KN} \\ M_{y_{sd}} = -40,28 \text{ KN.m} \\ V_z = 34,73 \text{ KN} \end{cases}$$

6.3.1 Classe de la section :

- La classe de l'âme en flexion composée :

$$\alpha = \frac{1}{d} \times \left(\frac{d - d_c}{2} \right) \leq 1 \quad \text{Avec} \quad d_c = \frac{N_{sd}}{tw \times f_y} = \frac{122,71 \times 10^3}{6,6 \times 275} = 67,61 \text{ mm}$$

D'où :

$$\alpha = \frac{1}{219,6} \times \left(\frac{219,6 - 67,61}{2} \right) = 0,34 \leq 1$$

$$\frac{d}{tw} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)} \rightarrow \frac{219,6}{6,6} = 33,27 \leq \frac{396 \times 0,92}{(13 \times 0,34 - 1)} = 106,52$$

L'âme est de classe 1.

- Classe de la semelle (comprimé) :

$$\frac{b}{2 \times t_f} \leq 33\varepsilon \rightarrow \frac{135}{2 \times 10,2} = 6,61 \leq 33 \times 0,92 = 30,36$$

La semelle est de classe 1.

Donc : le profilé est de classe 1.

6.3.2 Vérification à la résistance :

6.3.2.1 Vérification de l'Effort tranchant :

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times 1,1} = \frac{22,1 \times 10^2 \times 275}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-3} = 318,98 \text{ KN}$$

$$V_z = 34,73 \text{ KN} < 0,5V_{plz} = 159,49 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée. Y'a pas d'interaction

6.3.2.2 Vérification du moment fléchissant :

$$M_{plrd} = \frac{Wply \times fy}{1,1} = \frac{484 \times 10^3 \times 275}{1,1} \times 10^{-6} = 121 \text{ KN.m}$$

$$M_{ysd} = 40,28 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 121 \text{ KN.m}$$

La condition est vérifiée.

6.3.3 Vérification à l'instabilité :

6.3.3.1 Vérification au déversement :

$$\lambda_{lt} = \left(\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \right) \times \sqrt{\beta_w} \leq 0,4$$

$$\lambda_1 = \sqrt{\frac{E}{F_y}} \times \pi = \left(\sqrt{\frac{210000}{275}} \right) \times \pi = 86,81$$

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

L : longueur de maintien latéral.

$$L = 0,5 \times 7,76 = 3,88 \text{ m}$$

$$\lambda_{lt} = \frac{388/3,02}{\sqrt{1,132 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{388/3,02}{27/1,02} \right)^2 \right]^{0,25}}} = 99,40$$

$$\lambda_{lt} = \left(\frac{99,40}{86,81} \right) \times \sqrt{1} = 1,14 > 0,4$$

Y'a un risque de déversement.

6.3.3.2 Vérification du flambement :

$$\frac{Nsd}{\chi_{min} \times Nply} + \frac{K_{lt} \times My}{\lambda_{lt} \times Mply} \leq 1$$

On met des bracons attaché de la semelle inferieur de la traverse à la panne pour minimiser l'élanement de la traverse.

$$l_{kz} = 0,7 \times \frac{L}{2} = 0,7 \times \frac{7,76}{2} = 2,71 \text{ m}$$

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{271}{3,02} = 89,73 \rightarrow \lambda_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} = \frac{89,73}{86,81} = 1,03$$

$\lambda_z = 1,03 > 0,2 \rightarrow$ Il y'a un risque de flambement

Choix de la courbe du flambement :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{270}{135} = 2 > 1,2 \\ tf = 10,2 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow ZZ \rightarrow \text{Courbe (b)} \rightarrow \alpha_z = 0,34$$

On a :

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \lambda_z^2]^{0,5}} \quad \text{Avec} \quad \varphi_z = 0,5[1 + \alpha_z(\lambda_z - 0,2) + \lambda_z^2]$$

$$\varphi_z = 1,17$$

$$\chi_z = 0,58$$

Profilé laminé : courbe (a) $\rightarrow \chi_{lt}$

On tire χ_{lt} à partir du tableau 5.5.2 EC3 :

$$\tilde{\lambda}_{lt} = 1,14 \rightarrow \chi_{lt} = 0,56$$

- Calcul K_{lt} :

$$K_{lt} = 1 - \frac{\mu_{lt} \times N_{st}}{\chi_z \times N_{pl}}$$

$$\mu_{lt} = 0,15 \times \tilde{\lambda}_z \times \beta_{mlt} - 0,15$$

$$\tilde{\lambda}_z = 1,03 \quad \beta_{mlt} = 1,3$$

$$\mu_{lt} = 0,15 \times 1,03 \times 1,3 - 0,15 = 0,05$$

$$\chi_z = 0,58 \quad N_{sd} = 122,71 \text{ KN} \quad N_{pl} = A \times f_y$$

$$\Rightarrow K_{lt} = 1 - \frac{0,05 \times 122,71 \times 10^3}{0,58 \times 45,9 \times 10^2 \times 275} = 0,99$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{1,1} = 121 \text{ KN.m}$$

On vérifié :

$$\frac{122,71 \times 10^3}{0,58 \times 45,9 \times 10^2 \times 275} + \frac{0,99 \times 40,28 \times 10^6}{0,664 \times 121 \times 10^6} = 0,68 \leq 1$$

La condition est vérifiée.

6.3.4 Conclusion :

On adopte des **IPE270** Pour nos traverses avec des bracons attaché aux pannes pour minimiser l'élançement de la traverse.

6.4 Vérification des diagonales de palée de stabilité :

La diagonale la plus sollicitée est illustrée dans la figure suivante :

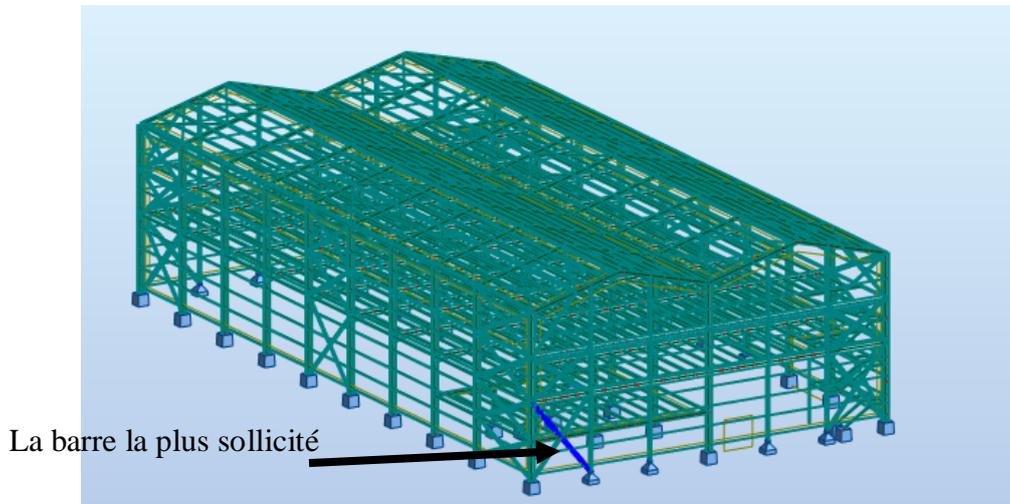


Figure 6-6 : La diagonale de la palée de stabilité la plus sollicitée

On a l'effort de traction max sous **G+Q+EX**:

$$N_{sd} = 441,32 \text{ KN}$$

6.4.1 Vérification à la traction :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A = 55,08 \text{ cm}^2 \quad 2CAE120 \times 120 \times 12$$

$$N_{rd} = \frac{55,08 \times 10^2 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 1377 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 441,32 \text{ KN} < N_{rd} = 1377 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée.

6.4.2 Conclusion :

Le choix des **2CAE120 × 120 × 12** est satisfait pour nos diagonales de palée de stabilité.

6.5 Vérification des diagonales de la poutre au vent :

La diagonale la plus sollicitée est illustrée dans la figure suivante :

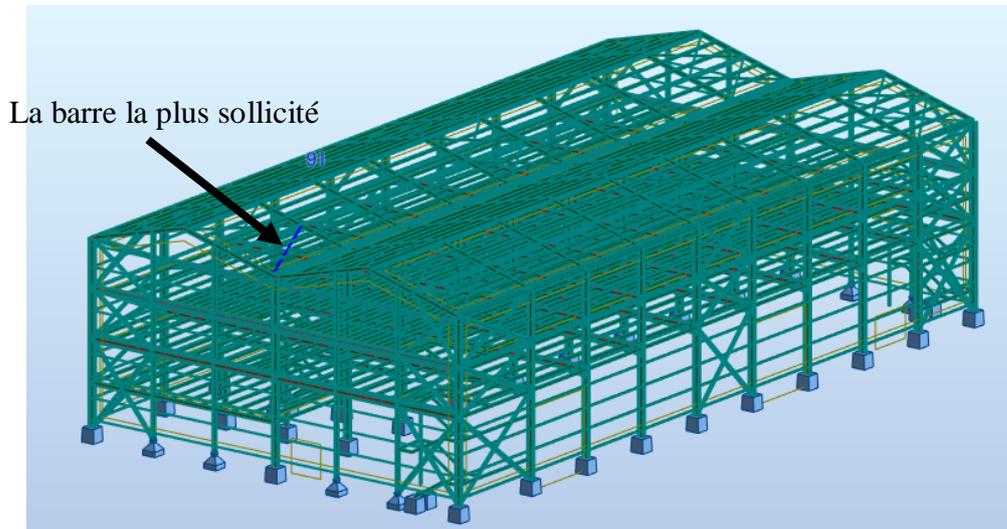


Figure 6-7 : La diagonale de la poutre au vent la plus sollicitée

On a l'effort de traction max sous $1,35G+1,5(Q+T)$:

$$N_{sd} = 67,85 \text{ KN}$$

6.5.1 Vérification à la traction :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A = 19,15 \text{ cm}^2 \quad \text{CAE}100 \times 100 \times 10$$

$$N_{rd} = \frac{19,15 \times 10^2 \times 275}{1} \times 10^{-3} = 526,62 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 67,85 \text{ KN} < N_{rd} = 526,62 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée.

6.5.2 Conclusion :

Le choix des **CAE100 × 100 × 10** Est satisfait pour nos diagonales de la poutre au vent.

7 Chapitre VII

Calcul des assemblages

7.1 Assemblage Poteau-Traverse :

- L'assemblage poteau – traverse est réalisé à l'aide d'une platine soudée à la traverse et boulonnée au poteau.
- L'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant et un effort normal.

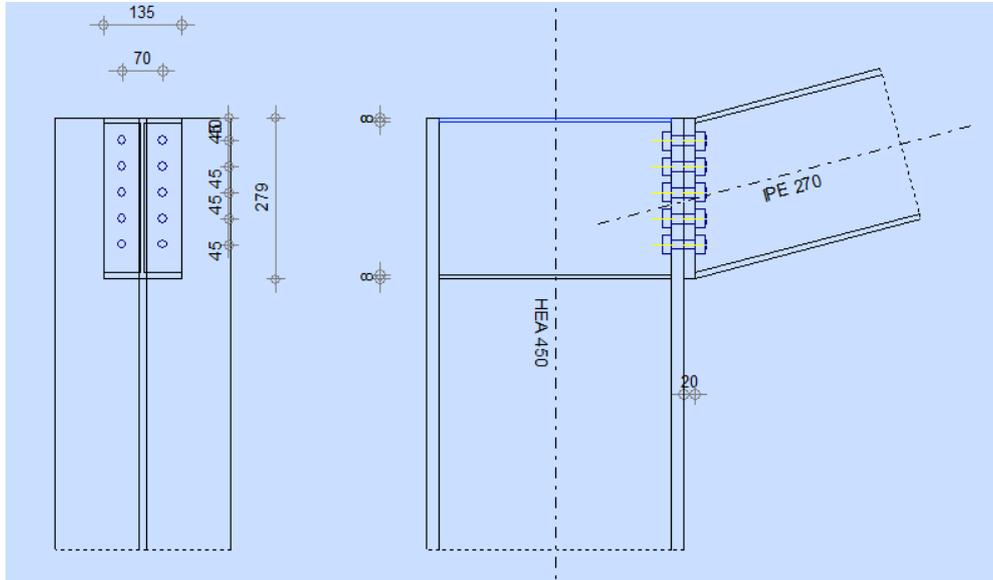


Figure 7-1 : Représentation de l'assemblage poteau-traverse

Les efforts max trouvé sous la combinaison $1,35G+1,35(Q+N)$ sont :

$$\begin{cases} M_{sd} = 39,13 \text{ KN.m} \\ V_{sd} = 24,82 \text{ KN} \\ N_{sd} = 115,34 \text{ KN} \end{cases}$$

On prend 10 boulons de classe 8.8

7.1.1 Détermination des efforts dans les boulons :

On a :

$$d_1 = 180\text{mm} \quad d_2 = 135\text{mm} \quad d_3 = 90\text{mm} \quad d_4 = 45\text{mm}$$

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$$\sum d_i^2 = 0,18^2 + 0,135^2 + 0,09^2 + 0,045^2 = 0,06 \text{ m}^2$$

$$N_1 = \frac{39,13 \times 0,18}{0,06} = 117,39 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{39,13 \times 0,135}{0,06} = 88,04 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{39,13 \times 0,09}{0,06} = 58,69 \text{ KN}$$

7.1.2 Distribution de l'effort tranchant :

L'effort tranchant repris par un seul boulon est :

$$F_{v\text{sd}} = \frac{V_{\text{sd}}}{n}$$

Avec :

n : Nombre de boulon egale a 10 boulon

$$F_{v\text{sd}} = \frac{24,82}{10} = 2,48 \text{ KN}$$

7.1.3 Pré dimensionnement des boulons :

On a :

$$N_1 \leq n_r \times F_p$$

$$\text{Avec : } F_p = 0,7 \times A_s \times F_{ub}$$

n_r : Nombre de rangé de boulon egale a 2

D'où :

$$A_s \geq \frac{N_1}{0,7 \times n_r \times F_{ub}} = \frac{117,39 \times 10^3}{0,7 \times 2 \times 800} = 104,81 \text{ mm}^2$$

Soit des boulons **M14** de $A_s = 115 \text{ mm}^2$

7.1.4 Vérification de la disposition géométrique :

On a : $d_0 = 13\text{mm}$

$$e_1 = 32,5\text{mm} > 1,5d_0 = 22,5\text{mm}$$

$$e_2 = 40\text{mm} > 1,2d_0 = 18\text{mm}$$

$$P_1 = 45\text{mm} > 2,2d_0 = 33\text{mm}$$

$$P_2 = 70\text{mm} > 3d_0 = 45\text{mm}$$

7.1.5 Vérification de moment résistant effectif de l'assemblage :

On doit vérifier que :

$$M_{\text{sd}} \leq M_R$$

$$M_R = \frac{F_p \times \sum d_i^2}{d_1}$$

$$F_{p\text{cd}} = 0,7 \times A_s \times F_{ub} = 0,7 \times 115 \times 800 \times 10^{-3} = 64,40 \text{ KN}$$

On a deux rangers donc :

$$64,4 \times 2 = 128,8 \text{ KN}$$

$$M_R = \frac{F_p \times \sum d_i^2}{d_1} = \frac{128,8 \times 0,06}{0,180} = 42,93 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 39,13 \text{ KN} < M_R = 42,93 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée.

7.1.6 Vérification l'interaction cisaillement et traction de chaque boulon :

On doit vérifier que :

$$F_{vsd} \leq F_{srd}$$

$$F_{vsd} = \frac{24,82}{10} = 2,48 \text{ KN}$$

$$F_{tsd} = \frac{N}{2} = \frac{115,34}{2} = 57,67 \text{ KN}$$

$$F_{srd} = K_s \times n \times \mu \times (F_p - 0,8F_{tsd}) / \gamma_{mb}$$

$$\begin{cases} K_s = 1 \text{ (Trous nominale)} \\ \mu = 0,3 \\ n = 1 \end{cases}$$

D'où :

$$F_{srd} = 1 \times 1 \times 0,3 \times (64,4 - 0,8 \times 57,67) / 1,25 = 4,38 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} = 2,48 \text{ KN} < F_{srd} = 4,38 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée.

7.1.7 Vérification au poinçonnement :

On doit vérifier que :

$$F_{tsd} \leq B_{prd}$$

$$F_{tsd} = \frac{N}{2} = \frac{115,34}{2} = 57,67 \text{ KN}$$

$$B_{prd} = 0,6\pi \times d_m \times t_p \times F_u / \gamma_{mv}$$

$$\begin{cases} d_m = 23,7 \text{ mm} \\ t_p = 10,2 \text{ mm (tf de IPE270)} \\ \gamma_{mv} = 1,5 \end{cases}$$

$$B_{prd} = 0,6 \times 3,14 \times 23,7 \times 10,2 \times \frac{430}{1,25} = 156,67 \text{ KN}$$

$$F_{tsd} = 57,67 \text{ KN} \leq B_{prd} = 156,67 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée.

7.2 Assemblage Platine- Traverse :

Cette liaison se fera au moyen de cordon de soudure

- gorge reliant l'âme:

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5tw$$

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5 \times 6,6 = 3,3\text{mm}$$

On prend : $a = 3\text{mm}$

- **gorge reliant la semelle :**

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5t_f$$

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5 \times 10,2 = 5,1\text{mm}$$

On prend : $a = 5\text{mm}$

➤ **Distribution des efforts sur les différents cordons :**

- **Cordon âme platine :**

$$\text{Chaque cordon reprend : } V/2 = \frac{24,82}{2} = 12,41 \text{ KN}$$

- **Cordon semelle :**

$$L = 2b - t_w = 263,4 \text{ mm}$$

$$N = \frac{M}{L} = \frac{39,13}{0,263} = 148,78 \text{ KN}$$

➤ **Vérification cordon semelle-platine :**

$$L = \frac{N \times \sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mv}}{a \times f_u} \quad (\text{EC3})$$

$$L = \frac{148,78 \times \sqrt{3} \times 1,3 \times 1,25}{5 \times 430} = 194,76 \text{ mm}$$

$$L = 263,4 \text{ mm} > 194,76 \text{ mm} \quad \text{c'est vérifiée.}$$

7.3 Assemblage Traverse-Traverse :

L'assemblage traverse – traverse est réalisé par l'intermédiaire d'une platine boulonnée

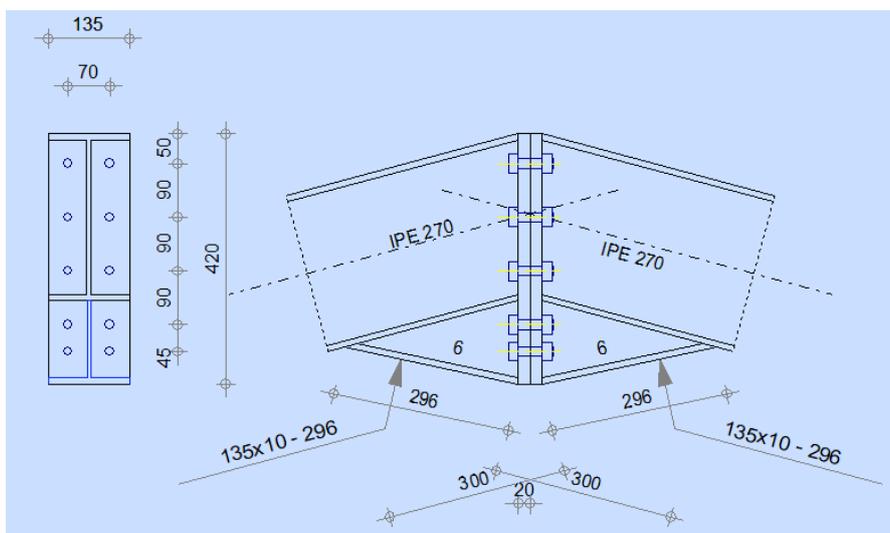


Figure 7-2 : Représentation de l'assemblage Traverse-Traverse

7.3.1 Efforts de calcul :

Les efforts max trouvé sous la combinaison **1,35G+1,5N** sont :

$$\begin{cases} M_{sd} = -60,93 \text{ KN.m} \\ V_{sd} = 42,13 \text{ KN} \\ N_{sd} = 126,61 \text{ KN} \end{cases}$$

On choisit des boulons M14 de classe 8.8, Avec $d_0 = 15 \text{ mm}$

Nombre de boulon : 10

7.3.2 Entraxe des boulons et des pinces :

On a : $d_0 = 15 \text{ mm}$

$$e_1 \geq 1,2d_0 = 18 \text{ mm} \rightarrow \text{On prend : } e_1 = 50 \text{ mm}$$

$$e_2 \geq 1,5d_0 = 22,5 \text{ mm} \rightarrow \text{On prend : } e_2 = 45 \text{ mm}$$

$$P_1 \geq 2,2d_0 = 33 \text{ mm} \rightarrow \text{On prend : } P_1 = 90 \text{ mm}$$

$$P_2 \geq 3d_0 = 45 \text{ mm} \rightarrow \text{On prend : } P_2 = 70 \text{ mm}$$

7.3.3 Détermination des efforts dans les boulons :

Nous considérons uniquement les boulons tendus, c'est à dire les 3 rangés supérieures des boulons. Puis en détermine les bras de leviers de chaque boulon par rapport au boulon comprimé.

On a :

$$d_1 = 315 \text{ mm} \quad d_2 = 225 \text{ mm} \quad d_3 = 135 \text{ mm}$$

$$\sum di^2 = 0,315^2 + 0,225^2 + 0,135^2 = 0,17 \text{ m}^2$$

$$N_1 = \frac{60,93 \times 0,315}{0,17} = 112,90 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{60,93 \times 0,225}{0,17} = 80,64 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{60,93 \times 0,135}{0,17} = 48,38 \text{ KN}$$

7.3.4 Vérification des boulons :

On a :

$$N_1 \leq n_r \times F_p$$

$$\text{Avec : } F_p = 0,7 \times A_s \times F_{ub}$$

n_r : Nombre de rangé de boulon egale a 2

D'où :

$$A_s \geq \frac{N_1}{0,7 \times n_r \times F_{ub}} = \frac{112,9 \times 10^3}{0,7 \times 2 \times 800} = 100,81 \text{ mm}^2$$

Soit des boulons **M14** de $A_s = 115 \text{ mm}^2$

7.3.5 Vérification au moment résistant :

On doit vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_R$$

$$M_R = \frac{F_P \times \sum d_i^2}{d_1}$$

$$F_P = 0,7 \times A_s \times F_{ub} = 0,7 \times 115 \times 800 \times 10^{-3} = 64,40 \text{ KN}$$

Pour 2 rongé :

$$F_P = 2 \times 64,40 = 128,8 \text{ KN}$$

$$M_R = \frac{128,8 \times 0,17}{0,315} = 69,51 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 60,93 \text{ KN.m} \leq M_R = 69,51 \text{ KN.m}$$

La condition est vérifiée.

7.3.6 Vérification la Résistance d'un boulon à l'interaction cisaillement-traction :

On doit vérifier que :

$$F_{vsd} \leq F_{srd}$$

$$F_{vsd} = \frac{42,13}{10} = 4,21 \text{ KN}$$

$$F_{srd} = K_s \times n \times \mu \times (F_P - 0,8F_{tsd})/\gamma_{mb}$$

$$F_{tsd} = \frac{N_1}{n_r} = \frac{112,9}{2} = 56,45 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} K_s = 1 \text{ (Trous nominale)} \\ \mu = 0,3 \\ n = 1 \end{cases}$$

D'où :

$$F_{srd} = 1 \times 1 \times 0,3 \times (64,4 - 0,8 \times 56,45)/1,25 = 4,62 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} = 4,21 \text{ KN} < F_{srd} = 4,62 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée.

7.3.7 Vérification au poinçonnement :

On doit vérifier que :

$$F_{pcd} \leq B_{prd}$$

$$F_P = 0,7 \times A_s \times F_{ub} = 0,7 \times 115 \times 800 \times 10^{-3} = 64,40 \text{ KN}$$

$$B_{prd} = 0,6\pi \times d_m \times t_p \times F_u/\gamma_{mv}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} d_m = 24,58 \text{ mm} \\ t_p = 30 \text{ mm (épaisseur de deux platine)} \\ \gamma_{mv} = 1,5 \end{array} \right.$$

$$B_{prd} = 0,6 \times 3,14 \times 24,58 \times 30 \times \frac{430}{1,25} = 477,90 \text{ KN}$$

$$F_{pcd} = 64,40 \text{ KN} \leq B_{prd} = 477,90 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée, donc y'a pas de risque de poinçonnement.

7.3.8 Vérification à la pression diamétrale :

On doit vérifier que :

$$F_{vsd} \leq F_{brd} = 2,5\alpha F_u d t_p / \gamma_{mb}$$

$$F_{vsd} = \frac{42,13}{10} = 4,21 \text{ KN}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{F_{ub}}{F_u}; 1\right) = \min\left(\frac{70}{3 \times 18}; \frac{90}{3 \times 18} - \frac{1}{4}; \frac{800}{430}; 1\right)$$

$$\alpha = 1$$

$$F_{brd} = 2,5 \times \alpha \times F_u \times t_p \times \frac{d}{1,25} = 2,5 \times 1 \times 430 \times 30 \times \frac{16}{1,25} = 412,80 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} = 4,21 \text{ KN} \leq F_{brd} = 412,80 \text{ KN}$$

Donc y'a pas de risque de rupture par pression diamétrale.

7.4 Assemblage poteau-poutre principale:

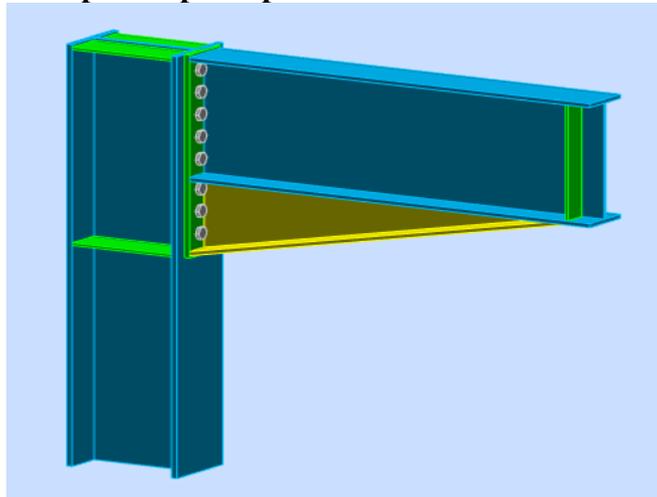


Figure 7-3 : Assemblage Poteau-Poutre en 3D

Notre objectif est de dimensionner la soudure de la platine avec la poutre et ce dernier est fixé par boulonnage sur la semelle du poteau.

7.4.1 Les efforts sollicitant :

Les efforts max donné à ELU par logiciel ROBOT sont :

$$M_{sd} = 1028,28 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 375,47 \text{ KN}$$

7.4.2 Dimensionnement de la soudure (platine-poutre):

Semelle : $0,7t_f$ avec : $t_f(\text{IPE500}) = 16\text{mm}$.

$$0,7t_f = 0,7 \times 16 = 11,2\text{mm}. \text{ On prend : } a_s = 15 \text{ mm}.$$

Ame : $0,7t_w$ avec : $t_w(\text{IPE500}) = 10,2 \text{ mm}$.

$$0,7t_w = 0,7 \times 10,2 = 7,14\text{mm}. \text{ On prend : } a_m = 10\text{mm}.$$

Boulons : 16 boulons de classe 10.9.

Platine : $t = 15\text{mm}$.

7.4.3 Dimensionnement des boulons :

$$d_1 = 660\text{mm}. d_2 = 570\text{mm}. d_3 = 480\text{mm}. d_4 = 390\text{mm}. d_5 = 300\text{mm}.$$

$$d_6 = 180\text{mm}. d_7 = 90\text{mm}$$

$$\sum d_i^2 = (0,66^2 + 0,57^2 + 0,48^2 + 0,39^2 + 0,3^2 + 0,18^2 + 0,09^2) = 1,27\text{mm}^2.$$

$$N_1 = \frac{M \times d_1}{\sum d_i^2} = \frac{1028,28 \times 0,66}{1,27} = 534,38 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{M \times d_2}{\sum d_i^2} = \frac{1028,28 \times 0,57}{1,27} = 461,51\text{KN}$$

$$N_3 = \frac{M \times d_3}{\sum d_i^2} = \frac{1028,28 \times 0,48}{1,27} = 388,64\text{KN}$$

$$N_4 = \frac{M \times d_4}{\sum d_i^2} = \frac{1028,28 \times 0,39}{1,27} = 315,77 \text{ KN}$$

$$N_5 = \frac{M \times d_5}{\sum d_i^2} = \frac{1028,28 \times 0,3}{1,27} = 242,90 \text{ KN}$$

$$A_s \geq \frac{N_1}{0,7 \times f_{ub} \times n} = \frac{534,38 \times 10^3}{0,7 \times 1000 \times 2} = 381,7 \text{ mm}^2$$

On prend M27 $\rightarrow A_s = 459\text{mm}^2$.

7.4.4 Vérification à la traction :

$$F_{t,sd} \leq F_{t,rd}$$

$$F_{t,sd} = \frac{N_1}{n'} \text{ avec } n': \text{ nombre de colonne}$$

$$F_{t,sd} = \frac{534,38}{2} = 267,19 \text{ KN}$$

$$F_{t,rd} = \frac{0,9 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} \text{ avec: } \gamma_{mb} = 1,5$$

$$F_{t,rd} = \frac{0,9 \times 459 \times 10^{-3} \times 1000}{1,5} = 275,4 \text{ KN}$$

$$F_{t,sd} = 267,19 \text{ KN} < F_{t,rd} = 275,4 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée.

7.4.5 Résistance au glissement :

Il faut vérifier la condition suivante :

$$F_{v,sd} \leq F_{srd} = \frac{K_s \times n \times u \times F_{p,cd}}{\gamma_{ms}}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V}{n \times p} \text{ avec } p = \text{nombre de plan} = 1$$

$$F_{v,sd} = \frac{375,47}{16 \times 1} = 23,46 \text{ KN}$$

$$F_{p,cd} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 0,7 \times 1000 \times 459 \times 10^{-3} = 321,3 \text{ KN}$$

$$F_{srd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times 321,3}{1,25} = 77,11 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 23,46 \text{ KN} \leq F_{srd} = 77,11 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

7.4.6 Disposition des boulons :

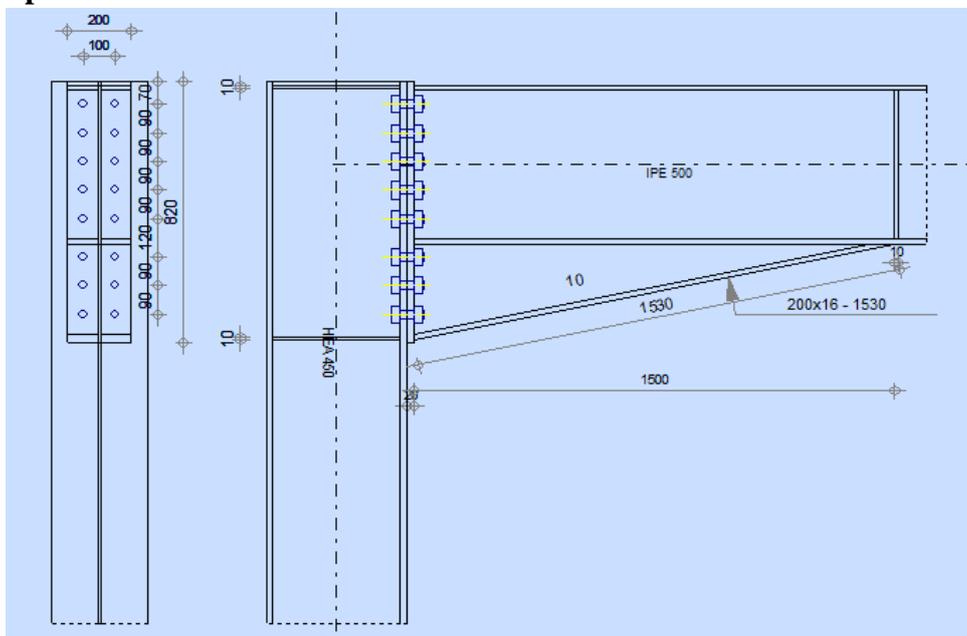


Figure 7-4 : Disposition d'assemblage poteau poutre

Figure: Disposition d'assemblage poteau-poutre.

$$\checkmark 2,2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t; 200)mm$$

- ✓ $3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t; 200)mm$
- ✓ $1,2d_0 \leq e_1 \leq \min(12t; 200)mm$
- ✓ $1,5d_0 \leq e_2 \leq \min(12t; 200)mm$

Avec $t = \min(t_w(\text{poutre}); t_w(\text{poteau})) = \min(10,2; 11,5) mm = 11,5mm$

$d_0 = 30mm$ (M27)

- ✓ $66 \leq p_1 \leq 161mm \rightarrow p_1 = 90mm$
- ✓ $90 \leq p_2 \leq 161mm \rightarrow p_2 = 100mm$
- ✓ $36 \leq e_1 \leq 138mm \rightarrow e_1 = 70mm$
- ✓ $45 \leq e_2 \leq 138mm \rightarrow e_2 = 50mm$

7.4.7 Vérification de l'interaction (cisaillement et traction) :

Il faut vérifier la condition suivante :

$$F_{v,sd} \leq F_{s,rd} = \frac{K_s \times n \times u \times (F_{p,cd} - 0,8F_{t,sd})}{\gamma_{ms}}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n \times p} \text{ avec } p = \text{nombre de plan} = 1$$

$$F_{v,sd} = \frac{375,47}{16 \times 1} = 23,46 \text{ KN}$$

$$F_{t,sd} = \frac{534,38}{2} = 267,19 \text{ KN}$$

$$F_{p,cd} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 0,7 \times 1000 \times 459 \times 10^{-3} = 321,3 \text{ KN}$$

$$F_{s,rd} = \frac{K_s \times n \times u \times (F_{p,cd} - 0,8F_{t,sd})}{\gamma_{ms}} \text{ avec: } \gamma_{ms} = 1,25(\text{ELU}).$$

$$F_{s,rd} = \frac{0,3 \times 1 \times 1 \times (321,3 - 0,8 \times 267,19)}{1,25} = 25,81 \text{ KN}$$

$F_{v,sd} = 23,46 \text{ KN} < F_{s,rd} = 25,81 \text{ KN}$ Condition vérifié.

7.4.8 Vérification de poinçonnement :

$F_{t,sd} \leq B_{prd}$ (Boulons HR)

$$B_{prd} = \frac{0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{mb}} \text{ avec: } \gamma_{mb} = 1,5$$

$$B_{prd} = \frac{0,6 \times 3,14 \times 44,2 \times 15 \times 430}{1,5} \times 10^{-3} = 358,07 \text{ KN}$$

$$F_{t,sd} = 267,19 \text{ KN} \leq B_{prd} = 358,07 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée

7.5 Assemblage poutre principale-solive :

Les solives sont articulées aux poutres par des cornières d'attache.

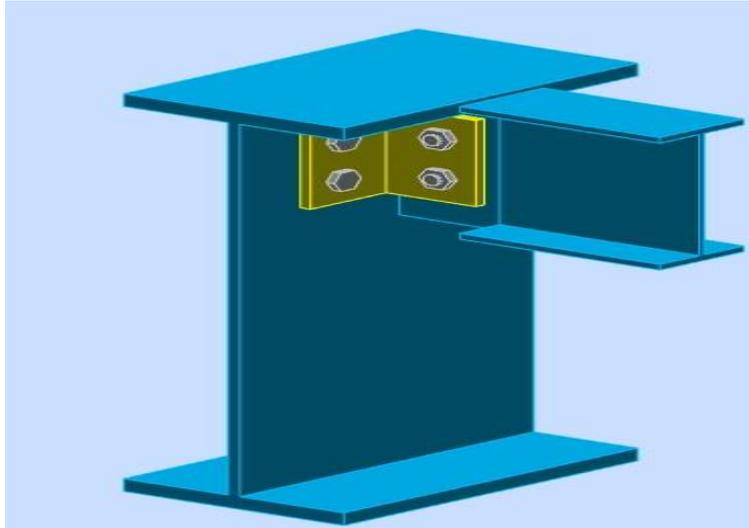


Figure 7-5 : Assemblage poteau poutre

7.5.1 Les efforts sollicitant :

L'effort tranchant V repris par l'assemblage est celui que transmet la solive à la poutre

$$V_{sd} = 56,24 \text{ KN.}$$

On prend une double cornière de section $L \times 60 \times 60 \times 6$.

On prend des boulons de classe 6.8

7.5.2 Dimensionnement des boulons :

7.5.2.1 Choix des boulons :

- Coté solive :

$$F_{v,rd} \geq F_{v,sd}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n \times p}$$

$$F_{v,rd} = \frac{0,6 \times A_s \times f_{bu}}{\gamma_{mb}} \text{ avec: } \gamma_{mb} = 1,25$$

Avec : n : nombre de boulons =2

P : nombre de plan de cisaillement =2

$$\rightarrow F_{v,sd} = \frac{56,24}{2 \times 2} = 14,06 \text{ KN.}$$

$$A_s \geq \frac{\gamma_{mb} \times F_{v,sd}}{0,6 \times f_{bu}} = \frac{1,25 \times 14,06 \times 10^3}{0,6 \times 600} = 48,82 \text{ mm}^2$$

On prend des boulons M12 classe 8.8.

Remarque : on prend les mêmes boulons pour côté de la poutre principale.

7.5.3 Disposition des boulons :

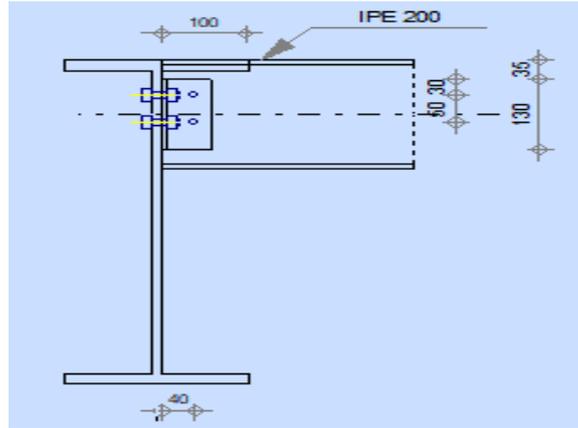


Figure 7-6 : Disposition d'assemblage poutre solive

Avec : $t = \min(t_w(\text{poutre}); t_w(\text{solive})) = \min(10,2; 5,3) \text{ mm} = 5,3 \text{ mm}$

✓ $28,6 \leq p_1 \leq 78,4 \text{ mm} \rightarrow p_1 = 50 \text{ mm}$.

✓ $18 \leq e_1 \leq 63,6 \text{ mm} \rightarrow e_1 = 30 \text{ mm}$.

✓ $19,5 \leq e_2 \leq 63,6 \text{ mm} \rightarrow e_2 = 40 \text{ mm}$

7.5.3.1 Vérification vis-à-vis d'assemblage long :

Si $15d \leq L \rightarrow$ Assemblage long.

$$L = (n - 1) \times p_1 = (2 - 1) \times 50 = 50 \text{ mm}.$$

$$15d = 15 \times 12 = 180 \text{ mm} \rightarrow 15d > L$$

L'assemblage n'est pas trop long.

7.5.4 La pression diamétrale :

Il faut vérifier la condition suivante : $F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times t_p \times d \times f_{bu}}{\gamma_{mb}} \quad \text{avec : } \gamma_{mb} = 1,25$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(0,76; 1,03; 1,86; 1) \rightarrow \alpha = 0,76$$

$$F_{v,sd} = \frac{2,5 \times 0,76 \times 6 \times 12 \times 600}{1,25} = 65,66 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 14,06 \text{ KN} \leq F_{b,rd} = 65,66 \text{ KN} \rightarrow \text{La Condition est vérifiée.}$$

7.6 Assemblage des contreventements :

7.6.1 Assemblage Gousset-Nœuds de portique :

L'assemblage est sollicité par un effort de traction : $N_{tsd} = 441,32 \text{ KN}$

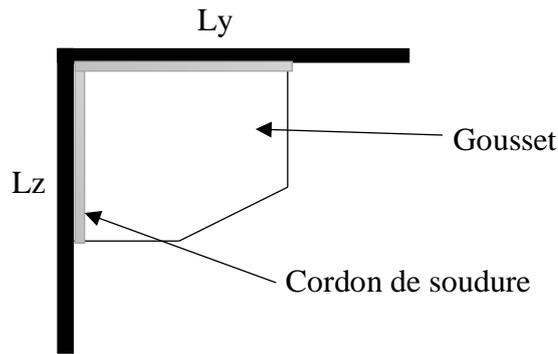


Figure 7-7 : Représentation de l'assemblage Gousset-Nœuds de portique

➤ **Pré dimensionnement du gousset :**

L'épaisseur du gousset dépend de l'effort appliqué, On a :

$$N_{tsd} = 441,32 \text{ KN} \rightarrow e = 10 \text{ mm}$$

➤ **Calcul de la gorge :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$3\text{mm} < a < 0,5tf \rightarrow 3\text{mm} < a < 0,5 \times 21 = 10,5\text{mm}$$

On prend : $a = 5\text{mm}$

➤ **La longueur du cordon de soudure :**

$$L \geq \frac{\beta_w \times \gamma_{mv} \times N\sqrt{3}}{2 \times a \times f_u} \dots \dots \dots (1)$$

Il faut décomposer l'effort N en deux composante Ny et Nz :

$$\alpha = \text{tang}^{-1} \left(\frac{Lz}{Ly} \right) = \text{tang}^{-1} \left(\frac{6,08}{15} \right) = 22,06^\circ$$

$$\begin{cases} N_y = N \times \cos(\alpha) = 441,32 \times \cos(22,06) = 409,01 \text{ KN} \\ N_z = N \times \sin(\alpha) = 441,32 \times \sin(22,06) = 165,75 \text{ KN} \end{cases}$$

A partir de l'équation (1) on aura :

$$\begin{cases} L_y = 18,20 \text{ cm} \\ L_z = 7,3 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} L_y = 20\text{cm} \\ L_z = 8\text{cm} \end{cases}$$

7.6.2 Assemblage Gousset-Diagonale :

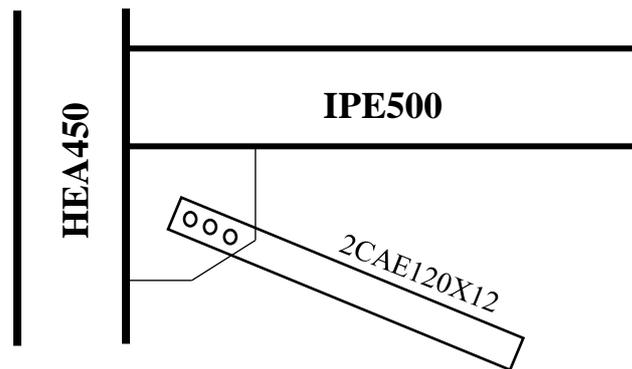


Figure 7-8 : assemblage des diagonales sur gousset.

Pour ce type d'assemblage, on choisit des boulons HR de classe 8.8 et on dispose 3 boulons dans chaque rangée

➤ **Distribution de l'effort normale sur les boulons :**

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n p}$$

Avec : **n**: nombre de boulons = 3

P : nombre de plan de cisaillement = 2

$$F_{v,sd} = \frac{441,32}{3 \times 2} = 73,55 \text{ KN}$$

7.6.2.1 Dimensionnement des boulons :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd} = \frac{0,6 \times A_s \times f_{bu}}{\gamma_{mb}}$$

$$A_s \geq \frac{\gamma_{mb} \times F_{v,sd}}{0,6 \times f_{bu}} = \frac{1,25 \times 73,55 \times 10^3}{0,6 \times 800} = 191,53 \text{ mm}^2$$

Soit des boulons de **M18, $A_s=192 \text{ mm}^2$**

7.6.2.2 Disposition géométrique :

On a : $d_0 = 20 \text{ mm}$

$$e_1 = 40 \text{ mm} \geq 1,5d_0 = 30 \text{ mm}$$

$$e_2 = 50 \text{ mm} \geq 1,5d_0 = 30 \text{ mm}$$

$$P_1 = 60 \text{ mm} \geq 2,2d_0 = 44 \text{ mm}$$

7.6.2.3 Vérification à la pression diamétrale :

On doit vérifier que :

$$F_{v,sd} \leq F_{brd} = 2,5\alpha F_u d t_p / \gamma_{mb}$$

$$F_{v,sd} = 73,55 \text{ KN}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{F_{ub}}{F_u}; 1\right) = \min\left(\frac{40}{3 \times 18}; \frac{60}{3 \times 18} - \frac{1}{4}; \frac{800}{430}; 1\right)$$

$$\alpha = 0,74$$

$$t_p = e_{gousset} + e_{courniere} = 17mm$$

$$F_{brd} = 2,5 \times 1 \times 430 \times 18 \times \frac{17}{1,25} = 263,16 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} = 73,55 \text{ KN} \leq F_{brd} = 263,16 \text{ KN}$$

Donc y'a pas de risque de rupture par pression diamétrale.

7.6.2.4 Vérification vis-à-vis d'assemblage long :

$$L = (n - 1)P_1 < 15d$$

$$L = (n - 1)P_1 = (3 - 1) \times 60 = 120mm$$

$$15d = 15 \times 18 = 270mm$$

$$L = 120mm < 270mm$$

Donc l'assemblage n'est pas long.

7.7 Calcul des pieds de poteau :

7.7.1 Pieds de poteau encasté :

Le poteau est sollicité par :

- Effort de traction max sous (0,8G-EX) : $N_t = -282,28 \text{ KN}$
- Moment fléchissant sous (0,8G-EX) : $M = 51,64 \text{ KN.m}$

7.7.1.1 Dimensionne des tiges d'ancrages :

On a des poteaux HEA450 donc on prend les dimensions de la platine :

$$a = 800mm \quad b = 600mm$$

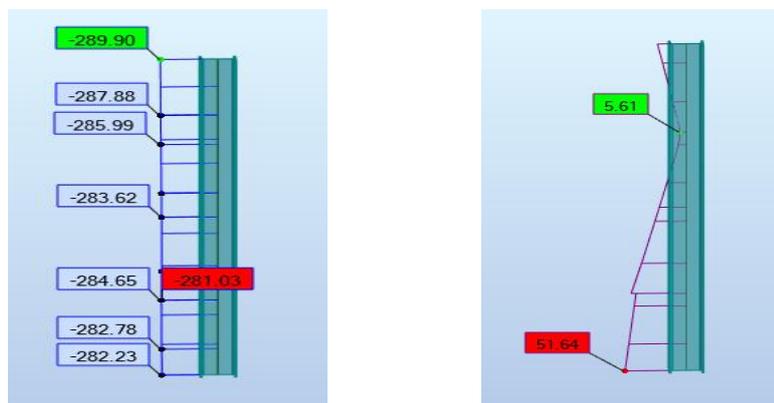


Figure 7-9 : Diagramme du moment et de l'effort tranchant a la base

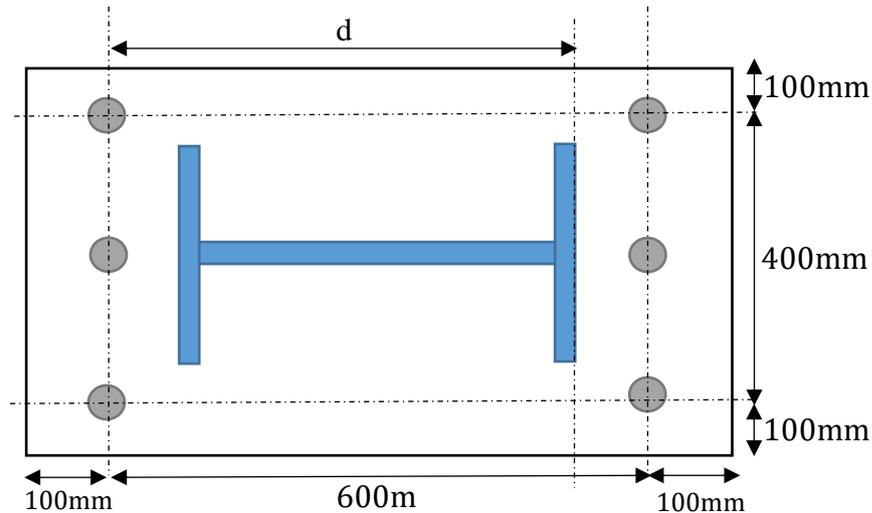


Figure 7-10 : La disposition constructive des tiges et des lignes de pliages

Les tiges seront dimensionnées avec l'effort de traction le plus défavorable :

$$N_t = -282,28 \text{ KN}$$

$$d = 520 \text{ m (distance Par rapport a l'axe de rotation)}$$

$$F = \frac{N_t}{6} + \frac{M_y}{3 \times d} = \frac{282,28}{6} + \frac{51,64}{3 \times 0,52} = 80,15 \text{ KN}$$

$$F \leq \frac{\pi \phi^2 f_y}{4} \rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{4F}{\pi \times f_y}} = \sqrt{\frac{4 \times 80,15}{\pi \times 27,5}} = 1,92 \text{ cm}$$

On prend : $\phi = 30 \text{ mm}$

7.7.1.2 Vérification des tiges d'ancrages :

L'effort admissible par scellement, dans le cas des goujons avec crosse, fixé par les règles :

$$\frac{N_t}{6} \leq N_a = 0,1 \left(1 + \frac{7 \times g_c}{1000} \right) \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1} \right)^2} (l_1 + 6,4r + 3,5l_2)$$

$$g_c = 350 \text{ Kg/m}^3 \quad (\text{Le dosage en ciment})$$

$$d_1 = 300 \text{ mm} \quad (\text{enrobage})$$

$$\begin{cases} l_1 = 20\phi = 60 \text{ cm} \\ r = 3\phi = 9 \text{ cm} \\ l_2 = 2\phi = 6 \text{ cm} \end{cases}$$

$$N_a = 0,1 \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \frac{3}{\left(1 + \frac{3}{30} \right)^2} (60 + 6,4 \times 9 + 3,5 \times 6) = 118,55 \text{ KN}$$

$$F = 80,15 \text{ KN} \leq N_a = 118,55 \text{ KN}$$

7.7.1.3 Vérification des contraintes dans le béton et de l'acier :

On a :

$$e = \frac{M}{N_t} = \frac{51,64}{282,28} = 0,18m > \frac{D}{6} = \frac{0,600}{6} = 0,10m$$

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).

On a utilisé des boulons M24 de $A_s=3,53cm^2$

On a :

$$A = 3 \times 3,53 = 10,59cm^2$$

$$l = 30 + 18 = 48cm$$

$$h = 80 - 10 = 70cm$$

$$b = 60cm$$

L'équation de 3^{eme} degré de h' s'écrit :

$$h'^3 + 3(l - h)h'^2 + 90A\frac{l}{b}h' - 90A\frac{l}{b}h = 0$$

$$\rightarrow h'^3 + 3(48 - 70)h'^2 + 90 \times 10,59 \times \frac{48}{60}h' - 90 \times 10,59 \times \frac{48}{60} \times 70 = 0$$

$$\rightarrow h'^3 - 66h'^2 + 762,48h' - 53373,6 = 0$$

La résolution de l'équation donne :

$$h' = 66,58cm$$

- La contrainte de compression sur le béton est alors :

$$\sigma_b = \frac{2 Nl}{bh'(h - \frac{h'}{3})} \leq f_{bu} = 14,2 MPa$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 282,28 \times 10^{-3} \times 0,48}{0,6 \times 0,66(0,70 - \frac{0,66}{3})} = 1,42MPa \leq 14,2 MPa$$

La condition est vérifiée.

- Vérification des goujons à la traction :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \times \frac{l - h + \frac{h'}{3}}{h - \frac{h'}{3}} \leq f_y = 275MPa$$

$$\sigma_a = \frac{0,282}{10,59 \times 10^{-4}} \times \frac{0,48 - 0,70 + \frac{0,66}{3}}{0,70 - \frac{0,66}{3}} = 0 MPa$$

7.7.1.4 Calcul l'épaisseur de la platine :

➤ Vérification de la section 1-1 :

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal des contraintes situé à droite de la section, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire (1) et un diagramme triangulaire (2).

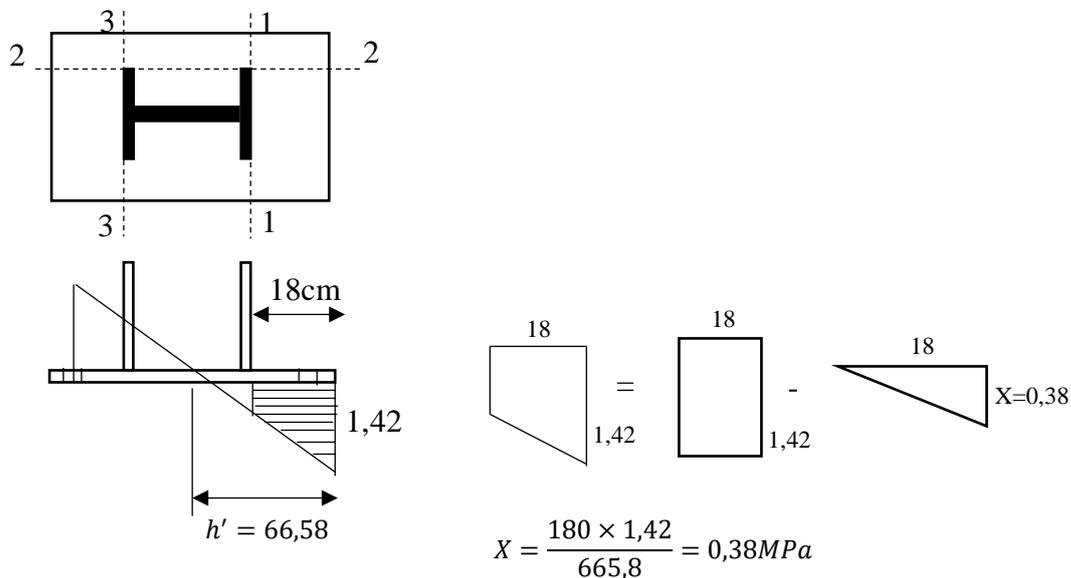


Figure 7-11 : Vérification de la section 1-1

Les moments correspondants, pour une bande de largeur unité (=1 cm) et d'épaisseur t , sont :

$$M_1 = 1,42 \times 0,18 \times \frac{0,18}{2} \times 10 = 0,2 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = \frac{0,38 \times 0,18}{2} \times \frac{0,18}{3} \times 10 = 0,02 \text{ KN.m}$$

$$M = M_1 - M_2 = 0,2 - 0,02 = 0,18 \text{ KN.m}$$

Le module d'inertie de la platine pour $b = 1 \text{ cm}$ est :

$$\frac{I}{V} = \frac{bt^3/12}{t/2} = \frac{bt^2}{6}$$

La contrainte de flexion dans la section 1-1 est :

$$\frac{M}{W_{el}} \leq f_y \quad \text{donc} \quad t \geq \sqrt{\frac{6M}{f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 0,18 \times 10^2}{27,5}} = 1,98 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de la section 2-2 :**

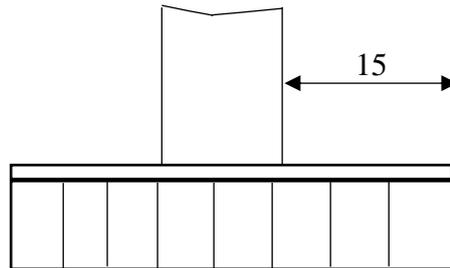


Figure 7-12 : Vérification de la section 2-2

Le même raisonnement conduit au Moment max :

$$M = 1,42 \times 0,15 \times \frac{0,15}{2} \times 10 = 0,16 \text{ KN.m}$$

D'où :

$$t \geq \sqrt{\frac{6M}{fy}} = \sqrt{\frac{6 \times 0,16 \times 10^2}{27,5}} = 1,86 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de la section 3-3 :**

Du côté tendu, la platine est soumise à un moment : $M = 0,1T$

$$T = A \times \sigma_a = 1059 \times 0 = 0 \text{ N}$$

$$M = 0$$

7.7.1.5 Conclusion :

On opte pour une platine d'épaisseur $t = 20 \text{ mm}$ (section 1-1 la plus défavorable), avec raidisseurs.

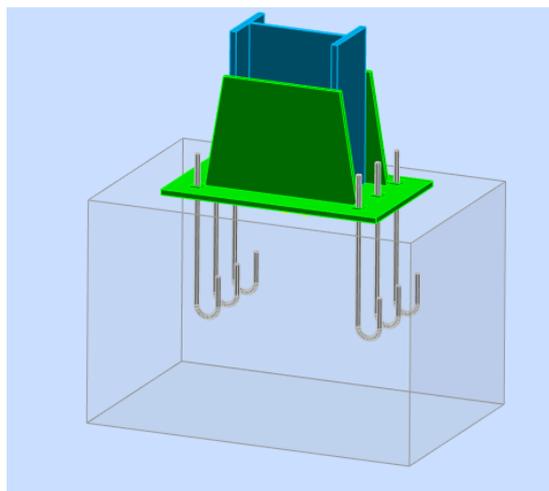


Figure 7-13 : Le pied de poteau encastré en 3D

7.7.2 Calcul pied de poteaux articulé :

On prend les dimensionnement de la platine comme suit

$$a = 0,5m ; b = 0,4m.$$

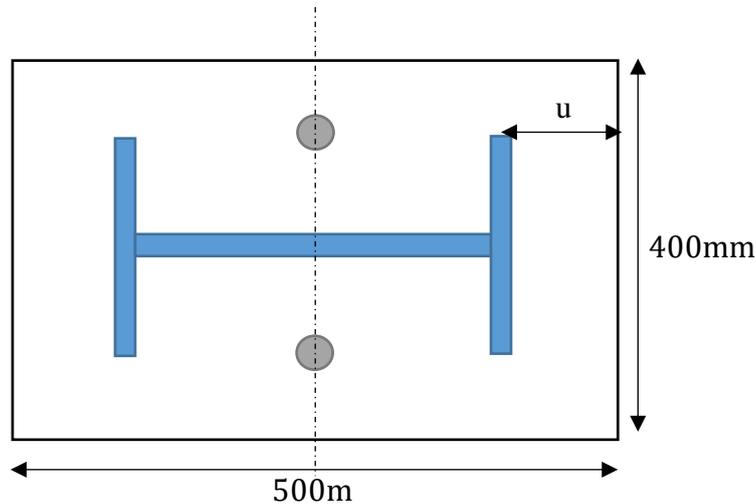


Figure 7-14 : Assemblage pied de poteau articulé

7.7.2.1 Vérification de la contrainte de compression :

On a: $N_c = 566,48KN$; $N_t = -222,45 KN$

il faut vérifier que : $\sigma_c = \frac{N_c}{a \times b} \leq f_{bu}$ $\sigma_t = \frac{N_t}{a \times b} \leq f_{t28}$

$$f_{bu} = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \times \frac{25}{1,5} = 14,2MPa$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 MPa$$

$$\sigma_c = \frac{566,48 \times 10^{-3}}{0,5 \times 0,4} = 2,83 MPa$$

$$\sigma_t = \frac{222,45 \times 10^{-3}}{0,5 \times 0,4} = 1,11MPa$$

$\sigma_c = 2,83 MPa < f_{bu} = 14,2MPa$. La Condition est vérifiée.

$\sigma_t = 1,11 MPa < f_{c28} = 2,1MPa$. La Condition est vérifiée.

7.7.2.2 Calcul l'épaisseur de la platine et diamètre de la tige d'ancrage :

a) -L'épaisseur de la platine :

Soit :

$$t \geq u \times \sqrt{\frac{3\sigma_c}{fy}} = 85 \times \sqrt{\frac{3 \times 2,83}{275}} = 14,93mm$$

b) - Diamètre de la tige d'ancrage :

$$N_{tige} = \frac{V}{2} = \frac{222,45}{2} = 111,22KN.$$

$$N_a = 0,1\left(1 + \frac{7 \times g_c}{1000}\right) \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)^2} (l_1 + 6,4r + 3,5l_2) \geq \frac{V}{2}$$

$$N_a = 0,1\left(1 + \frac{7 \times g_c}{1000}\right) \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)^2} (20\phi + 19,2\phi + 7\phi) \geq 111,22$$

Après simplification on tire :

$$4,66\phi^2 - 4,04\phi - 60,63 \geq 0$$

Ce qui nous donne :

$$\phi \geq 4cm \text{ On prend : } \phi = 45mm$$

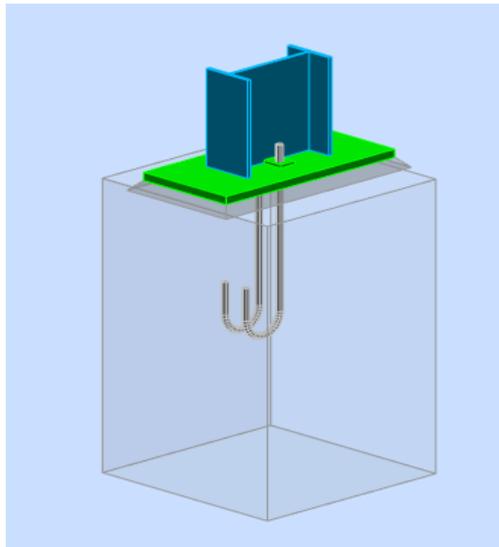


Figure 7-15 : Le pied de poteau articulé en 3D

8 Chapitre VIII
Etude de l'infrastructure

8.1 Introduction :

Un ouvrage quelle que soit sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol s'appellent fondations. Le dimensionnement de la fondation est conditionné par le site d'implantation.

- La contrainte admissible du sol site S3 : $\sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$
- La profondeur d'ancrage : $D = 1,5 \text{ m}$

8.2 Calcul des fondations sous les poteaux :

8.2.1 Calcul des sollicitations :

Les fondations seront calculées suivant les deux sens, longitudinal et transversal, sous les combinaisons suivantes :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases} \quad (\text{Art 10.1.4.1 RPA99/2003})$$

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91 :

$$\begin{cases} ELU: & 1,35G + 1,5Q \\ ELS: & G + Q \end{cases}$$

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+EX	1,35G+1,35(Q+N)	G+0,9(Q+N)
N_{max} (KN)	1437,34	1993,07	1423,15
M_y (KN.m)	-105	-45,75	-32,70
V_z (KN)	66,65	63,95	45,73

Tableau 8-1 : Les sollicitations à la base du poteau

8.2.2 Pré dimensionnement de la semelle du poteau encastré :

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 rectangulaires ($H*B$)

h et b : Dimension des futs du poteau considéré. (HEA450)

H et B : Dimension de la semelle.

$h_t = d + c$; Avec $c = 10 \text{ cm}$ (Béton de propreté)

d : hauteur utile de la semelle est donné par :

$$d = \text{Max} \begin{cases} \frac{B - b}{4} \\ H - h \\ \frac{H - h}{4} \end{cases} \quad (\text{BAEL91})$$

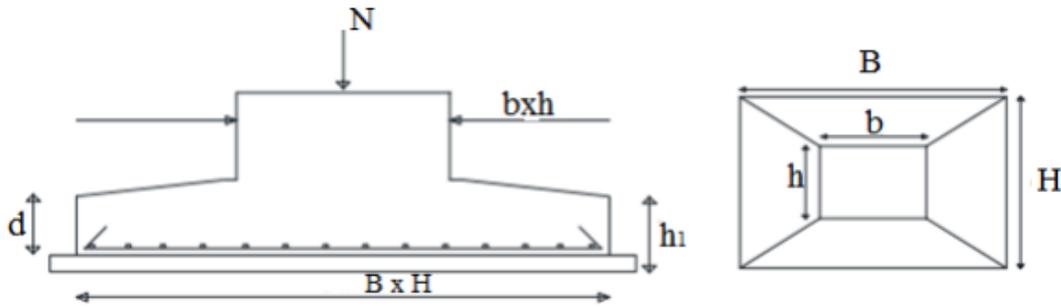


Figure 8-1 : Dimension de la semelle sous le poteau

8.2.3 Le 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 :

$$\sigma_m = \frac{N}{HB} \times \left(1 + \frac{6e_0}{H}\right)$$

On a :

$$h = 90\text{cm} \quad b = 70\text{cm} \quad e_0 = \frac{M}{N}$$

$$H = \frac{h}{b}B = 1,29B$$

8.2.4 Dimensionnement de la semelle sous poteau encastré :

- Situation accidentelle :

$$\sigma_m < 2\sigma_{sol}$$

$$\sigma_m = \frac{N}{HB} \times \left(1 + \frac{6e_0}{H}\right)$$

$$e_0 = \frac{105}{1437,34} = 0,073\text{m}$$

$$\sigma_m = \frac{1437,34}{1,29B^2} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,073}{1,29B}\right) \leq 2 \times 200$$

$$400B^3 - 1114,22B - 378,32 \geq 0$$

Ça nous donne :

$$B = 1,81\text{m}$$

- Situation durable :

$$\sigma_m < 1,33\sigma_{sol}$$

$$\sigma_m = \frac{N}{HB} \times \left(1 + \frac{6e_0}{H}\right)$$

$$e_0 = \frac{45,75}{1993,07} = 0,023m$$

$$\sigma_m = \frac{1993,07}{1,29B^2} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,023}{1,29B}\right) \leq 1,33 \times 200$$

$$266B^3 - 1545,02B - 165,28 \geq 0$$

Ça nous donne : $B = 2,46m$

$$B = \text{Max}(1,81; 2,46) = 2,46 m$$

On prend : $B = 2,5m$

$$\text{Donc : } H = 1,29B = 3,23m$$

Les dimensionnes de notre semelle est : $B \times H = 2,5 \times 3,3 m^2$

$$d = \text{Max} \begin{cases} \frac{2,5 - 0,7}{4} = 0,45 \\ \frac{3,3 - 0,9}{4} = 0,6m \end{cases} \quad (\text{BAEL91})$$

$$d = 0,6m \rightarrow h_t = 0,7m$$

- **La hauteur de l'amorce de poteau :**

$$l_1 = D - h_t$$

D : la profondeur d'ancrage

$$l_1 = 1,5 - 0,7 = 0,8m$$

- **Poids de la semelle :**

$$P = H \times B \times h_t \times f_{c28} = 3,3 \times 2,5 \times 0,7 \times 25 = 144,38 \text{ KN}$$

$$N_t = P + N = 144,38 + 1993,07 = 2137,45 \text{ KN}$$

- **Moment a la base :**

$$M_{by} = M_y + (V_z \times D)$$

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau ci-dessous

Sollicitation	Situation accidentelle	Situation durable	
	G+Q+EX	1,35G+1,35(Q+N)	G+0,9(Q+N)
N_{max} (KN)	1437,34	1993,07	1423,15
M_{by} (KN.m)	-5,03	50,17	35,89
V_z (KN)	66,65	63,95	45,73

Tableau 8-2 : Les sollicitations à la base de la semelle du poteau

8.2.5 Vérification des contraintes :

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{HB} \times \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \\ \sigma_{min} = \frac{N}{HB} \times \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) \leq \begin{cases} 1,33\sigma_{sol} \text{ situation durable} \\ 2\sigma_{sol} \text{ situation accidentelle} \end{cases} \end{cases}$$

Avec : $e_0 = \frac{M_{by}}{N}$

Pour les semelles entièrement comprimé on a :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Les résultats de calcul des contraintes sont regroupés dans le tableau suivant :

Combinaison	e_0 (m)	σ_{min} (bar)	σ_{max} (bar)	σ_{moy} (bar)	σ_{sol} (bar)	OBS
ELU	0,03	2,26	2,56	2,5	2	N.V
ELS	0,03	1,60	1,85	1,78	2	V
ACC	0,003	1,73	1,75	1,75	2	V

Tableau 8-3 : Vérification des contraintes de sol

- Vérification :

$$\sigma_{min} = 2,24 \text{ bar} < 1,33\sigma_{sol} = 2,66 \text{ bar}$$

$$\sigma_{min} = 1,60 \text{ bar} < 1,33\sigma_{sol} = 2,66 \text{ bar}$$

$$\sigma_{min} = 1,73 \text{ bar} < 2\sigma_{sol} = 4 \text{ bar}$$

$$\sigma_{moy}^U = 2,5 \text{ bar} < \sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$$

On ne constate que la contrainte moyenne à l'ELU est supérieure à celle du sol, donc elle n'est pas vérifiée, on doit augmenter les dimensions de la semelle à $B \times H = 2,8 \times 3,7 \text{ m}^2$

On révérifie à l'ELU :

$$\sigma_{min} = \frac{N}{HB} \times \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) = 1,82 \text{ bar}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{HB} \times \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) = 2,02 \text{ bar}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 1,97 \leq \sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$$

Toutes les contraintes sont vérifiées.

8.2.6 Vérification de la stabilité au renversement :

Dans le cas accidentel, il faut vérifier que

$$e_0 = 0,003m \leq \begin{cases} \frac{H}{4} = \frac{3,7}{4} = 0,925 m \\ \frac{B}{4} = \frac{2,8}{4} = 0,7 m \end{cases}$$

La stabilité est vérifiée.

8.2.7 Détermination des armatures de la semelle :

$$d = \text{Max} \begin{cases} \frac{2,8 - 0,7}{4} = 0,52 \\ \frac{3,7 - 0,9}{4} = 0,7m \end{cases} \quad (\text{BAEL91})$$

$$d = 0,7m \rightarrow h_t = 0,8m$$

8.2.7.1 Situation durable :

- Armature parallèle à H=3,7m :

On doit vérifier c'est deux condition :

$$e_0 = \frac{M_{by}}{N} \leq \begin{cases} \frac{h}{6} \\ \frac{H}{24} \end{cases}$$

On a :

$$e_0 = 0,03m \leq \begin{cases} \frac{h}{6} = \frac{0,9}{6} = 0,15m \\ \frac{H}{24} = \frac{3,7}{24} = 0,15m \end{cases}$$

D'où :

$$N' = N \times \left(1 + \frac{3e_0}{H}\right) = 1993,07 \times \left(1 + \frac{3 \times 0,03}{3,7}\right) = 2041,55 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N'(H - h)}{8 \times d \times f_{st}} = \frac{2,041 \times (3,7 - 0,9)}{8 \times 0,7 \times 348} \rightarrow A_s = 29,32 \text{ cm}^2$$

- Armature parallèle à B=2,8m :

On doit vérifier c'est deux condition :

$$e_0 = \frac{M_{by}}{N} \leq \begin{cases} \frac{b}{6} \\ \frac{B}{24} \end{cases}$$

On a :

$$e_0 = 0,03m \leq \begin{cases} \frac{b}{6} = \frac{0,7}{6} = 0,11m \\ \frac{B}{24} = \frac{2,8}{24} = 0,12m \end{cases}$$

D'où :

$$N' = N \times \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) = 1993,07 \times \left(1 + \frac{3 \times 0,03}{2,8}\right) = 2057,13 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N'(B - b)}{8 \times d \times fst} = \frac{2,057 \times (2,8 - 0,7)}{8 \times 0,7 \times 348} \rightarrow A_s = 22,16 \text{ cm}^2$$

8.2.7.2 Situation Accidentelle :

- **Armature parallèle à H=3,7m :**

On doit vérifier c'est deux condition :

$$e_0 = \frac{M_{by}}{N} \leq \begin{cases} \frac{h}{6} \\ \frac{H}{24} \end{cases}$$

On a :

$$e_0 = 0,003m \leq \begin{cases} \frac{h}{6} = \frac{0,9}{6} = 0,15m \\ \frac{H}{24} = \frac{3,7}{24} = 0,15m \end{cases}$$

D'où :

$$N' = N \times \left(1 + \frac{3e_0}{H}\right) = 1437,34 \times \left(1 + \frac{3 \times 0,003}{3,7}\right) = 1440,84 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N'(H - h)}{8 \times d \times fst} = \frac{1,44 \times (3,7 - 0,9)}{8 \times 0,7 \times 400} \rightarrow A_s = 18 \text{ cm}^2$$

- **Armature parallèle à B=2,8m :**

On doit vérifier c'est deux condition :

$$e_0 = \frac{M_{by}}{N} \leq \begin{cases} \frac{b}{6} \\ \frac{B}{24} \end{cases}$$

On a :

$$e_0 = 0,003m \leq \begin{cases} \frac{b}{6} = \frac{0,7}{6} = 0,11m \\ \frac{B}{24} = \frac{2,8}{24} = 0,12m \end{cases}$$

D'où :

$$N' = N \times \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) = 1437,34 \times \left(1 + \frac{3 \times 0,003}{2,8}\right) = 1441,96 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N'(H - h)}{8 \times d \times f_{st}} = \frac{1,441 \times (2,8 - 0,7)}{8 \times 0,7 \times 400} \rightarrow A_s = 13,51 \text{ cm}^2$$

Alors on choisit :

$$\text{Selon H} \rightarrow A_s = 29,32 \text{ cm}^2$$

$$\text{Selon B} \rightarrow A_s = 22,16 \text{ cm}^2$$

8.2.7.3 Condition de non fragilité :

$$A_{min}^H = \frac{0,23 H h_t f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 3,7 \times 0,8 \times 2,1}{400} = 35,74 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^B = \frac{0,23 B h_t f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 2,8 \times 0,8 \times 2,1}{400} = 27,05 \text{ cm}^2$$

8.2.7.4 Calcul de l'espacement

$$S_t^H \leq \frac{370}{10} = 37 \text{ cm} \rightarrow S_t^H = 30 \text{ cm}$$

$$S_t^B \leq \frac{280}{10} = 28 \text{ cm} \rightarrow S_t^B = 20 \text{ cm}$$

8.2.7.5 La disposition constructive :

Les armatures seront munies des crochets si la longueur de scellement l_s est :

$$\begin{cases} l_s > \frac{H}{4} \rightarrow \text{sens H} \\ l_s > \frac{B}{4} \rightarrow \text{sens B} \end{cases}$$

Avec :

$$l_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \times 0,6 \Psi_s^2 \times f_{t28}} \quad \text{Avec : } \Psi_s = 1,5 \text{ Pour les armatures HA}$$

\emptyset : Diametre des boulons

- Suivant H :

$$l_s = \frac{2 \times 400}{4 \times 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1} = 70,54 \text{ cm} < \frac{370}{4} = 92,5 \text{ cm}$$

Nos armatures ne seront pas munies de crochet suivant le Sens H.

- Suivant B :

$$l_s = \frac{2 \times 400}{4 \times 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1} = 70,54 \text{ cm} > \frac{280}{4} = 70 \text{ cm}$$

Nos barres doivent être prolongé jusqu'à l'extrémité de la semelle avec des crochets.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Sens	As (cm ²)	Amin (cm ²)	Choix de barre	As (cm ²)	St (cm)
H	29,32	35,74	12HA20	37,70	20
B	22,16	27,05	9HA20	28,27	20

Tableau 8-4 : Choix de ferrailage pour la semelle du poteau encastré

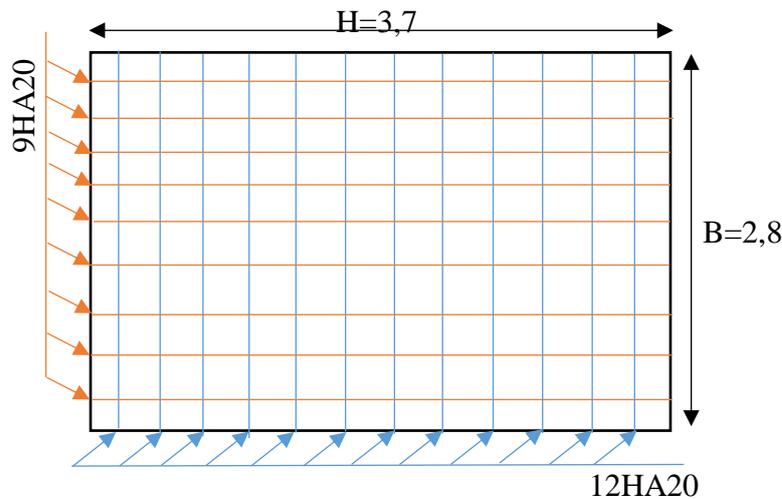


Figure 8-2 : Schéma de ferrailage de la semelle au-dessous de poteau

8.2.8 Dimensionnement de la semelle du poteau articulé :

Le poteau est soumis à un effort : $N = 566,48KN$

Les résultats des calculs seront résumés dans le tableau suivant :

B (m)	H (m)	h _t (m)	$A_s^{\parallel H}$ (cm ²)	$A_s^{\parallel B}$ (cm ²)	$A_{min}^{\parallel H}$ (cm ²)	$A_{min}^{\parallel B}$ (cm ²)
1	1,4	0,25	6,71	5,22	4,22	3,02

Tableau 8-5 : Résumé du calcul de ferrailage pour la semelle du poteau articulé

8.2.8.1 Choix de ferrailage pour la semelle du poteau articulé :

$$\begin{cases} \text{Sens H} \rightarrow 4HA16 = 8,04 \text{ cm}^2 \\ \text{Sens H} \rightarrow 4HA14 = 6,16 \text{ cm} \end{cases}$$

8.3 Calcul des longrines :

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.

8.3.1 Pré dimensionnement :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le RPA99vs2003 :

$25 \times 30 \text{ cm}^2$: Site de catégorie S2 et S3

$30 \times 30 \text{ cm}^2$: Site de catégorie S4

Pour notre on opte pour des longrines de Section : $35 \times 30 \text{ cm}^2$

8.3.2 Ferrailage des longrines :

Les longrines doivent être calculées pour résister à l'action d'une force de traction qui est égale:

$$F = \frac{N}{a} \geq 20 \text{ KN} \quad [\text{RPA99/2003}]$$

Avec :

N : Effort normale ultime du poteau le plus sollicité.

ELU : $N = 1993,07 \text{ KN}$

ELS : $N = 1423,15 \text{ KN}$

a : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considéré

$$a = 12 \quad (\text{Zone sismique IIa et catégorie S3})$$

On a :

ELU :

$$N_u = \frac{N}{a} = \frac{1993,07}{12} = 166,10 \text{ KN} > 20 \text{ KN}$$

ELS :

$$N_s = \frac{N}{a} = \frac{1423,15}{12} = 118,60 \text{ KN} > 20 \text{ KN}$$

8.3.2.1 Calcul des armatures :

On a :

$$A_s = \frac{N}{F_{st}}$$

ELU :

$$A_s = \frac{166,10}{348} = 4,77 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$A_s = \frac{118,6}{348} = 3,41 \text{ cm}^2$$

8.3.2.2 Calcul le Amin :

$$A_{min} = 0,6\% b \times h = \frac{0,6}{100} \times 30 \times 35 = 6,3 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec le A_{min}

$$\text{Soit : } 4HA12 + 2HA10 = 8,42 \text{ cm}^2$$

8.3.2.3 Ferrailage transversale :

Soit des cadres de diamètre ϕ_8 dont l'espacement maximal sont donnés par le RPA :

$$St \leq \min\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 15\phi_L\right) = \min(15; 17,5; 12) = 12 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } St \leq 12 \text{ cm}$$

Les cadres sont espacés de 12 cm en travée et de 10 cm en zone nodale.

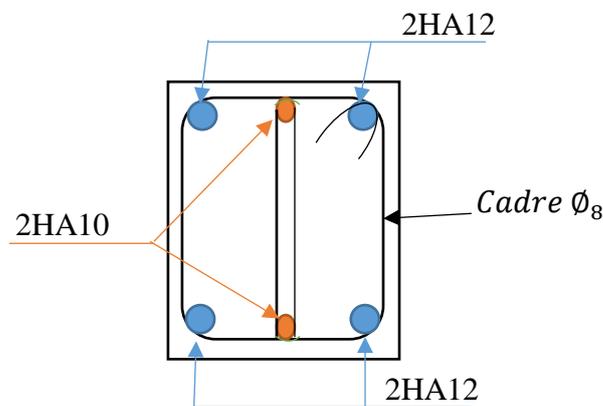


Figure 8-3 : Schéma de ferrailage des longrines

8.4 Calcul des futs :

Les fondations sont ancrées à $D = 1,5m$, l'assemblage platine massif doit être au-dessus du sol, donc on prévoit un poteau en acier (fût) de dimension $1 \times 0,7 \text{ m}^2$. Le fût est soumis à un effort normal et un effort tranchant plus un moment. Il est sollicité en flexion composée.

Le fût est soumis à des sollicitations suivantes :

$$N_t = 1993,07 \text{ KN}$$

$$M = -45,75 \text{ KN.m}$$

8.4.1 Ferrailages des futs :

On a :

$$h = 0,9m \quad b = 0,7 \quad d = 0,85m \quad d' = 0,05m$$

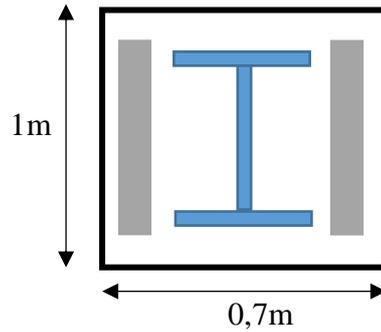


Figure 8-4 : Section du fut à ferrailer

$$e = \frac{M}{N} = \frac{45,75}{1993,07} = 0,02m < \frac{h}{6} = 0,15m$$

Donc : La section est entièrement comprimée

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 45,75 + 1993,07 \left(0,85 - \frac{0,9}{2} \right) = 842,98 \text{ KN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{ua} = 1993,07(0,85 - 0,05) - 842,98 = 751,47 \text{ KN.m} \quad (I)$$

$$(0,337d - 0,81d') b h f_{bu} = 2200,26 \text{ KN.m} \quad (II)$$

$$(I) < (II) \rightarrow A = 0$$

$$A' = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bu}}{f_{st}}$$

Avec :

$$\Psi = \frac{0,357 + \frac{N_u(d - d') - M_{ua}}{b \times h^2 \times f_{bu}}}{0,857 - \frac{d'}{h}} = \frac{0,357 + \frac{1993,07(0,85 - 0,05) - 842,98}{0,7 \times 0,9^2 \times 14,2 \times 10^3}}{0,857 - \frac{0,05}{0,9}}$$

$$\Psi = 0,473$$

D'où :

$$A' = \frac{1,993 - 0,473 \times 0,7 \times 0,9 \times 14,2}{348} = -64,32 \text{ cm}^2 < 0$$

On ferraille Avec $A_{s \min}$

Selon l'EC2 la section minimale d'armature longitudinale d'un fut de poteau est :

$$A_{s \min} = 0,2\% b h = \frac{0,2}{100} \times 70 \times 90 = 12,60 \text{ cm}^2$$

Choix de ferrailage est : 4HA16 + 4HA14 = 14,2 cm²

8.4.1.1 Armature transversale :

Soit trois cadres $\Phi 10$ et des épingles de diamètre $\Phi 8$ dont l'espacement max est donné par le RPA :

- Dans la zone nodale :

$$St \leq 10cm \quad \text{soit} : \quad St = 10cm$$

- Dans la zone courante :

$$St \leq \min\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_L\right) = \min(35; 45; 20) = 20cm$$

$$\text{Soit} : St \leq 20 cm$$

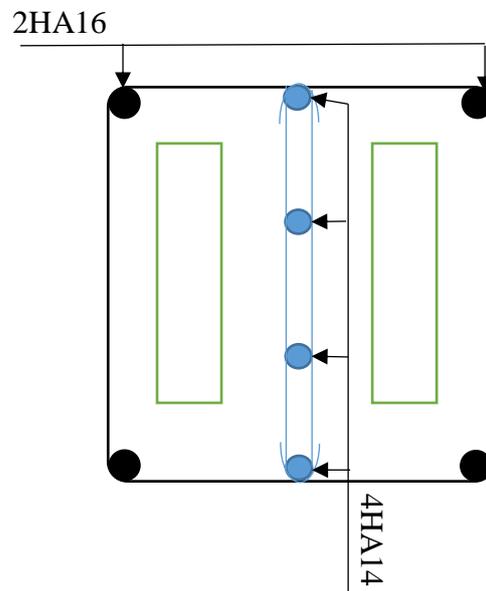


Figure 8-5 : Schéma de ferrailage des futs

9 Chapitre IX

Vérification l'instabilité de l'ensemble

9.1 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 :

$$\sum \text{Moment stabilisants} > \sum \text{Moment renversant}$$

9.2 Détermination des moments renversants :

9.2.1 Cas du vent :

L'action de vent est décomposée en deux composantes, qui provoquent un moment de renversement de la structure, ces dernières sont :

- Une composante horizontale F_H
- Une composante verticale F_V

Cette force résultante est donné par :

$$F = \sum (Wz_j \times S_j) + \sum F_{fr}$$

Ou :

Wz_j : La pression aérodynamique du vent qui s'exerce sur un élément de surface

S_j : L'aire de l'élément de surface

F_{fr} : Les forces de frottements

Dans notre cas les forces de frottements sont nulles donc :

$$F = \sum (Wz_j \times S_j)$$

9.2.1.1 Vent perpendiculaire au long pan :

- **Façade principale et postérieure :**

Tous les résultats de calcul sont dans le tableau qui suit

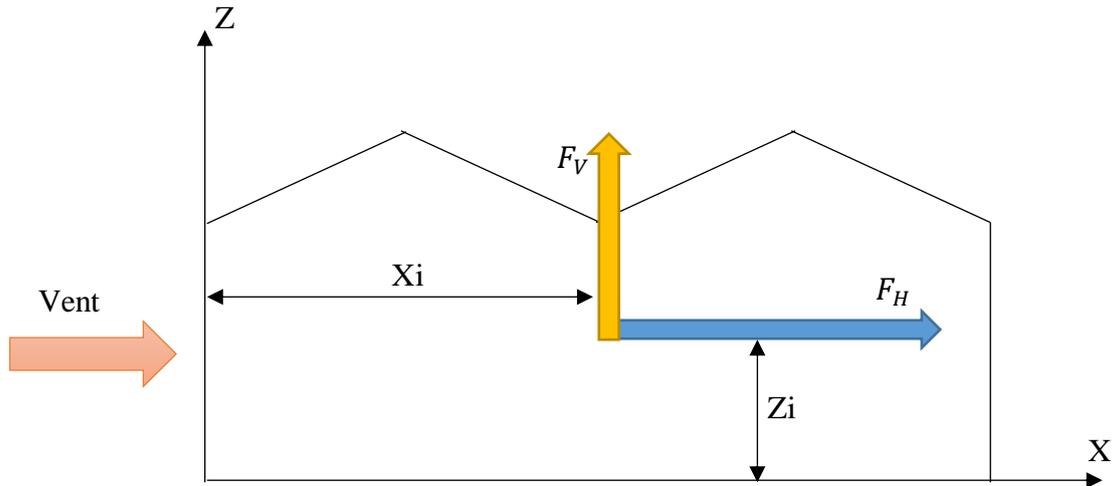
Zone	Wzj (KN/m ²)	S (m ²)	F _H (KN)	F _V (KN)	Point d'application		
					X (m)	Y (m)	Z (m)
D	0,754	732	551,93	0	0	D	0,754
E	0,137	732	100,28	0	30	E	0,137
F1	0,660	22,5	0	14,85	1,5	F1	0,660
F2	0,660	22,5	0	14,85	1,5	F2	0,660
G	0,575	124	0	71,30	1,5	G	0,575
H	0,145	267,98	0	38,85	3,75	H	0,145
2	0,746	422,25	0	315	11,25	2	0,746
3	0,746	422,25	0	315	18,75	3	0,746
4	0,403	422,25	0	170,16	26,25	4	0,403
		$\sum F_H$	652,21	/	3,23	28,15	
		$\sum F_V$	/	940,01	15,16	28,15	7,45

Tableau 9-1 : Les forces du vent sous V1

Pour le calcul des coordonnées des points d'application des résultants des F_H et F_V on applique ces formules :

$$X_{FH} = \frac{\sum F_H \times x_i}{\sum F_H} \quad ; \quad Y_{FH} = \frac{\sum F_H \times y_i}{\sum F_H} \quad ; \quad Z_{FH} = \frac{\sum F_H \times z_i}{\sum F_H}$$

$$X_{FV} = \frac{\sum F_V \times x_i}{\sum F_V} \quad ; \quad Y_{FV} = \frac{\sum F_V \times y_i}{\sum F_V} \quad ; \quad Z_{FV} = \frac{\sum F_V \times z_i}{\sum F_V}$$

**Figure 9-1 : Résultante totale des pressions agissant sur la structure dans le sens V1**

- Calcul du M_R :

Pour le vent perpendiculaire à la façade principale et postérieure on a :

$$M_R = F_H \times 6,5 + F_V \times (30 - 15) = 652,2 \times 6,5 + 940,01 \times (30 - 15) = 18339,4 \text{ KN.m}$$

9.2.1.2 Vent perpendiculaire au pignon :

- Façade principale et postérieure :

Tous les résultats de calcul sont dans le tableau qui suit :

Zone	Wzj (KN/m ²)	S (m ²)	F_H (KN)	F_V (KN)	Point d'application		
					X (m)	Y (m)	Z (m)
D	0,786	399	313,61	0	15	0	6,5
E	0,105	399	41,89	0	15	56,30	6,5
Fsup	2,274	1,40	0	3,18	6,56	0,375	8,25
Fsup	2,274	1,40	0	3,18	8,43	0,375	8,25
Fsup	2,274	1,40	0	3,18	21,56	0,375	8,25
Fsup	2,274	1,40	0	3,18	23,43	0,375	8,25
Finf	1,810	1,40	0	2,53	0,937	0,375	6,75
Finf	1,810	1,40	0	2,53	14,06	0,375	6,75
Finf	1,810	1,40	0	2,53	15,93	0,375	6,75
Finf	1,810	1,40	0	2,53	29,06	0,375	6,75

G1	1,767	2,81	0	4,96	3,75	0,375	7,5
G2	1,767	2,81	0	4,96	11,25	0,375	7,5
G3	1,767	2,81	0	4,96	18,75	0,375	7,5
G4	1,767	2,81	0	4,96	26,25	0,375	7,5
H1	0,540	22,5	0	12,15	3,75	2,25	7,5
H2	0,540	22,5	0	12,15	11,25	2,25	7,5
H3	0,540	22,5	0	12,15	18,75	2,25	7,5
H4	0,540	22,5	0	12,15	26,25	2,25	7,5
I1	0,394	394,12	0	155,28	3,75	30,02	7,5
I2	0,394	394,12	0	155,28	11,25	30,02	7,5
I3	0,394	394,12	0	155,28	18,75	30,02	7,5
I4	0,394	394,12	0	155,28	26,25	30,02	7,5
	$\sum F_H$		355,5	/	15	3	6,5
	$\sum F_V$		/	712,40	15	26,5	7,5

Tableau 9-2 : Les forces du vent sous V2

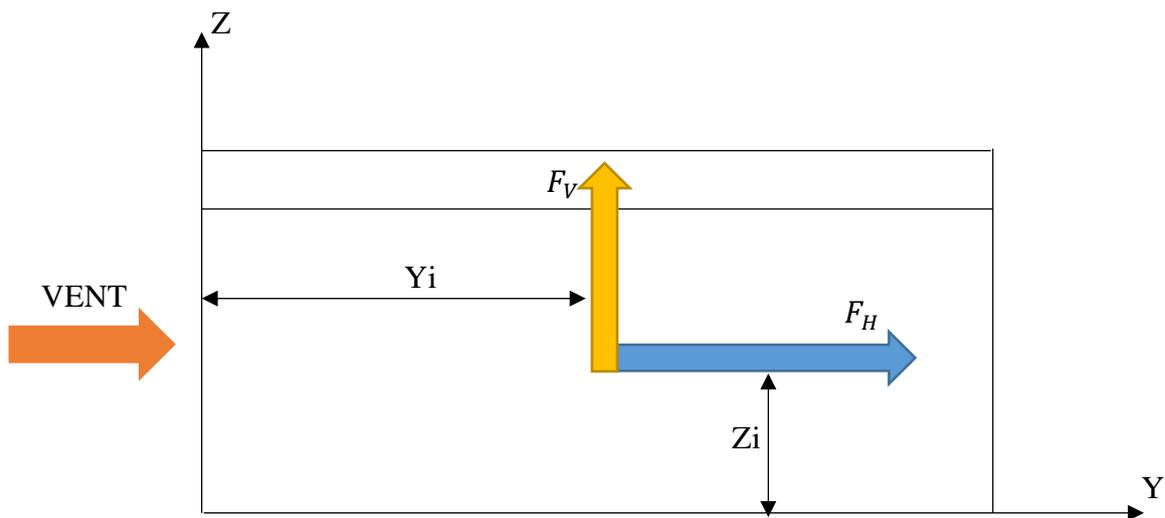


Figure 9-2 : Résultante totale des pressions agissant sur la structure dans le sens V2

- Calcul du Moment renversant M_R :

Pour le vent perpendiculaire à la façade principale et postérieure on a :

$$M_R = F_H \times 6,5 + F_V \times (56,30 - 26,5)$$

$$M_R = 355,5 \times 6,5 + 712,40 \times (56,30 - 26,5) = 23540,27 \text{ KN.m}$$

9.2.2 Calcul du moment renversant sous l'effet sismique :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol –fondation.

9.2.2.1 Réaction à la base :

Mode	Réaction					
	Fx (KN)	Fy (KN)	Fz (KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)	Mz (KN.m)
CQC	189,03	174,95	1626,17	33,19	206,81	3,21

Tableau 9-3 : Réaction à la base due à l'effet sismique

CQC : combinaison quadratique complète.

$$M_{R/xx} = M_{xx} + F_z \times Y_G$$

$$M_{R/yy} = M_{yy} + F_z \times X_G$$

Avec :

Y_G ; X_G : Coordonnée de centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses statiques globales

$$Y_G = 27,66m \quad X_G = 14,91m$$

D'où :

$$M_{R/xx} = 33,19 + 1626,17 \times 27,66 = 45013,05 \text{ KN.m}$$

$$M_{R/yy} = 206,81 + 1626,17 \times 14,91 = 24453 \text{ KN.m}$$

9.3 Calcul des moments stabilisants :

On a le poids de la structure :

$$P_T = 21265,52 \text{ KN} \quad (\text{Voir Chapitre 5})$$

D'où :

$$M_{st/xx} = P_T \times Y_G = 21265,52 \times 27,66 = 588204,28 \text{ KN.m}$$

$$M_{st/yy} = P_T \times X_G = 21265,52 \times 14,91 = 317068,90 \text{ KN.m}$$

- Vérification globale :

Toutes les vérifications seront résumées dans le tableau ci-dessous :

			$M_R \text{ (KN.m)}$		$M_{st} \text{ (KN.m)}$		OBS
			/XX	/YY	/XX	/YY	
Cas du Vent	Vent Perpendiculaire Au long pan	Principale et postérieure	/	18339,4	/	317068	V
	Vent Perpendiculaire Au Pignon	Principale et postérieure	23540,27	/	588204	/	V
Cas du séisme			45013,05	24453	0,8Mst	0,8Mst	V
					470563	253655	

Tableau 9-4 : Vérification au renversement de la structure

Tous les moments résistants (Stabilisateurs) sont supérieurs aux moments renversants,
Donc il n'y a pas de risque au renversement et la stabilité de l'ensemble est vérifiée.

9.4 Conclusion :

Notre structure est stable.

10 Chapitre X :
Comportement des poutres au déversement

10.1 Introduction :

Dans le cadre de notre étude sur les structures, nous avons rencontré des difficultés significatives lors de la vérification du déversement pour la majorité de nos éléments notamment les traverses. Afin de mieux comprendre et résoudre ces problèmes, ce chapitre est spécifiquement dédié à l'étude du comportement au déversement des poutres fléchies. Nous allons analyser en détail les facteurs influençant le déversement, les méthodes de vérification employées et les défis rencontrés. À la fin de ce chapitre, nous présenterons une conclusion générale qui synthétisera nos observations et nos recommandations concernant le choix des profils à utiliser et les liaisons appropriés pour une résistance suffisante à moindre coût.

10.2 Définition :

Le déversement est un phénomène de perte de stabilité latérale-torsionnelle des poutres soumises à des charges de flexion, il est aussi défini comme étant le flambement latérale de la partie comprimée. Lorsqu'une poutre subit une flexion, elle peut se déformer non seulement dans le plan de la charge, mais également se tordre et se déplacer latéralement. Ce phénomène est particulièrement critique dans les poutres longues et minces, où la résistance à la torsion et à la flexion latérale est moindre. Le déversement peut entraîner une défaillance structurelle soudaine, d'où l'importance de le vérifier et de le prévenir dans la conception et l'analyse des structures

10.3 Facteur influant le phénomène de déversement :

Ce phénomène d'instabilité se produit généralement si :

- La barre fléchie présente une faible inertie à la flexion transversale et à la torsion (I_y/I_z) est très grand et le moment de la torsion est faible ;
- La distance entre appuis empêchant le déplacement dans la direction perpendiculaire au plan de flexion est importante.

Nous disposons de traverses en IPE330 et avons opté pour vérifier trois facteurs influant le déversement. Les évaluations incluent : le moment critique en fonction de la portée, et en fonction du type d'appuis K_z , et le point d'application de la charge sur la section Z_g . L'influence de la nature de la section est aussi considérée pour étudier la variation du moment critique M_{cr} en fonction du rapport I_y/I_z ainsi que la grandeur du moment d'inertie à la torsion. Pour ceci nous avons aussi étudié les profilés HEA240 et HEB220,

- Dans nos calculs nous avons utilisé le logiciel éléments finis Robot structure pour l'évaluation du moment critique M_{cr} . Les caractéristiques des profilés choisis :

	I_y (cm^4)	I_z (cm^4)	I_y/I_z	I_t (cm^4)	A (cm^2)	G (Kg)
IPE330	11769,9	788	14,93	28,15	62,6	49,1
HEA240	7763,2	2768,9	2,80	41,55	76,8	60,3
HEB220	8091	2842,7	2,84	76,57	91	71,5

Tableau 10-1 : Les caractéristiques des profilés choisis

Nous procéderons au calcul du moment critique avec la prise en compte des :

- Imperfections des appuis de poutre
- Conditions de chargement

- Allure des moments fléchissant.

L'élançement critique est en fonction du Moment critique :

$$\lambda_{lt} = \sqrt{\frac{W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} \quad [\text{Annexe F a EC3}]$$

Le moment critique de déversement est défini dans l'Eurocode 03 [Annexe F]:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(k_z L)^2} \left[\sqrt{\left(\frac{k_z}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k_z L)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right]$$

10.3.1 Influence de la portée sur le moment critique pour les différentes sections :

Dans cette vérification, on considère la section de notre traverse IPE330, avec d'autres profilés de sections différentes à savoir un HEA240 et un HEB220, l'objectif est de déterminer l'évolution de M_{cr} en fonction de la portée et des caractéristiques de la section, notamment I_y/I_z

A l'aide du graphe ci-dessous, nous présentons les différents courbes du moment critique en fonction de la portée de 5 m jusqu'à 10 mètre pour ces profilés.

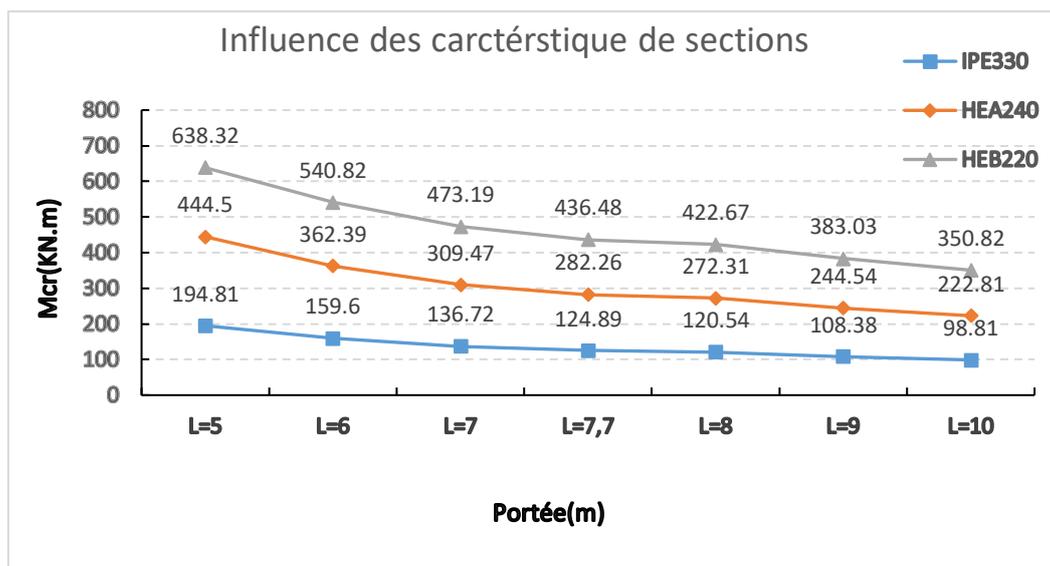


Figure 10-1 : Evaluation du moment critique en fonction de la portée

Ce graphe met en évidence les différentes courbes du moment critique en fonction de la portée, allant de 5 mètres à 10 mètres, pour divers profilés. Il ressort de cette analyse que, indépendamment de la section des profilés, une augmentation de la portée entraîne systématiquement une diminution du moment critique, cela signifie que le risque de déversement des profilés augmente avec la longueur de la portée. Le rapport I_y/I_z influence considérablement le moment critique. En effet la valeur de M_{cr} est inversement proportionnelle au rapport I_y/I_z . Il faut alors souligner l'importance d'un meilleur choix des sections de travers lors du dimensionnement des structures pour assurer leur stabilité et sécurité sans négliger l'aspect économique.

10.3.2 Influence de type d'appuis sur le moment critique :

Dans cette étude, nous analysons la traverse IPE330 pour évaluer l'influence des types d'appuis sur le moment critique, un facteur clé pour la stabilité des structures en acier. En comparant différentes configurations d'appuis simplement appuyés, encastrés et mixtes nous utilisons un graphique pour illustrer comment chaque type affecte le moment critique.

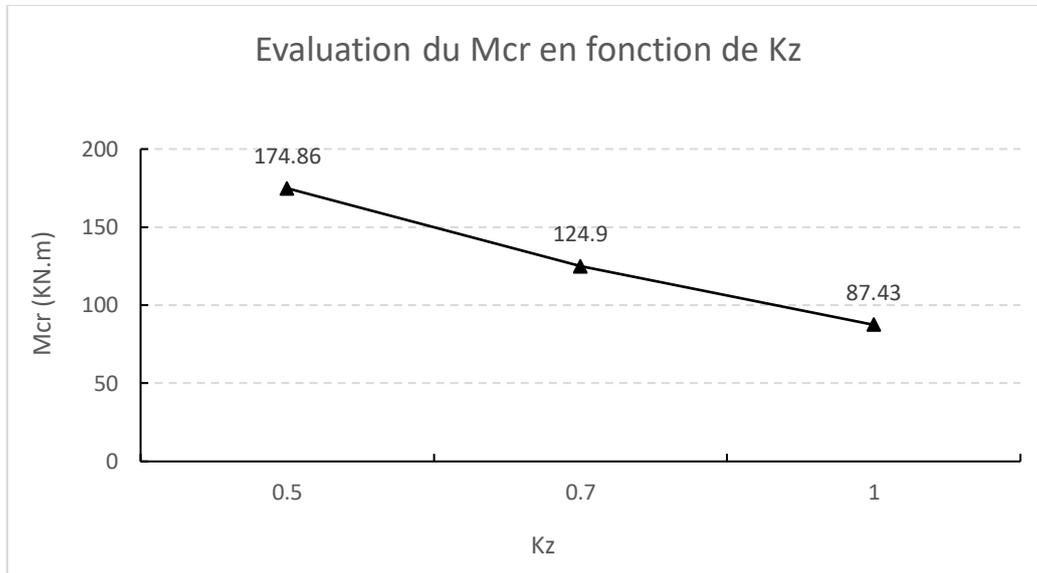


Figure 10-2 : Evaluation du moment critique en fonction de Kz

Notre analyse montre que lorsque la traverse IPE330 est encastree à ses extrémités, le moment critique augmente, réduisant ainsi le risque de déversement. En revanche, avec des appuis articulés aux extrémités, le moment critique diminue, ce qui accroît le risque de déversement. Ces observations soulignent l'importance de choisir des conditions de support adéquates pour garantir la stabilité et la sécurité des structures en acier.

10.3.3 Influence de la position de la charge sur le moment critique :

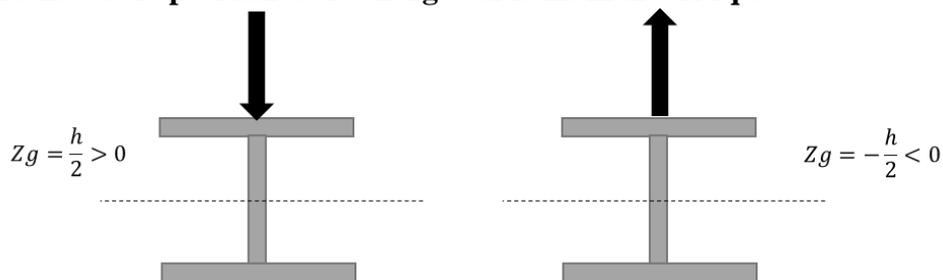


Figure 10-3 : La valeur de Zg par rapport à la direction de la charge

Dans cette étude, nous comparons la traverse IPE330 avec les profils HEA240 et HEB220 en évaluant le moment critique en fonction de la position de la charge Zg . Nous considérons deux cas : des poutres bi-articulées et bi-encastrees avec $Zg > 0$ et $Zg < 0$ correspondant respectivement au cas de charge sur semelle supérieure et charge sur semelle inférieure. Pour chaque type de support, nous analysons comment la position de la charge influence le moment critique. Cette analyse nous permet de comprendre les effets de la position de la charge sur la stabilité des différents profils, fournissant des informations essentielles pour optimiser le choix des poutres en fonction des conditions de charge et des exigences de stabilité structurelle.

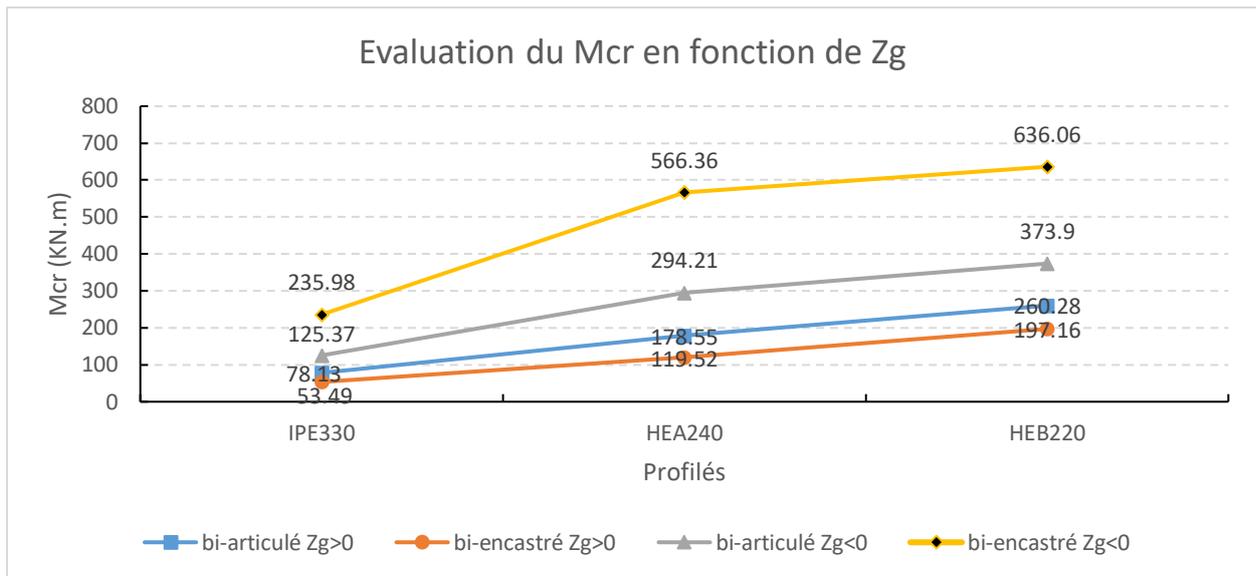


Figure 10-4 : Evaluation du Moment critique en fonction de Z_g

Dans ce graphe nous pouvons conclure que lorsque la position de la charge Z_g se rapproche de la semelle comprimée, le moment critique diminue, ce qui augmente le risque de déversement. Cette tendance est observée pour les profils IPE330, HEA240 et HEB220. Elle est valable pour les poutres bi-articulées et bi-encastées. Ces résultats soulignent l'importance de considérer la position de la charge pour garantir la stabilité et la sécurité des structures en acier.

10.4 Conclusion :

En conclusion de notre chapitre sur le déversement, nous avons analysé les traverses IPE330, et des HEA240 et HEB220 en utilisant le logiciel ROBOT. Nous avons évalué le moment critique en fonction de la portée, du type d'appuis et de la position de la charge Z_g . Les résultats obtenus montrent que le moment critique varie significativement avec ces paramètres : il augmente avec des appuis encastés et diminue à mesure que la charge se rapproche de la semelle comprimée, augmentant ainsi le risque de déversement. Ces analyses fournissent des informations essentielles pour optimiser le choix des profils et des configurations de support afin de garantir la stabilité et la sécurité des structures en acier.

Toutes fois d'autres solutions existent concernant le choix des profils de poutre toutes en respectant l'aspect économique. En peut par exemple bloquer le flambement latéral de la semelle comprimé par des bracons. Cette solution est d'ailleurs adoptée dans le cas de notre traverse en IPE330.

Conclusion générale

Cette étude de projet nous a permis, d'une part, de mettre en pratique et d'approfondir les connaissances acquises durant notre cursus, et d'autre part, de nous familiariser avec les règlements en vigueur. La complexité des calculs en génie civil nécessite inévitablement l'utilisation d'outils numériques, qui nous font gagner en temps, en précision et en fiabilité. La nécessité d'un logiciel de calcul nous a conduits à acquérir certaines compétences sur le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions :

- Les actions du vent sont particulièrement défavorables pour les structures métalliques, mais la présence d'un plancher mixte rend la structure également sensible aux actions sismiques.
- Les efforts engendrés par l'action du vent sont proportionnelle à la hauteur de la structure.
- La disposition des contreventements joue un rôle crucial dans le comportement global de la structure.
- Vu l'importance des charges et surcharges sollicitant la structure, nous avons augmenté la rigidité des éléments porteurs et contreventement afin de répondre aux différentes vérifications en vigueur.
- La modélisation d'un plancher mixte comme un diaphragme infiniment rigide est extrêmement efficace pour la transmission des charges.
- Une conception adéquate des assemblages est essentielle pour assurer la stabilité des structures métalliques.
- La modélisation doit être aussi proche que possible de la réalité, pour avoir les meilleurs résultats possibles.

Enfin, notre objectif ultime dans cette étude est de concevoir un ouvrage qui soit à la fois résistant et sécurisé. Il s'agit de s'assurer que la structure puisse supporter les différentes charges et contraintes auxquelles elle sera soumise tout au long de sa durée de vie. En garantissant la solidité de l'ouvrage, nous visons à protéger non seulement la vie des personnes qui l'utiliseront, mais aussi leurs biens.

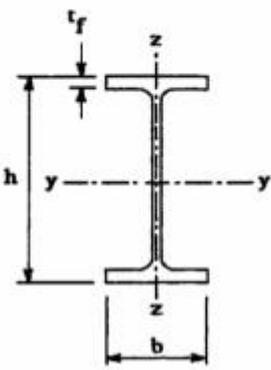
Les références bibliographiques

- (1) BAEL 91, Béton Armé aux Etats Limites,
- (2) EUROCODE 3 ; Calcul des éléments résistants d'une construction métallique.
- (3) DTR.C- 2-47, Règlement neige et vent « RNV Version 2013 ».
- (4) DTR.B.C-2-48, Règles Parasismiques Algériennes « RPA99 Version 2003 », Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger
- (5) EUROCODE 1, Bases de calcul et action sur les structures.
- (6) Jean Morel : Calcul des Structures métalliques selon EC3
- (7) Cours de 1^{er} année master et 3^{eme} année Génie civil.

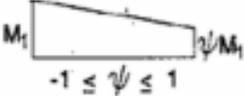
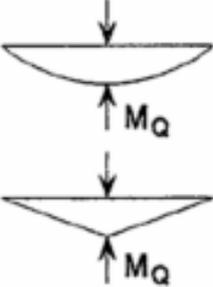
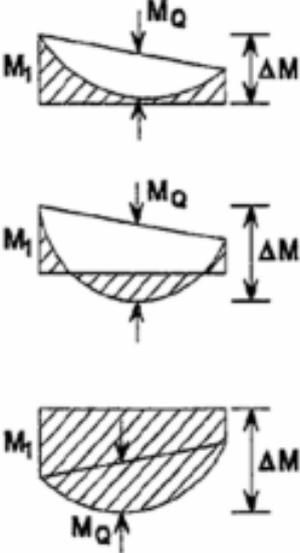
Annexe 1 : Table des armatures

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

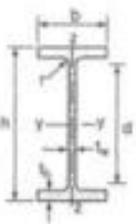
Annexe 2 : Choix de la courbe de flambement

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
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z	d d

Annexe 3 : Le facteur de moment uniforme équivalent β_m

Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
Moments d'extrémité  $-1 \leq \psi \leq 1$	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
Moment créé par des forces latérales dans le plan 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité 	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = \text{Max}M \quad \text{dû aux charges transversales seulement}$ $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

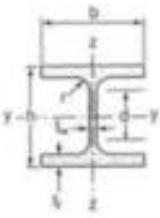
Annexe 4 : Tableau des profilés utilisés

Poutrelles									
MATÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
	Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section	
	h	b	a	e	r	h ₁	P	A	
	h	b	t _w	t _f	r	d	P	A	
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	
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											
		Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion
		I_x	I_x/I_{x0}	I_y	-	-	I_y	I_y/I_{y0}	I_z	-	-	J
		I_y	$W_{el,y}$	I_z	$W_{el,z}$	A_{e2}	I_x	$W_{el,x}$	I_z	$W_{pl,z}$	A_{ey}	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	38,4	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	13,8	8,8	1,74	
IPE 140	541,2	77,3	5,74	85,3	7,8	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	34,8	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	37,34	2,48	58,1	21,3	9,07	
IPE 240	3891,6	324,3	9,97	366,6	19,1	283,58	47,25	2,69	73,9	24,8	12,68	
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	163,7	38,7	26,15	
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	2443,6	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	

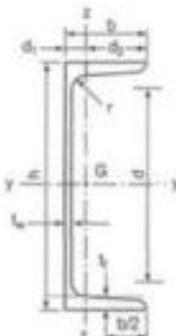
Annexe

Poutrelles									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
	Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section	
	h	b	a	e	r	h ₁	P	A	
	h	b	t _w	t _f	r	d	P	A	
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	
HEA 100	96	100	5,0	8	12	56	16,7	21,2	
HEA 120	114	120	5,0	8	12	74	19,9	25,3	
HEA 140	133	140	5,5	8,5	12	92	24,7	31,4	
HEA 160	152	160	6,0	9	15	104	30,4	38,8	
HEA 180	171	180	6,0	9,5	15	122	35,5	45,3	
HEA 200	190	200	6,5	10	18	134	42,3	53,8	
HEA 220	210	220	7,0	11	18	152	50,5	64,3	
HEA 240	230	240	7,5	12	21	164	60,3	76,8	
HEA 260	250	260	7,5	12,5	24	177	68,2	86,8	
HEA 280	270	280	8,0	13	24	196	76,4	97,3	
HEA 300	290	300	8,5	14	27	208	88,3	112,5	
HEA 320	310	300	9,0	15,5	27	225	97,6	124,4	
HEA 340	330	300	9,5	16,5	27	243	104,8	133,5	
HEA 360	350	300	10,0	17,5	27	261	112,1	142,8	
HEA 400	390	300	11,0	19	27	298	124,8	159,0	
HEA 450	440	300	11,5	21	27	344	139,8	178,0	
HEA 500	490	300	12,0	23	27	390	155,1	197,5	
HEA 550	540	300	12,6	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	

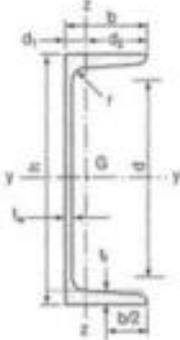
Annexe

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques												
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-201 Tolérances : NF EN 10034											
		Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion J
I_x		I_x/I_y	I_y	-	-	I_y	I_x/I_y	I_y	-	-	J	
$W_{el,x}$		$W_{pl,x}$	A_{ce}	I_x	$W_{el,x}$	I_y	$W_{pl,y}$	A_{cy}	I_y	$W_{el,y}$	I_x	
	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	806,2	106,3	4,89	119,5	8,5	230,9	36,5	3,02	58,9	20,1	5,99	
HEA 140	1033,1	155,4	5,73	173,5	10,1	389,3	56,6	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	824,6	102,7	4,52	156,5	35,5	14,80	
HEA 200	3692,2	388,6	8,28	429,5	18,1	1235,6	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	18293,5	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	1893,8	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	308,27	
HEA 550	111933,2	4185,6	22,99	4821,8	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	11268,1	751,3	7,05	1155,7	155,2	397,81	
HEA 650	175178,2	5474,3	26,80	6136,3	102,2	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												
MATÉRIE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
UPN	 <p>Inclinaison des ailes : $h < 300$: 8 % $h > 300$: 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 _y
		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											
UPN (suite)	 <p>Inclinaison des ailes : h < 300 : 8 % h > 300 : 5 %</p>											
	Profils	Caractéristiques de calcul									Moment d'inertie de torsion	
		I_x	I_y/V_x	I_y	-	-	I_y	I_x/V_y	I_x	-		J
		I_y	$W_{el,y}$	I_x	$W_{el,x}$	A_{e2}	I_x	$W_{el,x}$	I_y	$W_{el,y}$		I_x
		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	28,3	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	33,6	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	29,26	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

Laminés 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 P	Aire de la section A	Caractéristiques de calcul			
		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
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	8,63	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	12,34	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 5 : Fiche technique du panneau sandwich

EPAISSEUR DE PANNEAU mm	K COEFFICIENT DE TRANSMISSION THERMIQUE		POIDS DE PANNEAU AVEC TôLES EN ACIER EXTERNE ET INTERNE 0,5 mm kg / m ²
	Kcal / m ² h C	Watt / m ² K	
30	0.47	0.54	9.65
40	0.38	0.44	10.05
50	0.31	0.36	10.45
60	0.27	0.31	10.85
80	0.21	0.24	11.65
100	0.17	0.19	12.45
120	0.14	0.16	13.25

Annexe 6 : les valeurs des sollicitation dans l'EC3

1. Sollicitations dans le plan d'inertie maximale		
Réactions d'appuis		
Moment de flexion maximum		
Flèches maximum	$f_0 = \frac{5}{384} \frac{p l^4}{EI} < \frac{l}{200}$	$y = \frac{1}{EI} \left[\frac{p l^2 x}{48} - \frac{p l x^3}{16} + \frac{p x^4}{24} \right]$ $y_{\max} \text{ pour } x = \frac{3}{8} l, \text{ soit}$ $f_0 = \frac{2,05}{384} \frac{p l^4}{EI} = 0,41 f_0 < \frac{l}{200}$
2. Sollicitations dans le plan d'inertie minimale		
Panne sans lierne		$M_{\max} = \frac{p' l^2}{8}$
Panne avec une lierne à mi-portée		$M_{\max} = -\frac{p' l^2}{32}$
Panne avec deux liernes aux tiers de la portée		$M_{\max} = -\frac{p' l^2}{72}$

Annexe 07 : Caractéristique de la tôle (COFRASTRA40)

Epaisseurs (mm)			Poids (daN/m ²)	Section A _p (mm ² /m)	Volume des vides V (cm ³ /m ²)	Section efficace A _{pe} (cm ² /m)	Axe neutre	
Z275	Optigal AMC ZM175	Nue					Elastique (mm)	Plastique (mm)
0,75	0,74	0,71	9,8	1183	106	1013	10,61	1,65
0,88	0,87	0,84	11,5	1400	106	1099	10,61	1,65
1,00	0,99	0,96	13,1	1600	106	1370	10,61	1,65

**LES PLANS D'ARCHITECTEURS
ET LE RAPPORT DU SOL**