



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'études

En Vue d'Obtention du Diplôme de Master en génie civil

Option : Construction métallique

Thème :

***Etude d'une salle omnisport en construction
métallique avec toiture en voûte***

Réalisé par :

**M^{lle} BRIBI Ouerdia
M^{lle} SAADA Fadila**

Promoteur :

M^r HAZZAM.M

Membres de jury :

**LARABAT .Z
BENYESSAD.D**

Promotion 2015-2016

REMERCIEMENTS

Au terme de ce modeste travail, nous rendons louange à Dieu le tout puissant de nous avoir donné le courage et la volonté de l'avoir accompli ce modeste travail

Comme nous tenons à adresser nos vifs remerciements :

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

A Mr HEZZAM.M: Notre promoteur, pour nous avoir guidé

Aux membres de jury : Pour avoir accepté de juger notre travail.

Et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la concrétisation de ce travail.

Ouerdiaet fadila

Dédicace :

*Je dédie ce modeste travail
A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les
moments les plus pénibles de ce long chemin, ma
mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant
toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie
afin de me voir devenir ce que je suis
A mon frère et mes soeurs
A Hakim qui a toujours été là pour moi
A mes amis
A ma binôme Faila et sa famille*

Ouerdia

Dédicace :

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

La mémoire de mon défunt frère que dieu le tout puissant accueille en son vaste paradis.

A mes chères sœurs et chers frères.

A toute ma famille sans exception.

A ma binôme et sa famille.

A tous mes enseignants de mon cursus d'étude.

A tous mes amis(e).

A tous ce que j'aime.

A toute la promotion de la construction métallique.

Fadila.

Sommaire

Introduction générale	1
------------------------------------	---

CHAPITRE I : GENERALITES.

I.1 : Introduction:	3
I.2 : Présentation de l'ouvrage :	3
I.3 : Caractéristiques de l'ouvrage :	3
I.3.1 : Architecturales :	3
I.3.2 : Géométrie :	3
I.4 : Eléments de l'ouvrage :	4
I.5 : Caractéristiques du sol :	6
I.6 : Matériaux utilisés:	6
I.6.1 : L'acier :	6
I.6.1.1 : Essai de contrôle des aciers :	6
I.6.1.2: Les Propriétés de l'acier doux :	7
I.6.2 : Béton :	7
I.7 : Les hypothèses fondamentales de calcul aux états limites :	8
I.7.1 : Définition	8
I.7.2 : Etat Limite Ultime (ELU) :	8
I.7.3 : Etat Limite de Service (ELS) :	8
I.8 : Actions et combinaisons d'actions :	8
I.8.1 : Situations durables :	8
I.8.2 : Situations accidentelles :	9
I.10 : Règlements Utilisés :	10

CHAPITRE II : ETUDE DU VENT.

II.1. Introduction :	11
II.2. Etude au vent :	11
II.2.1. Détermination des différents paramètres et coefficients du calcul :	12
II.2.1.1. <i>Effet de la région (q_{ref})</i> :	12
II.2.1.2. <i>Hauteur de référence z_e</i> :	12
II.2.1.3. <i>Coefficient topographique(C_t)</i> :	12
II.2.1.4. <i>Coefficient dynamique(C_d)</i> :	13
II.2.1.5. <i>Détermination de la pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$</i> :	13
II.2.2. Calcul des pressions :	14

II.2.2.1. Vent perpendiculaire au long-pan sens V_1 (façade principale) :	15
II.2.2.2. Vent perpendiculaire au long-pan sens V_2 (façade secondaire) :	22
II.2.2.3. Vent perpendiculaire au pignon V_3 ou V_4 (façades latérales) :	26
II.2.3 .Action d'ensemble :	31
II.2.3.1 : vent perpendiculaire sur la façade principale V_1	31
II.2.3.2 : vent perpendiculaire sur la façade secondaire V_2	32
II.2.3.3 : vent perpendiculaire sur Les façades latérales V_3 :	33
II.3 : ACTION DE LA NEIGE :	34
II.3.1 Neige sur toiture :	35
CHAPITRE III : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS.	
III.1 : Introduction :	36
III.2 : Calcul des pannes :	36
III.2.1 : Données du calcul :	36
III.2.2 : Détermination des sollicitations :	36
III.2.2.1 : Evaluation des charges et surcharges :	36
III.2.2.2 : Combinaisons des charges les plus défavorables :	39
III.2.2.3 : Les combinaisons d'actions :	40
III.2.3 : Principe de pré dimensionnement :	41
III.2.3.1 : Vérification à l'ELS (flèche) :	41
III.2.3.2 : Vérification à l'ELU (résistance).....	42
III.2.4 : Pré dimensionnement :	44
III.2.5 : dimensionnement des pannes :	44
III.3. Calcul des liernes :	51
III.3.1. Définition :	51
III.3.2. Dimensionnement des liernes :	51
III.3.2.1 : Calcul de l'effort de traction dans le lierne la plus sollicité :	51
III.3.2.2 Calcul de la section des liernes :	52
III.4. Calcul de l'échantignolle :	52
III.4.1. Définition :	52
III.4.2. Détermination des sollicitations :	53
III.4.2.1. Combinaison du calcul :	53
III.4.2.2. Calcul des réactions :	53
III.4.2.3. Calcul du moment de renversement :	53

III.4.2.4. Epaisseur de l'échantignolle:	54
III.5. Calcul des fermes.....	55
III.5.1. Définition.....	55
III.5.2. Détermination des charges revenantes sur la ferme	56
III.5.2.1. Calcul des charges revenantes sur chaque nœud	57
III.5.2.2. Calcul des forces selon les combinaisons de charges	58
III.5.3. Détermination des efforts dans les barres.....	58
III.5.4. Dimensionnement des barres.....	59
III.5.4.1. Membrures supérieures	60
III.5.4.2. Membrures inférieures :	60
III.5.4.3. Les montants	61
III.5.4.4. Les diagonales.....	61
III.5.5 : Vérification des éléments comprimés au flambement :	61
III.5.6 : Calcul du poids réel de la ferme :.....	64
III.6 : Les lisses de bardages :	65
III.6.1. Modes de fonctionnement :	65
III.6.2 : lisses de bardage de pignon :	66
III.6.2.1. Evaluation des charges et surcharges :.....	66
III.6.2.2. Condition de la flèche :	67
III.6.2.3. Vérification à l'état limite ultime :.....	68
III.6.2.4. Vérification au cisaillement :	69
III.6.2.5 Vérification au déversement :	69
III.6.2.6. Vérification à l'état limite de service :.....	70
III.6.3.Calcul des liernes :.....	71
III.6.4 : Les lisses de Lang pan :.....	72
III.6.4.1.Condition de la flèche :	74
III.6.4.2 Vérification à l'état limite ultime :.....	74
III.6.4.3.Vérification au cisaillement :	74
III.6.4.4.Vérification au déversement :	75
III.6.4.5 Vérification à l'état limite de service :.....	76
III.6.5.Calcul des liernes :.....	76
III.7 : Calcul des potelets :.....	78
III.7.1.Evaluation des charges et surcharges :	78

III.7.2. Principe de dimensionnement :.....	79
III.7.2.1 : Condition de flèche :.....	79
III.7.2.2 : Vérification aux instabilités :.....	87
CHAPITRE IV : ETUDES DES CONTREVENTEMENTS.	
IV.1 : Introduction :	88
IV.2 : Effort du vent sur le pignon:	88
IV.2.1 : calcul des efforts horizontaux :	88
IV.2.2 : Détermination des sollicitations max dans les éléments de la poutre au vent :	89
IV.2.2.1 : Section de la diagonale :.....	90
IV.2.2.2 : Calcul de la section brute A :.....	90
IV.2.2.3 : Vérification à la résistance ultime de la section :	91
IV.3 : Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance :	93
IV.3.1 : Vérification de la section à la résistance :	93
IV.3.2 : Vérification de l'élément aux instabilités (déversement) :.....	94
IV.4 : Calcul de la palée de stabilité en long pans :	97
IV.4.1. Dimensionnement de la palée de stabilité :	97
IV.4.1.1. Evaluation des efforts :	97
IV.4.1.2. Détermination de la section des diagonales :.....	97
IV.4.1.3. Vérification à la résistance ultime de la section :	97
IV.5. Calcul de la poutre sablière :	99
IV.5.1 : Pré dimensionnement :	99
IV.5.2 : Vérification de l'élément aux instabilités :	101
CHAPITRE V : ETUDE SISMIQUE.	
V.1 INTRODUCTION :	102
V.2 Analyse de la structure :	102
V.2.1 Type d'analyse :.....	102
V.2.2 Méthodes de calcul :	102
V.2.2.1 La méthode statique équivalente :.....	103
V.2.2.2 La méthode modale spectrale :.....	106
V.2.3 : Principe de la méthode spectrale :.....	108
V.3 : Analyse des résultats :	113
V.3.1 : Les combinaisons de calcul :	113
V.3.2 : Vérification de la résultante des forces sismiques :.....	113

V.3.3 : Vérification des déplacements :	113
V.4 : Effet de deuxième ordre :	116

CHAPITRE VI : VERIFICATION DES ELEMENTS.

VI.1. Introduction.....	117
VI.2. Vérification des éléments de la ferme	117
VI.2.1. Vérification à la traction :	117
VI.2.2. Vérification au flambement :	117
VI.2.3. Condition de résistance :	117
VI.3. Vérification des contreventements :	120
VI.3.1 : contreventements horizontaux :	120
VI.3.2 : contreventements verticaux :	122
VI.4. Vérification des poteaux (HEA300) :	122
VI.5 : Vérification par logiciel ROBOT 2013 :	129

CHAPITRE VII : CALCUL DES ASSEMBLAGES.

VII.1 Introduction :	130
VII.2 : Les principes de l'assemblage :	130
VII.3 : Fonctionnement des assemblages :	130
VII.4 : Rôle des assemblages :	132
VIII.5 : Assemblage des éléments de la ferme:.....	132
VII.5.1 : Pré dimensionnement du gousset:.....	133
VII.5.2 : Pré dimensionnement de la gorge:.....	133
VII.6 : Assemblage poteau – ferme : (HEA300 – 2L (90×90×10) :.....	137
VII.6.1 : Disposition des boulons :	138
VII.6.2 : Vérifications nécessaires :	139
VII.6.3 : Vérification supplémentaire :	140
VII.7 : Assemblage des deux éléments de la ferme :	143
VII.7.1 : Détail d'assmblage:	143
VII.7.2 : Calcul du moment sollicitant en travée de la ferme :	144
VII.7.3 : Vérifications :	145
VII.8: Assemblage du contreventement (Palées de stabilités) :	146
VII.8.1 : Assemblage gousset-nœud du portique :	147
VII.8.2 : Assemblage des diagonales sur le gousset au niveau du nœud de portique :	148
VII.8.3 : Assemblage palée en croix de saint André :	150

VII.9: Assemblage des éléments de la Poutre au vent :	151
VII.9.1 : Assemblage de la diagonale sur le gousset :	151
VII.9.1.1 : vérification nécessaire :	151
VII.9.1.2 : Vérifications supplémentaires :	152
VII.9.2 : Dimensionnement du cordon de soudure :	153
VII.10 : Assemblage poteau- poutre sablière :	154
VII.10.1 : Assemblage platine – poteau :	154
VII.10.1.1 : Vérifications nécessaires:	155
VII.10.1.2 : Vérification supplémentaire :	158
VII.10.2 : Assemblage platine – poutre sablière :	158
VII.10.2.1 : Distribution des efforts sur les différents cordons:	159
VII.11 : Calcul de Pied de poteau :	160
VII.11.1 : Dimensionnement de la tige d'ancrage des poteaux :	161
VII.11.2 : Dimensionnement de l'épaisseur de la platine :	164
VII.12 : Calcul de Pied de potelet :	167
VII.12.1 : Vérification de la tige d'ancrage :	167
VII.12.2 : Dimensionnement de l'épaisseur de la platine :	169
CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.	
VIII.1. Introduction :	170
VIII.2. Calcul des fondations :	170
VIII.2.1 Détermination des sollicitations :	171
VIII.2.2 Pré dimensionnement de la semelle de poteau :	172
VIII.2.3 Dimensionnement de la semelle :	172
VIII.2.4 Vérification des contraintes :	174
VIII.2.5 Détermination des armatures de la semelle :	175
VIII.3. Calcul des longrines :	180
VIII.3.1. Introduction :	184
VIII.3.2. Pré dimensionnement :	185
VIII.3.3. Ferrailage :	187
VIII.4. Ferrailage des futs :	187
CHAPITRE IX : VERIFICATION D'ENSEMBLE.	
IX.1 : Introduction :	188
IX.2 : Détermination des moments renversants (M_R)	188

IX.2.1 : cas du vent :	188
IX.2.2 :cas de séisme :	193
Conclusion générale	195
Bibliographie	
ANNEXES	

Figure II.1: Les directions principales du vent.	12
Figure II.2 : les ouvertures de la façade principale.	14
Figure II.3 : les ouvertures de la façade secondaire.	15
Figure II.4: les ouvertures des façades latérales.	15
Figure II.5 : légende pour les parois verticales.	16
Figure II.6 : Répartition des valeurs de C_{pe} sur les parois verticale sens V_1	17
Figure II.7 : Coefficient de pression intérieure C_{Pi} des bâtiments sans face dominante.	18
Figure II.8 : subdivision de la toiture.	19
Figure II.9 : Valeurs de C_{pe} pour une toiture en voûtes à base rectangulaire.	20
Figure II.10 : Répartition des valeurs de C_{pe} sur la toiture V_1	20
Figure II.11 : légende pour les parois verticales.	22
Figure II.12 : Répartition des valeurs de C_{pe} sur les parois verticale sen V_2	23
Figure II.13 : subdivision de la toiture.	24
Figure II.14 : Répartition des valeurs de C_{pe} sur la toiture V_2	25
Figure II.15 : légende pour les parois verticales.	27
Figure II.16 : Répartition des valeurs de C_{pe} sur les parois verticale sen V_3	28
Figure II.17 : Légende pour les toitures à deux versants toiture V_2 sur pignon.	29
Figure II.18 : Valeurs de C_{pe} pour la toiture V_1 sur pignon.	30
Figure II.19 : pression sur les zones A B C D E.	31
Figure II.20: pression sur les zones F, G, H et l'auvent.	31
Figure II.21 : pression sur les zones A B C D E.	32
Figure II.22 : pression sur les zones F, G, H et l'auvent.	32
Figure II.23 : pression sur les zones A B C D E.	33
Figure II.24 : pression sur les zones F, G, H, D et E.	33
Figure II.25: pression sur les zones F, G, H, D et E.	34
Figure II.26: Représentation du versant de la toiture	35
Figure II.27 : chargement de neige sur la toiture.	35
Figure III.1 : Position de la panne sur le versant et repérage des axes.	36
Figure III.2 : Schéma statique de la panne sous la charge permanente.	37
Figure III.3 : Schéma statique de la panne sous charge d'entretien.	38
Figure III.4 : Schéma statique de la poutre équivalente.	38
Figure III.5 : Schéma statique de panne sous surcharge du vent.	39
Figure III.6 : Schéma statique de panne sous surcharge de la neige.	39
Figure III.7 : Plan de cisaillement.	42
Figure III.8 : Représentation de phénomène de déversement dans la semelle inférieure.	43
Figure III.9 : Schémas statique des pannes sur deux et trois appuis.	44
Figure III.10 : Sollicitation dans les pannes.	46
Figure III.11 : La position de l'effort tranchant.	47

Figure III.12 : <i>efforts de traction dans les liernes</i>	51
Figure III.14 : <i>Coupe transversale de l'échantignolle et les efforts sollicitant</i>	53
Figure III.15 : <i>détail de l'échantignolle (vue en 3D)</i>	54
Figure III.16 : <i>Schéma statique de la ferme</i>	55
Figure III.17: <i>Surface afférente des nœuds</i>	56
Figure III.18 : <i>disposition des lisses</i>	66
Figure III.19 : <i>les schémas statiques de la lisse dans les deux plans y-y et z-z</i>	66
Figure III.20 : <i>disposition des liernes (tirants) de pignon</i>	72
Figure III.21 : <i>disposition des liernes (tirants) de long pan</i>	77
Figure III.22 : <i>disposition des potelés</i>	79
Figure III.23 : <i>Représentation des charges et surcharge sur un potelet</i>	80
Figure IV.1 : <i>Poutre au vent en pignon</i>	87
Figure IV.2: <i>méthode des coupures</i>	89
Figure IV.3: <i>Schéma statique de palée de stabilité en long pan</i>	97
Figure IV.4: <i>méthode des coupures</i>	97
Figure IV.5 : <i>structure contreventée</i>	98
Figure IV.6 : <i>Schéma statique de la poutre sablière</i>	99
Figure IV.7 : <i>La poutre sablière</i>	99
Figure V.1: <i>Schéma du spectre de réponse suivant X</i>	106
Figure V.2: <i>Schéma du spectre de réponse suivant Y</i>	106
Figure V.3 : <i>Mode de déformation (1)</i>	109
Figure V.4 : <i>Mode de déformation (2)</i>	110
Figure V.5: <i>Mode de déformation (3)</i>	111
FigureVI.1 : <i>Illustration des éléments de la ferme les plus sollicités</i>	117
Figure VI.2: <i>Ladiagonale la plus sollicitée</i>	120
FigureVI.3: <i>Illustration du poteau le plus sollicité</i>	123
Figure VII.1 : <i>longueurs des soudures</i>	137
Figure VII.2 : <i>Détail assemblage Gousset- montant</i>	138
Figure VII.3 : <i>Détail assemblage Gousset- membrures</i>	139
Figure VII.4 : <i>Détail assemblage Gousset- membrures</i>	139
Figure VII.5 : <i>Détail assemblage ferme – poteau</i>	141
Figure VII.6 : <i>coupe transversal d'assemblage ferme – poteau</i>	141
Figure VII.7 : <i>distribution des efforts</i>	142
Figure VII.8 : <i>assemblage des deux éléments de la ferme</i>	147
Figure VII.9: <i>Détail d'assemblage des deux éléments de la ferme</i>	147
Figure VII.10 : <i>modèle de la ferme</i>	148

Figure VII.11 : <i>Assemblage gousset nœud du portique par cordon de soudure.</i>	151
Figure VII.12 : <i>Assemblage diagonale de palée sur gousset.</i>	152
Figure VII.13 : <i>Représentation de l'assemblage palée de stabilités.</i>	155
Figure VII.14 : <i>Représentation de l'assemblage poutre au vent.</i>	158
Figure VII.15 : <i>Représentation de l'assemblage Poteau –poutre sablière.</i>	159
Figure VII.16 : <i>Assemblage platine poutre.</i>	163
Figure VII.17 : <i>Tige d'encrage du pied du poteau.</i>	166
Figure VII.18 : <i>Dispositions constructives.</i>	166
Figure VII.19 : <i>Disposition des tiges d'encrages.</i>	167
Figure VII.20 : <i>Vérification de la section 1-1.</i>	170
Figure VII.21 : <i>Vérification de la section 2-2.</i>	170
Figure VII.22 : <i>Vérification de la section 3-3.</i>	171
Figure VIII. 1 : <i>Dimension de la semelle.</i>	173
Figure VIII.2 : <i>Schéma de ferrailage de la semelle.</i>	182
Figure VIII.3 : <i>Schéma de ferrailage des longrines.</i>	183
Figure VIII.4 : <i>Section du fut à ferrailer.</i>	184
Figure IX.1 : <i>Résultantes des forces horizontale et verticale sur la façade principale avec dépression intérieure.</i>	187
Figure IX.2 : <i>Résultantes des forces horizontale et verticale sur la façade principale avec dépression intérieure.</i>	190

Liste des Tableaux

Tableau II.1 : valeurs de C_{pe} pour les parois verticales sens V_1	14
Tableau II.2 : Valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture sens V_1	16
Tableau II.3 : Valeurs de C_{pe} correspond à chaque zone de la toiture V_1	17
Tableau II.4 : Valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture sens V_1	18
Tableau II.5 : valeurs de C_{pe} pour les parois verticales sens V	19
Tableau II.6 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales sens V_2	21
Tableau II.7 : Valeurs de C_{pe} correspond a chaque zone de la toiture V_2	21
Tableau II.8 : Valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture sens V_2	23
Tableau II.9 : valeurs de C_{pe} pour les parois verticales sens V_3	24
Tableau II.10 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales sens V_3	25
Tableau II.11 : C_{pe} Correspondant à chaque zone de la toiture sens V	26
Tableau II.12 : Valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture sens V_3	27
Tableau III.1 : efforts dans les barres.....	57
Tableau III.2 Vérification des éléments comprimés au flambement.....	61
Tableau III.3 : Vérification des éléments de la ferme au flambement.....	61
Tableau III.4 : Les sections des éléments de la ferme choisies.....	62
Tableaux IV.1 : Valeur de force (F_1).....	90
Tableau V.1 : Pénalité de vérification.....	107
Tableau V.2 : Pourcentage de participation massique.....	111
Tableau V.3 : Combinaisons de calcul.....	115
Tableau V.4 : Vérification de l'effort tranchant à la base.....	116
Tableau V.5 : Déplacement max en situation durable.....	117
Tableau V.6 : Déplacement relatif des niveaux.....	118
Tableau V.7 : Effet $P-\Delta$ suivant X-X.....	119
Tableau V.8 : Effet $P-\Delta$ suivant Y-Y.....	119
Tableau VI.1 : Vérification des éléments de la ferme.....	122
Tableau VI.2 : Vérification des éléments de contreventement horizontale.....	124
Tableau VI.3 : Vérification des éléments de contreventement verticale.....	125
Tableau VI.5 : vérification de membrure inférieure par ROBOT.....	131
Tableau VI.6 : vérification de membrure supérieure par ROBOT.....	131
Tableau VI.7 : vérification des diagonales par ROBOT.....	131
Tableau VI.8 : vérification des montants par ROBOT.....	131
Tableau VI.9 : vérification des montants de rive par ROBOT.....	131
Tableau VI.10 : vérification des diagonales de la poutre au vent par ROBOT.....	132
Tableau VII.1 : Caractéristique mécanique des boulons selon leur classe d'acier.....	133
Tableau VII.2 : Valeur du coefficient de frottement μ selon la surface.....	135

Tableau VII.3: Efforts dans les éléments de la ferme.....	136
Tableau VII.4 : Dimension des cordons de soudure.....	139
Tableau VII.5: Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.....	150
Tableau VII.6 : Dimension des cordons de soudure.....	157
Tableau V.III. 1: Les sollicitations à la base des poteaux HEA300.....	175
Tableau VIII. 2: Les sollicitations à la base de la semelle.....	178
Tableau VIII. 3: Vérification des contraintes dans le sol.....	179
Tableau VIII.4 : Les armatures des semelles.....	183
Tableau IX.1: forces extérieurs sens V1.....	185
Tableau IX.2: forces intérieurs sens V1.....	186
Tableau IX.3: la force Fw résultante cas V1.....	186
Tableau IX.4: Forces extérieurs V3.....	188
Tableau IX.5: forces intérieurs sens V3.....	188
Tableau IX.6: la force Fw résultante cas V3.....	189
Tableau IX.7 : Réactions à la base due aux effets sismiques.....	190

INTRODUCTION GENERALE :

Le but des études génie civil est de concevoir des bâtiments capables de résister aux multiples phénomènes naturels (tremblements de terres, vent extrême ...etc.). Ceci implique la création de systèmes structuraux combinant de manière optimale les propriétés qui les rendent aptes à encaisser les efforts auquel ils seront soumis et à les transmettre aux fondations.

Les structures actuelles se caractérisent par la complexité de leurs modèles telles que les formes variables et les courbures multiples, ainsi que par leurs grandes portées, ce qui a fait appel à l'utilisation des constructions métalliques qui apporte au programme de construction des avantages à savoir :

La fiabilité, la rapidité d'exécution, la grande résistance de l'acier, la tenue aux séismes du fait de la ductilité de l'acier et possibilité architecturales beaucoup plus étendues qu'on béton.

De plus le poids d'une construction métallique est faible en comparaison aux autres alternatives, et il implique de fondations moins importantes, ainsi que son utilisation à un impact évidant sur la réduction des coûts, car son usage permet une utilisation plus efficace des sites.

Face à ses avantages les plus considérables, les constructions métalliques possèdent également des inconvénients tels que :

La susceptibilité aux phénomènes d'instabilité élastique, en raison de la minceur des profils, mauvaise tenue au feu et la nécessité d'entretien régulier des revêtements protecteurs contre la corrosion pour assurer la pérennité de l'ouvrage.

Dans le cadre de ce présent projet de fin d'étude, qui nous a été confié nous proposons de faire une étude technique complète de dimensionnement et de vérification d'une salle omnisport en construction métallique avec une toiture en voûte.

L'étude de ce projet se fera tout en respectant les réglementations et les recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL, CCM97, RNVA2013).

Pour cela, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan du travail suivant :

- Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- Le deuxième chapitre, portera sur l'étude climatique.
- Le troisième chapitre est pré dimensionnement des éléments de la structure.
- Le quatrième chapitre, concernant le calcul de contreventement.
- Le cinquième chapitre, qui est la vérification de la structure.
- Le sixième chapitre présent une étude sismique.
- Le septième chapitre portera le calcul des assemblages.
- Le huitième chapitre, sera l'étude de l'infrastructure.
- Le dernier chapitre, pour la vérification de la stabilité d'ensemble.

Enfin nous clôturons cette étude en présentant une conclusion générale qui permet de faire la synthèse des principaux résultats de ce travail et de proposer des voies pour de futurs travaux.

CHAPITRE I

Généralités

I.1: Introduction:

L'élaboration du projet de fin d'étude est une étape cruciale dans le cursus de l'ingénieur, elle permet de mettre en application les connaissances théoriques et pratiques acquises.

Les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis des différentes actions, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

A cet effet on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels de calcul de notre projet.

I.2:Présentation de l'ouvrage :

Ce projet consiste à étudier une salle de sport sous forme d'une voûte en construction métallique implantée dans la commune de Tibane daïra de Chemini qui est classée selon le règlement parasismique algérien (**RPA99 version 2003**) comme zone moyenne sismicité **IIa**.

-Zone climatique : zone A pour la neige, zone I pour le vent (**selon le RNVA 2013**).

-Zone sismique : zone IIa (moyenne sismicité selon le **RPA99V2003**).

-Terrain de catégorie III : la structure est implantée dans une zone suburbaine (selon le **RNVA2013**).



Figure.I.1: vue de la salle de sport en 3D.

I.3: Caractéristiques de l'ouvrage :**I.3.1: Architecturales :**

-Aire de jeux

-Un local pour matériel et rangement, un hall, des sanitaires, des vestiaires, un bureau, une infirmerie.

Dans notre étude on va s'intéresser uniquement à l'aire de jeux

I.3.2: Géométrique :

Comme il est illustré dans les plans annexés à la fin de notre projet on a :

- Longueur totale en plan25m
- Largeur totale en plan15 m
- La hauteur totale8.75m
- La longueur totale de la couverture.....26.80m
- La largeur totale de la couverture.....18.70m
- La toiture en forme d'un arc.

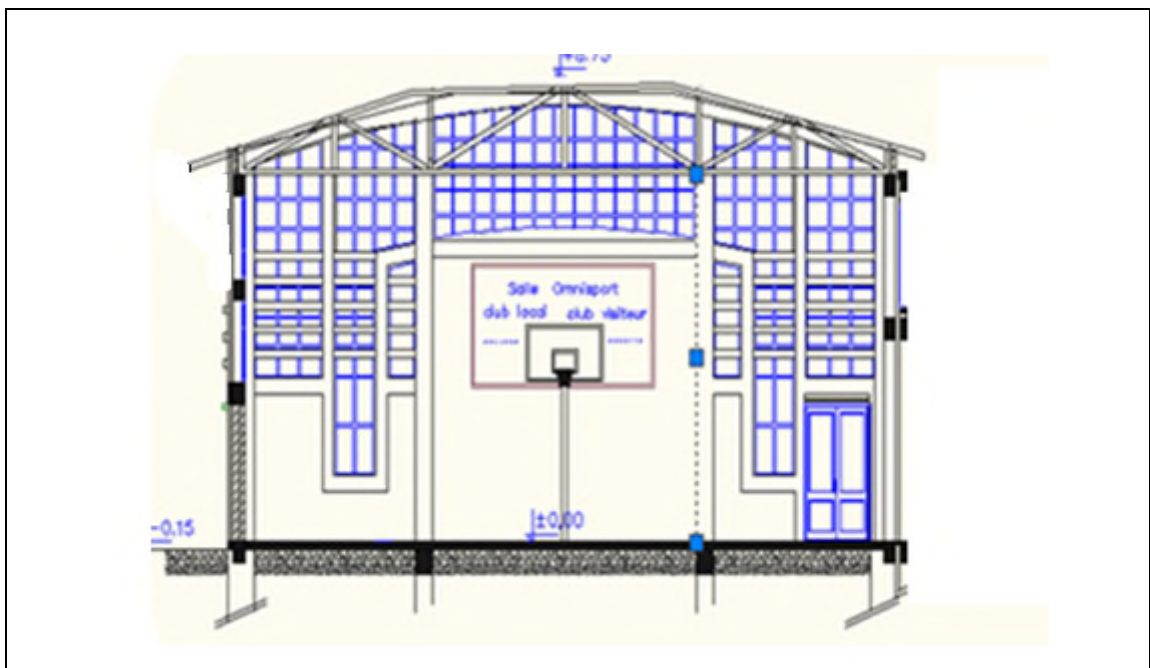


Figure I.2: coupe A-A

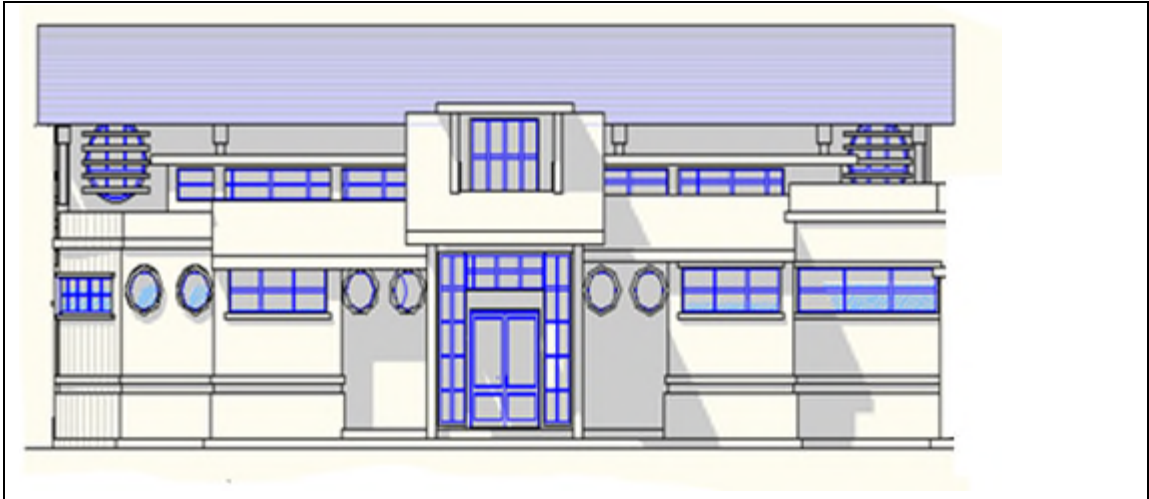


Figure I.3: vue sur façade principale

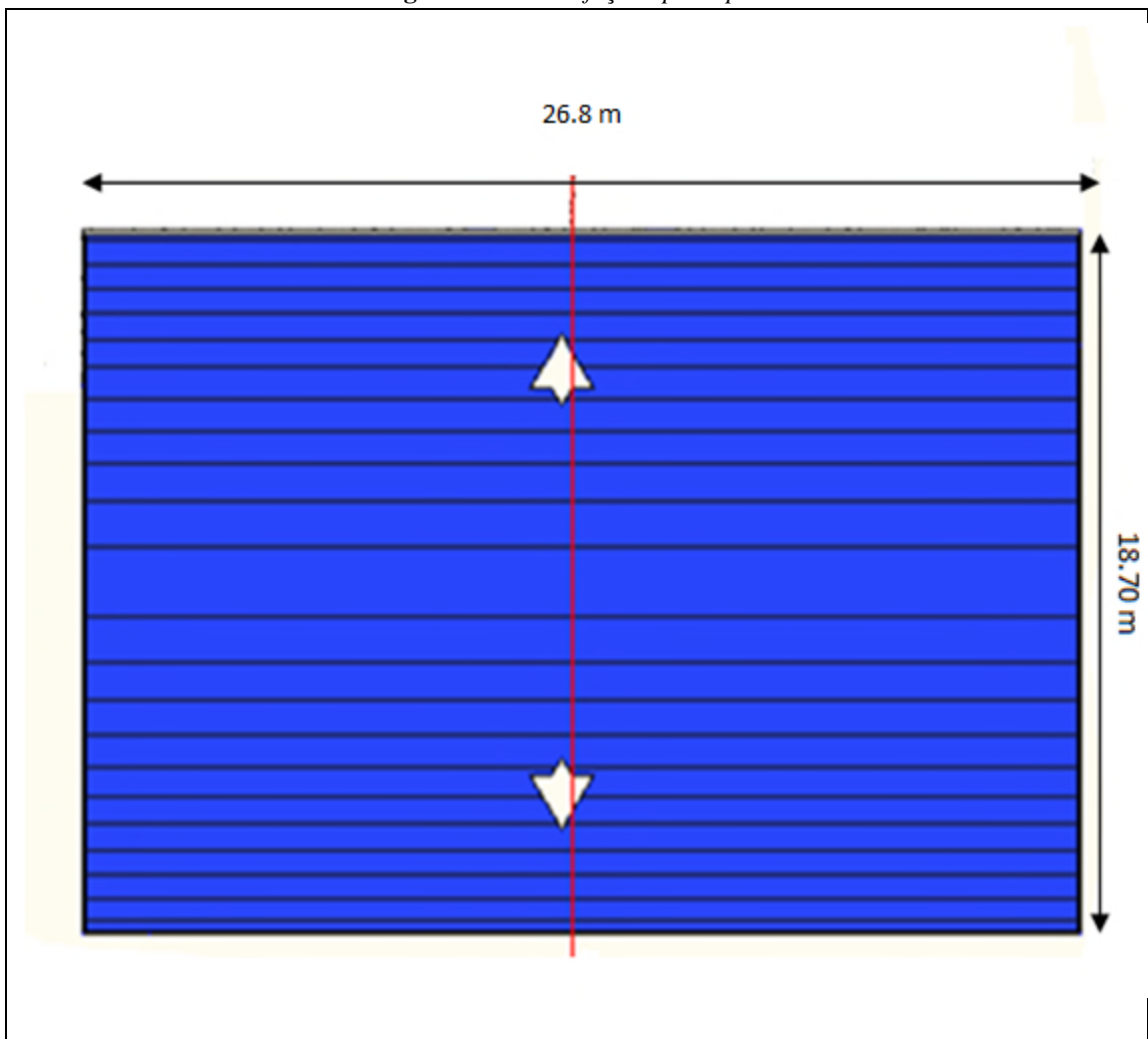


Figure I.4 : Vue sur la toiture.

I.4:Éléments de l'ouvrage :

- **La couverture :**

La couverture sera réalisée par des panneaux sandwich, appelés aussi panneaux double peau monoblocs, ils sont constitués :

- De deux tôles de parement intérieur et extérieur.
- D'une âme en mousse isolante.
- De profils latéraux destinés à protéger l'isolant et réaliser des assemblages aisés.

➤ Les panneaux sandwich nous offrent plusieurs avantages on citera :

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

Toute fois elles présentent un point faible qui réside dans l'étanchéité des joints.

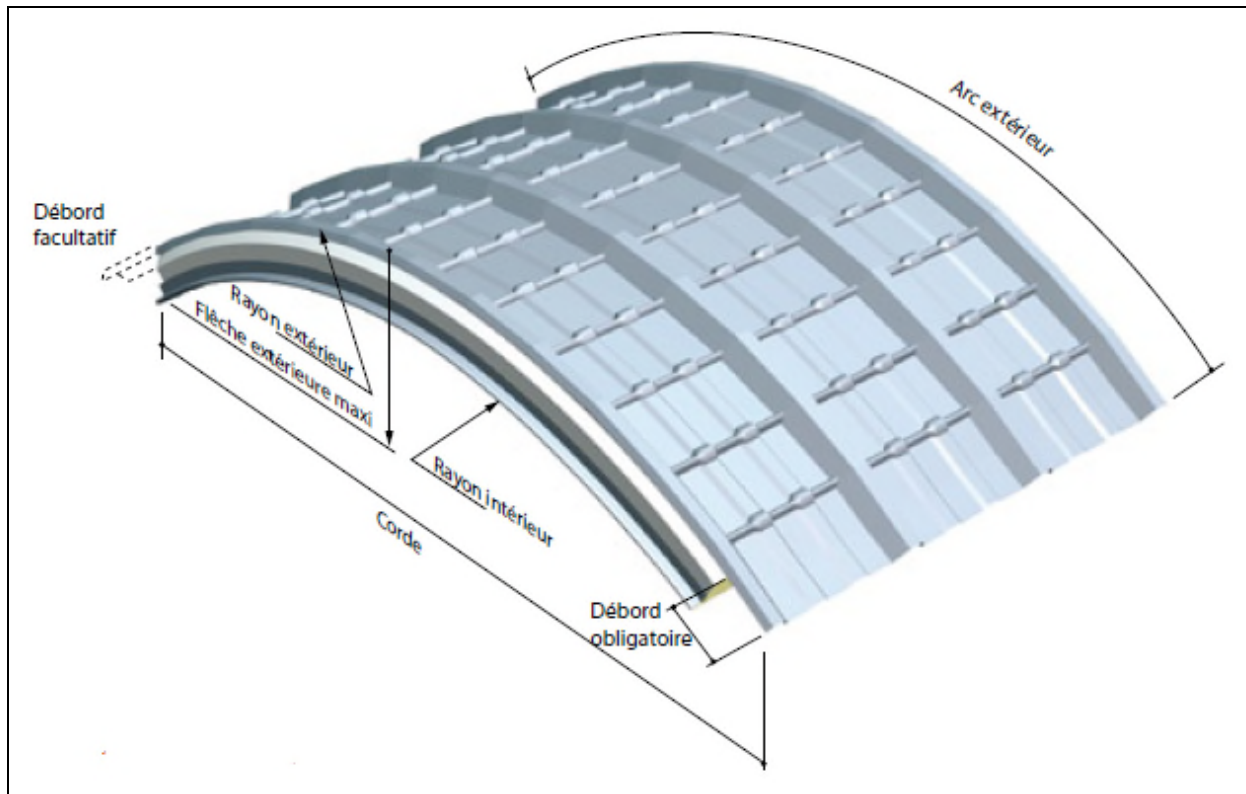


Figure I.5: Panneau sandwich TL 75 P BATICOMPOS

- **la toiture** : En charpente métallique en sous forme d'un arc.
- **Les poteaux** : Ils sont en profilés métalliques.
- **Les portiques** : Selon le côté long pan on a un seul portique et selon le côté pignon on a 6 portiques.
- **Les pannes** : Ce sont des profilés métalliques.

- **La ferme** : Ce sont des doubles cornières en acier.
- **Les murs** : En panneaux sandwich.

I.5: Caractéristiques du sol :

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

- La contrainte admissible du sol tirée de la portance : $\sigma_{adm} = 1.6 \text{ bar}$
- La description des couches du sol nous montre que le terrain est d'agressivité chimique nulle (absence de sulfates).
- un système de fondation à une profondeur d'ancrage de **1.5m** par rapport à la cote du terrain naturel.

I.6: Matériaux utilisés:

I.6.1: L'acier :

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

Outre le fer et le carbone, l'acier peut comporter d'autres éléments qui leur sont associés :

- soit involontairement : phosphore, soufre... qui sont des impuretés et qui altèrent les propriétés des aciers,
- soit volontairement : ce sont notamment le silicium, le manganèse, le nickel, le chrome, le tungstène, le vanadium, etc. qui ont pour propriété d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers (résistance à la rupture, dureté, limite d'élasticité, ductilité, résilience, soudabilité, corrosion...). On parle, dans ces cas, d'acier alliés.

I.6.1.1: Essai de contrôle des aciers :

Les essais normalisés de contrôle des aciers sont de deux types :

a) Les essais mécaniques (essais destructifs) :

Ils renseignent sur les propriétés mécaniques de l'acier.

- L'essai de dureté.
- L'essai de résilience ou essai de flexion par choc.
- L'essai de pliage.
- L'essai de fatigue.
- L'essai de traction.

b) Les essais métallographiques (essais non destructifs) :

Qui renseignent sur la composition et la structure des aciers. Se sont :

- La macrographie.
- La micrographie.
- La radiographie.
- Utilisation des ultrasons.

I.6.1.2: Les Propriétés de l'acier doux : Les propriétés de l'acier sont :

- **La résistance :**

Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par le régalément Euro code 03.

La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est l'acier S 235.

- **La ductilité :**

L'acier de construction doit satisfaire les conditions suivantes :

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

-La déformation ultime doit être 20 fois supérieure à la déformation élastique ($\epsilon_u \geq 20 \epsilon_y$)

-À la rupture l'allongement sur une longueur de $5.65\sqrt{A_0}$, soit supérieur à 15%, avec A_0 section transversale initiale.

- **Coefficient de calcul de l'acier:**

-Module d'élasticité longitudinale : $E=210000$ Mpa.

-Module d'élasticité transversale : $G=E/2(1+\mu) \approx 0.4E$.

-Coefficient de poisson : $\mu=0.3$.

-Coefficient de dilatation thermique $\alpha=12.10^{-6}$.

-Masse volumique $\rho=7850$ kg /m³.

I.6.2: Béton :

Le béton est un matériau économique qui résiste bien à la compression. Pour les fondations on utilise le ciment **CRS** (ciment résistant au sulfates) de ciment ordinaire **CPA425** dont les caractéristiques physiques et mécaniques sont :

- La masse volumique $\rho = 2.5 \text{ t/m}^3$.
- La résistance à la compression à 28 jours : $f_{C28} = 25 \text{ Mpa}$.
- La résistance à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.
- Coefficient de dilatation thermique $\alpha = 10^{-3} / ^\circ\text{C}$.
- Coefficient de retrait $\epsilon = 4 \cdot 10^{-6}$. **CBA93 Art (A.2.1.3)**

I.7: Les hypothèses fondamentales de calcul aux états limites :

I.7.1: Définition :

On appelle un état limite, un état particulier au-delà duquel une structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue. Les ouvrages et les éléments d'ouvrages doivent être conçus et calculés de manière à pouvoir résister avec une sécurité appropriée à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité satisfaisante durant toute la période d'exploitation. Un état limite est donc atteint lorsqu'une condition requise d'une construction est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification dans le sens défavorable d'une des actions agissant sur elle ; on distingue :

I.7.2: Etat Limite Ultime (ELU) :

Ce sont ceux qui mettent en cause la sécurité de l'ouvrage. Ils ne désignent pas nécessairement effondrement, mais la plastification des matériaux et les grandes déformations résultantes sont souvent considérées comme une ruine. On distingue 03 états limites ultime :

- Etat limite ultime de l'équilibre statique.
- Etat limite ultime de résistance de l'un des matériaux.
- Etat limite ultime de stabilité de forme.

I.7.3: Etat Limite de Service (ELS) :

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage. On distingue 03 états limites de service :

- Etat limite de service d'ouverture des fissures.
- Etat limite de service de déformation.
- Etat limite de service de compression de béton.

I.8: Actions et combinaisons d'actions :

I.8.1: Situations durables :

a) Etat Limite Ultime :

Les états limites ultimes concernent la sécurité, telle la résistance aux charges, la stabilité et l'équilibre, lorsque la structure atteint le point où elle devient dangereuse pour l'usage auquel elle est destinée.

Pour les structures de bâtiments, on utilise la plus défavorable des deux formules suivantes :

- Cas d'une seule action variable Q : $1.35 G_{\max} + G_{\min} + 1.5 Q$
- Cas de plusieurs actions variables Q_i : $1.35 G_{\max} + G_{\min} + 1.35 (\Sigma Q_i)$

Avec :

G_{\max} : Le poids propre pour l'action permanente défavorable.

G_{\min} : Le poids propre pour l'action permanente favorable.

Q : La surcharge d'exploitation.

b) Etat Limite de Service :

Les états limites de service concernent les états où la structure, bien que « fonctionnelle », commence à se comporter de façon non satisfaisante en raison, par exemple, de vibrations ou de déformations ou flèches excessives.

Le dimensionnement ou la vérification à l'ELS est basé sur la limitation des déformations (ou des flèches pour les travées de poutres et de déplacement horizontaux pour les têtes de poteaux)

Pour les structures de bâtiments, on utilise la plus défavorable des deux formules suivantes :

- Cas d'une seule action variable Q : $G + Q$
- Cas de plusieurs actions variables Q_i : $G + 0.9 (\Sigma Q_i)$

I.8.2: Situations accidentelles « RPA 99 version 2003 article 5.2 » :

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

- l'action sismique notée **E**
- le choc, l'incendie, l'explosion, etc....

Pour la détermination des sollicitations de calcul en situation accidentelle, les combinaisons d'actions à considérer sont celles mentionnées dans le RPA 99 article 5.2 ; Elles sont comme suit :

- $G + Q \pm E$;
- $0.8 G \pm E$: cette combinaison a été adoptée dans le cas où l'effet de G est favorable.

I.9: Règlements Utilisés :

Pour cette étude, les règlements techniques utilisés sont les suivants :

- L'étude climatique faite suivant le règlement algérien neige et vent 2013 (**RNVA 2013**).
- L'étude et le calcul des éléments de l'ouvrage se font conformément aux (**CCM 97**), et l'Eurocode 3 et l'Eurocode 4.
- L'étude sismique faite suivant le règlement parasismique algérien (**RPA 99 V 2003**).
- Charges permanentes et surcharges d'exploitation (**D.T.R-B.C-22**).
- Règles de calcul des fondations superficielles (**D.T.R-B.C.2-33**).

CHAPITRE II

Etude climatique

II.1: Introduction :

Les effets du vent ainsi que la neige, sur les structures métalliques est plus souvent prépondérant, une étude approfondie et détaillée doit être menée minutieusement afin de déterminer les différentes actions et sollicitations.

La réglementation en vigueur (**RNVA 2013**), nous fournit les principes généraux et les procédures à suivre afin de mieux prévoir ces phénomènes et de mener des calculs conformes.

II.2: Etude au vent :

Tout ouvrage doit résister aux actions verticales et horizontales, parmi les actions horizontales on cite le vent, il peut venir de n'importe quel côté.

L'action du vent sur un ouvrage et sur chacun des éléments dépend des caractéristiques suivantes :

- Vitesse du vent.
- Catégorie de la construction et de ses proportions d'ensemble.
- Configuration locale du terrain (nature du site).
- Position dans l'espace (l'élément reposant sur le sol ou éloigné du sol).

Les pressions engendrées par le vent sur les différentes surfaces de la structure dépendent des facteurs suivants:

- La région.
- Le terrain d'implantation (site).
- La hauteur de la structure.
- La forme géométrique de la structure.
- La forme de la toiture.

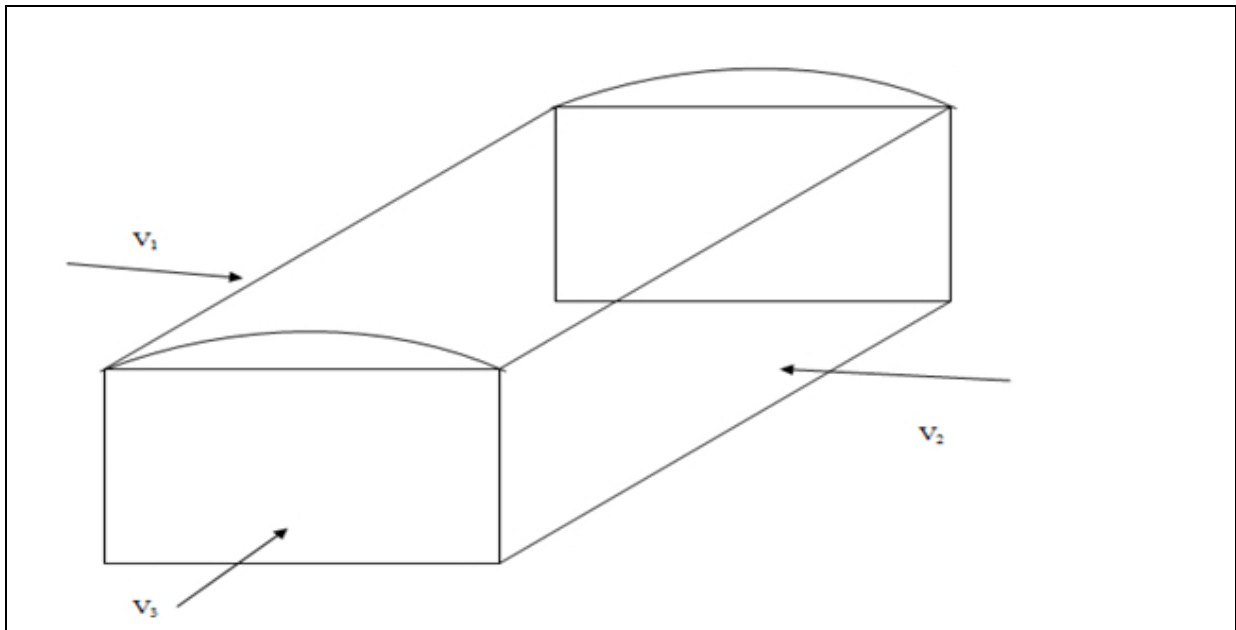


Figure II.1: Les directions principales du vent.

II.2.1: Détermination des différents paramètres et coefficients du calcul :

II.2.1.1: Effet de la région (q_{ref}) :

La pression dynamique de référence q_{ref} qui est fonction de la zone de vent et qui sera utilisée pour calculer la pression dynamique $q_p(z_e)$.

Pour notre bâtiment qui est une structure permanente elle sera implantée dans la zone (I) dont la pression de référence est: $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$ (chapitre 2. tableau 2.2 RNVA 2013).

II.2.1.2: Hauteur de référence z_e :

Pour les toitures, z_e est pris égale à la hauteur maximale des bâtiments (§2.3.2 Chapitre 2. RNVA 2013).

$Z_e = H = 8,75 \text{ m}$.

II.2.1.3: Coefficient topographique (C_t) :

Le coefficient topographique $C_t(z)$ prend en compte l'accroissement de la vitesse de vent lorsque celui-ci soufflé sur des obstacles tels que les collines, dénivellations... etc. Les types de site et les valeurs de $C_t(z)$ sont donnés dans le (tableau 2.7 Chapitre 2 RNVA 2013).

Pour notre ouvrage on a un site plat, d'où le coefficient topographique est: $C_t(z) = 1$.

II.2.1.4: Coefficient dynamique(C_d) :

Le coefficient dynamique C_d est calculé pour tenir compte des effets d'amplification dus aux turbulences. Sa valeur est calculée à partir de l'équation suivante :

$$C_d = \frac{1 + 2 \times g \times I_v(z_{eq}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_v(z_{eq})}$$

Pour notre ouvrage qui est un bâtiment d'où $h = 8,75 \leq 15 \text{ m}$ alors on prend $C_d = 1$ (§3.2 chapitre 3 RNVA 2013).

II.2.1.5: Détermination de la pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$:

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

$$q_p(z_e) = q_{ref} \times C_e(z_e) \quad [\text{N/m}^2]$$

a) Détermination de coefficient d'exposition (C_e) :

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(z)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol, ou on tient compte de la nature de turbulente du vent. Il est calculé par la relation donnée en (§2.4.2 chapitre 2 RNVA 2013).

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

- C_r est le coefficient de rugosité.
- C_t est le coefficient de topographie.
- I_v est l'intensité de la turbulence.

Dans notre cas, $C_t(z) = 1$, donc le coefficient d'exposition $C_e(z)$ est donné par (le tableau 2.3 chapitre 2 RNVA 2013).

On a :

$Z_e = 8,75 \text{ m}$ et le terrain est de **catégorie III** (tableau 2.4 chapitre 2 RNVA 2013), par l'interpolation linéaire entre $Z = 5 \text{ m}$ et $Z = 10 \text{ m}$,

$$f(x) = f(x_1) + \frac{f(x_2) - f(x_1)}{x_2 - x_1} (x - x_1)$$

On obtient : $C_e(z) = 1.596$

D'où : $q_p(z_e) = 598.59 \text{ N/m}$

II.2.2: Calcul des pressions :

Les valeurs des pressions appliquées aux surfaces dépendent de la direction, du sens, de l'intensité du vent, des endroits considérés de la construction, de la forme de la construction (géométrie) ainsi des ouvertures.

Si l'action élémentaire unitaire intérieure exercée sur une paroi est orientée de la face extérieure vers la face intérieure, la valeur de coefficient de pression est négative.

Si l'action élémentaire unitaire intérieure exercée sur une paroi est orientée de la face intérieure vers la face extérieure, la valeur de coefficient de pression est positive.

Selon les ouvertures de notre structure, trois direction du vent à étudier qui sont présentés dans le tableau suivant:

- a) Vent sur la façade principale (V_1 Lang pan).
- b) Vent sur la façade secondaire (V_2 Lang pan).
- c) Vent sur les façades latérales (V_3 ou V_4 pignon).

- **Calcul des surfaces des ouvertures :**

1. **Façade principale (sens V_1) :**

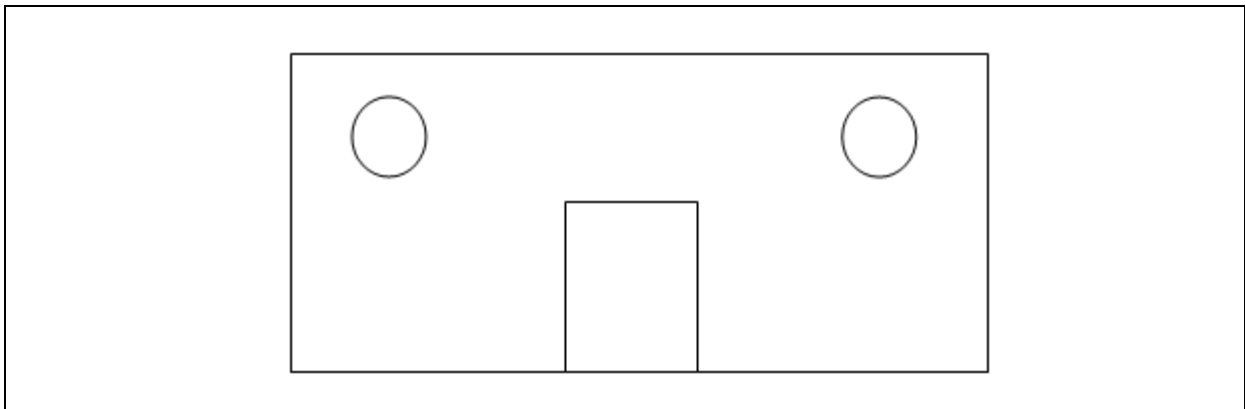


Figure II.2 : les ouvertures de la façade principale.

$$S = 2 \left(\pi \times \frac{D^2}{4} \right) + (b \times h) = 2 \left(3.14 \times \frac{1.2^2}{4} \right) + (1.97 \times 2.5)$$

$$S = 7.19 \text{ m}^2.$$

2. Façade secondaire (sens V_2) :

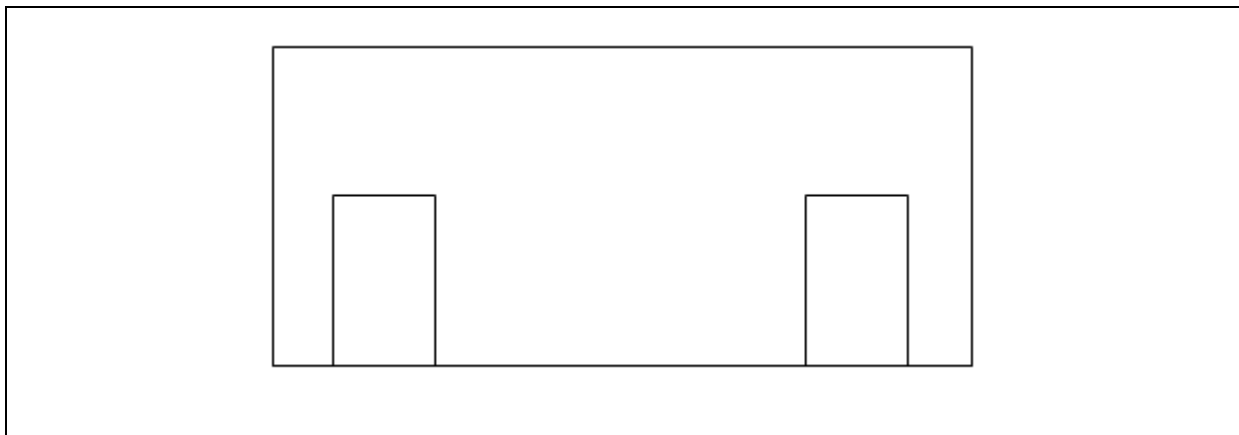


Figure II.3 : les ouvertures de la façade secondaire.

$$S=2(b \times h) = 2(1.5 \times 2.5)$$

$$S=7.5\text{m}^2.$$

3. Façades latérales (sens V_3 ou V_4) :

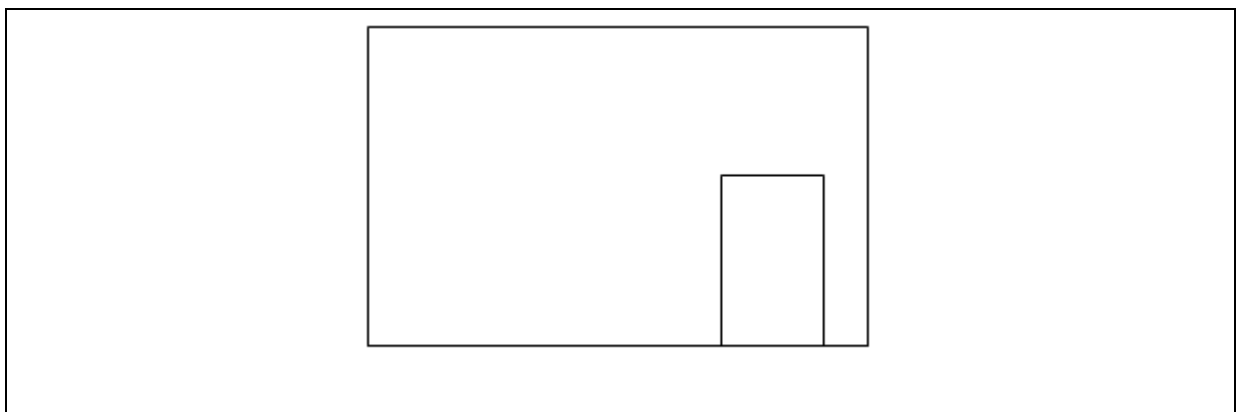


Figure II.4: les ouvertures des façades latérales.

$$S=(b \times h)=(1.5 \times 2.5)$$

$$S=3.75\text{m}^2.$$

II.2.2.1: Vent perpendiculaire au long-pan sens V_1 : (façade principale) :

a) Calcul des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

➤ Parois verticales :

Dans ce cas on a :

$$b=25\text{m}, d=15\text{m}, h=6.9\text{m}.$$

$$e= \min (b ; 2*h)= \min (25 ; 13.8)$$

e=13.8m.

Pour un vent perpendiculaire aux génératrices les coefficients de pression sont donnés dans (le tableau 5.1 .b chapitre 5 RNVA2013). Il convient de diviser les parois comme suit :

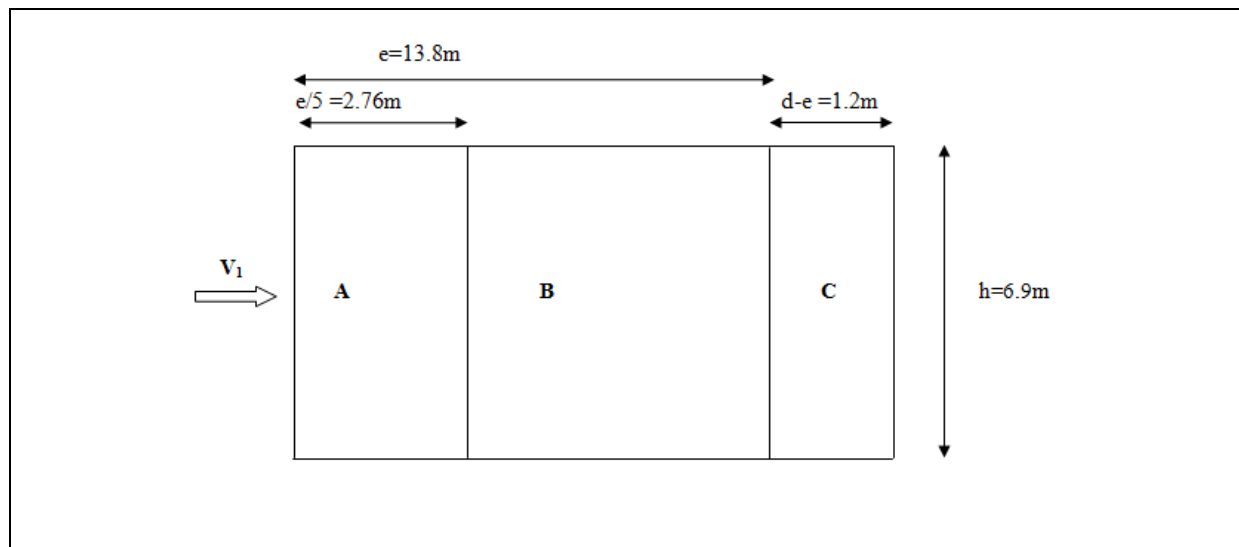


Figure II.5 : légende pour les parois verticales.

Les résultats sont obtenus dans le tableau suivant :

Zone	A	B	C	D	E
Surface(m^2)	19.044	76.176	8.28	103.5	103.5
C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau II.1: valeurs de C_{pe} pour les parois verticales sens V_1 .

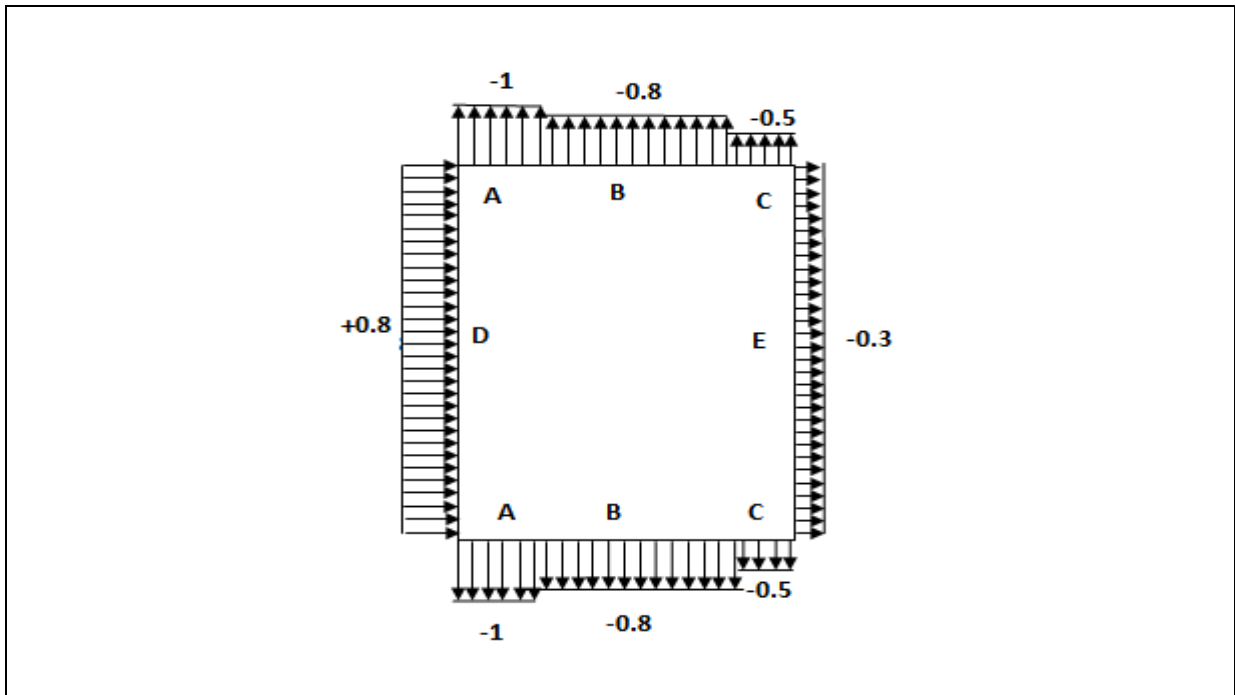


Figure II.6 : Répartition des valeurs de C_{pe} sur les parois verticale sens V_1 .

b) Calcul de la pression intérieure C_{pi} :

D'après le paragraphe (5.2.2.2 chapitre 5 de RNVA2013) pour un bâtiment sans face dominante, le coefficient de pression intérieure C_{pi} est déterminé à partir de la (figure 5.14 de RNVA2013) ci-dessus avec h la hauteur du bâtiment, d sa profondeur et μ_p l'indice de perméabilité donné par :

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

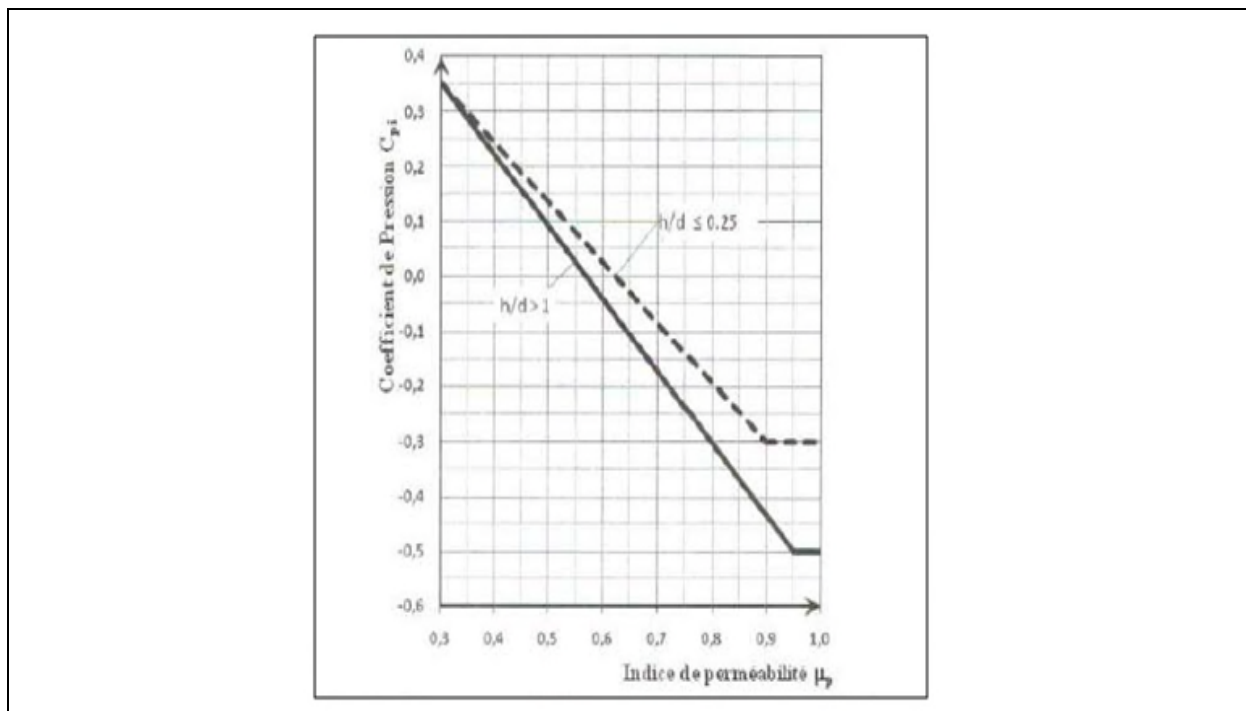


Figure II.7 : Coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante.

D’après la formule de coefficient de perméabilité μ_p et la figure 5.14 de RNVA 2013 on a :

$$\mu_p = \frac{15}{29.69} = 0.68 \quad \text{et} \quad h/d = 0.46.$$

Pour $\mu_p = 0.68$ et $h/d = 1 \implies C_{pi} = -0.09.$

Pour $\mu_p = 0.68$ et $h/d = 0.25 \implies C_{pi} = -0.17.$

Par interpolation linéaire : $C_{pi} = -0.11.$ (Dépression)

c) Détermination de la pression aérodynamique $W(z_j)$:

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

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

Les résultats sont obtenus dans le tableau suivant :

Zone	C_d	$q_p(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W(z_j) (N/m^2)$
A	1	598.59	-1	-0.11	-0.89	-532.75
B	1	598.59	-0.8	-0.11	-0.69	-413.03

C	1	598.59	-0.5	-0.11	-0.39	-233.45
D	1	598.59	+0.8	-0.11	0.91	544.72
E	1	598.59	-0.3	-0.11	-0.19	-113.73

Tableau II.2 : Valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture sens V_1 .

➤ **La toiture :**

Dans ce cas on a : $b=25\text{m}$, $d=15\text{m}$, $h=8.75\text{m}$.

Pour un vent perpendiculaire aux génératrices les coefficients de pression sont donnés sur (la figure 5.8 .b chapitre 5 RNVA2013). Il convient de diviser la toiture comme l'indique (la figure 5.8.a chapitre 5 RNVA2013)

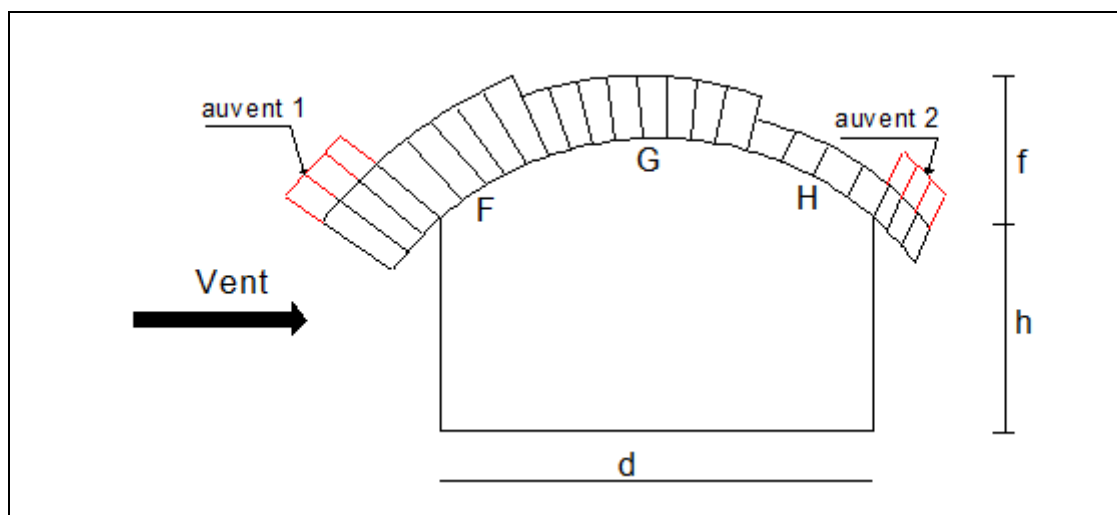


Figure II.8 : subdivision de la toiture.

Les valeurs de C_{pe} sont en fonction de f/d et h/d , elles sont représentés dans la figure suivante:

Tel que $h/d=0.58 \geq 0.5$ et $f/d = 0.12$

Par projection on a obtenu les valeurs suivantes :

Zone	F	G	H	Auvent 1	Auvent 2
C_{pe}	-0.4	-0.85	-0.3	-1.2	-1.1

Tableau II.3 : Valeurs de C_{pe} correspond à chaque zone de la toiture V_1 .

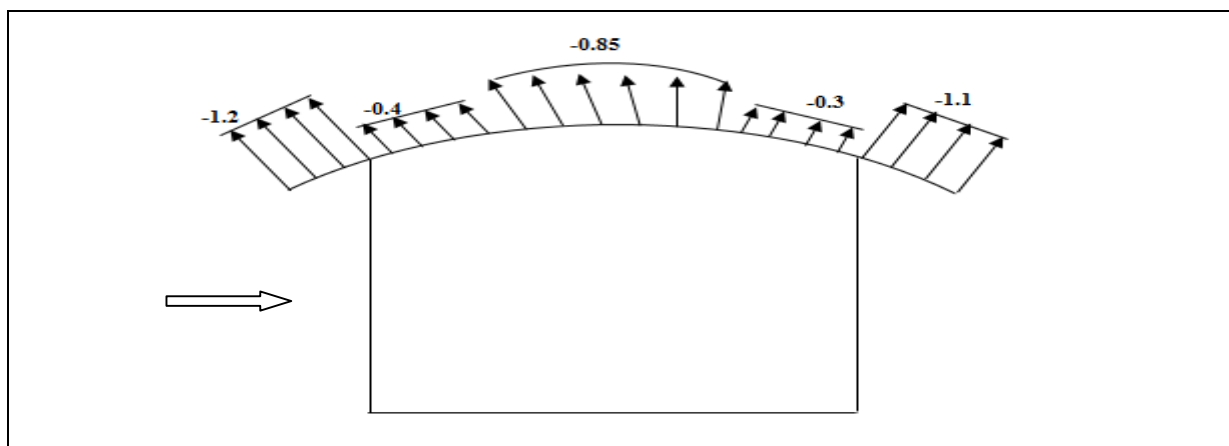


Figure II.9 : Répartition des valeurs de C_{pe} sur la toiture V_1 .

a) Calcul de la pression intérieure C_{pi} :

Dans ce cas on a : $\mu_p = \frac{15}{29.69} = 0.68$ et $h/d = 0.58$.

D'après la formule de coefficient de perméabilité μ_p et la figure 5.14 de RNVA 2013 on a :

Pour $\mu_p = 0.5$ et $h/d = 1$ $\implies C_{pi} = -0.17$.

Pour $\mu_p = 0.5$ et $h/d = 0.25$ $\implies C_{pi} = -0.09$.

Par interpolation linéaire : $C_{pi} = -0.13$ (Dépression).

c) Détermination de la pression aérodynamique $W(z_j)$:

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

Les résultats obtenus sont repris dans le tableau suivant :

zone	C_d	$q_p(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W(z_j)(N/m^2)$
F	1	598.59	-0.4	-0.13	-0.27	-161.62
G	1	598.59	-0.85	-0.13	-0.72	-430.98
H	1	598.59	-0.3	-0.13	-0.17	-101.76
Auvent 1	1	598.59	-1.2	-0.13	-1.07	-640.49
Auvent 2	1	598.59	-1.1	-0.13	-0.97	-580.63

Tableau II.4 : Valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture sens V_1 .

d) 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 quatre fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaire au vent (au vent et sous le vent).

$$S_{// \text{ au vent}} = 2(6.9 * 15) + 2(18.31 * 15) = 481.65 \text{m}^2.$$

$$S_{\text{ et sous le vent}} = (6.9 * 25) + (18.31 * 25) = 802.75 \text{m}^2.$$

$$S_{// \text{ au vent}} = 481.65 \text{m}^2 < S_{\text{ et sous le vent}} = 4 * 802.75 = 3211 \text{m}^2.$$

La condition est vérifiée donc le frottement est négligé.

II.2.2.2 : Vent perpendiculaire au long-pan sens V_2 : (façade secondaire) :**➤ Parois verticales :****a) Calcul des coefficients de pression extérieure C_{pe} :**

Dans ce cas on a :

$$b=25\text{m}, d=15\text{m}, h=6.9\text{m}.$$

$$e = \min(b ; 2 * h) = \min(25 ; 13.8).$$

$$e = 13.8\text{m}.$$

Pour un vent perpendiculaire aux génératrices les coefficients de pression sont donnés sur (le tableau 5.1 .b chapitre 5 RNVA2013). Il convient de diviser les parois comme suite :

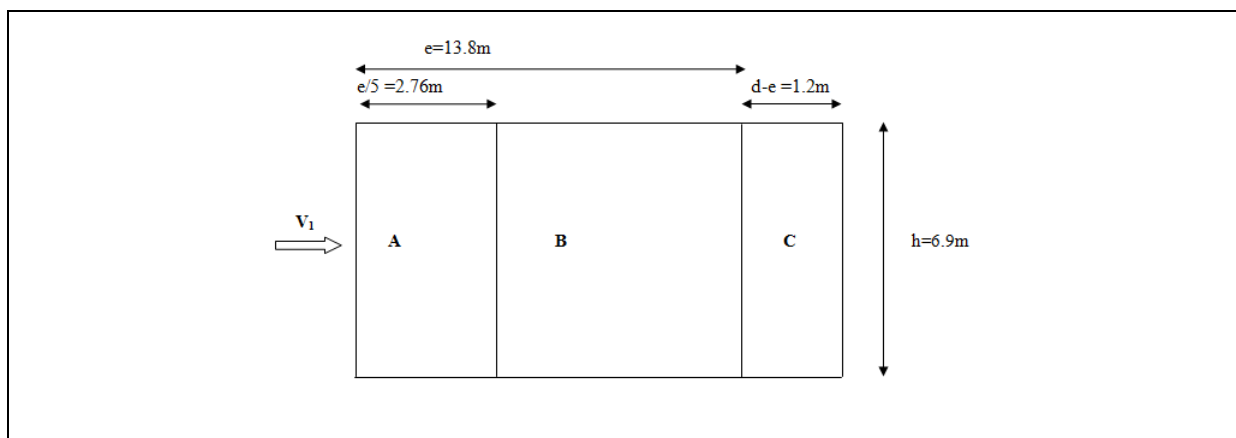


Figure II.10 : légende pour les parois verticales.

Les résultats sont obtenus dans le tableau suivant :

Zone	A	B	C	D	E
Surface (m ²)	19.044	76.176	8.28	172.5	172.5
C _{pe}	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau II.5 : valeurs de C_{pe} pour les parois verticales sens V₂.

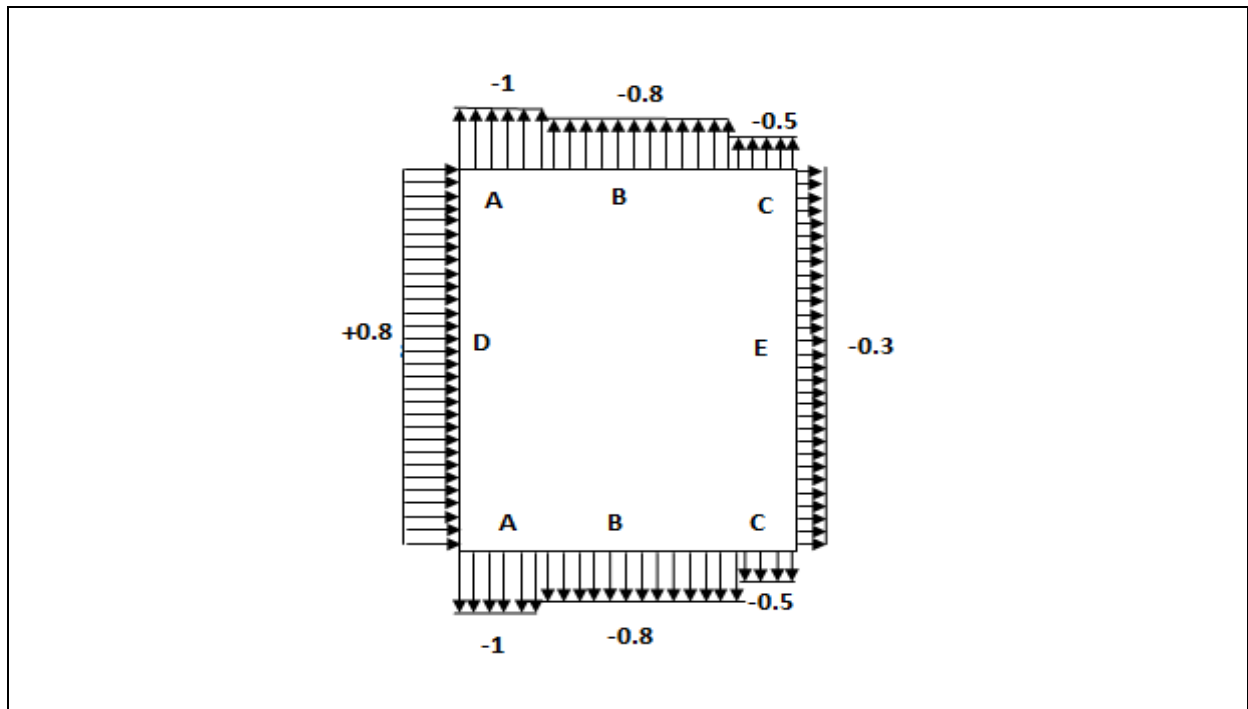


Figure II.11 : Répartition des valeurs de C_{pe} sur les parois verticales sens V₂.

b) Calcul des coefficients de pression intérieure C_{pi}

D'après la formule du coefficient de perméabilité μ_p et la figure 5.14 de RNVA 2013 on a :

$$\mu_p = \frac{14.69}{29.69} = 0.66 \quad \text{et} \quad h/d = 0.46$$

Pour $\mu_p = 0.66$ et $h/d = 1$ $\longrightarrow C_{pi} = -0.11$.

Pour $\mu_p = 0.66$ et $h/d = 0.25$ $\longrightarrow C_{pi} = -0.04$.

Par interpolation linéaire on adopte :

C_{pi} = -0.06. (Dépression).

c) Détermination de la pression aérodynamique W (zj) :

Zone	C_d	$q_p(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W(z_j)(N/m^2)$
A	1	598.59	-1	-0.06	-0.94	-562.67
B	1	598.59	-0.8	-0.06	-0.74	-442.96
C	1	598.59	-0.5	-0.06	-0.44	-263.38
D	1	598.59	+0.8	-0.06	+0.86	514.79
E	1	598.59	-0.3	-0.06	-0.24	-143.66

Tableau II.6 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales sens V_2 .

➤ La toiture :

a) Calcul des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

Dans ce cas on a : $b=25m, d=15m, h=8.75m$.

Pour un vent perpendiculaire aux génératrices les coefficients de pression sont donnés sur (la figure 5.8 .b chapitre 5 RNVA2013).Il convient de diviser la toiture comme l'indique (lafigure 5.8.a chapitre 5 RNVA2013)

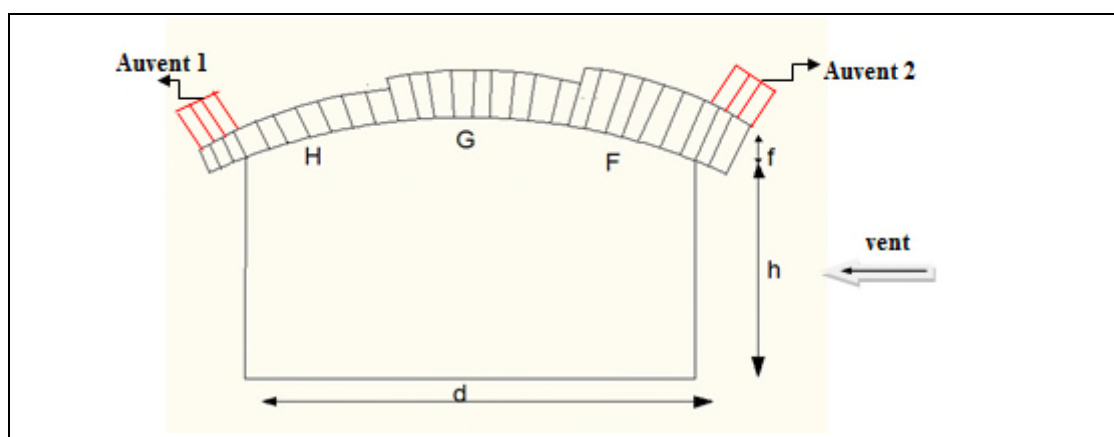


Figure II.12 : subdivision de la toiture.

Par projection en a obtenu les valeurs suivantes :

Zone	F	G	H	Auvent 1	Auvent 2
------	---	---	---	----------	----------

C_{pe}	-0.4	-0.85	-0.3	-1.2	-1.1
----------	------	-------	------	------	------

Tableau II.7 : Valeurs de C_{pe} correspond à chaque zone de la toiture V_2 .

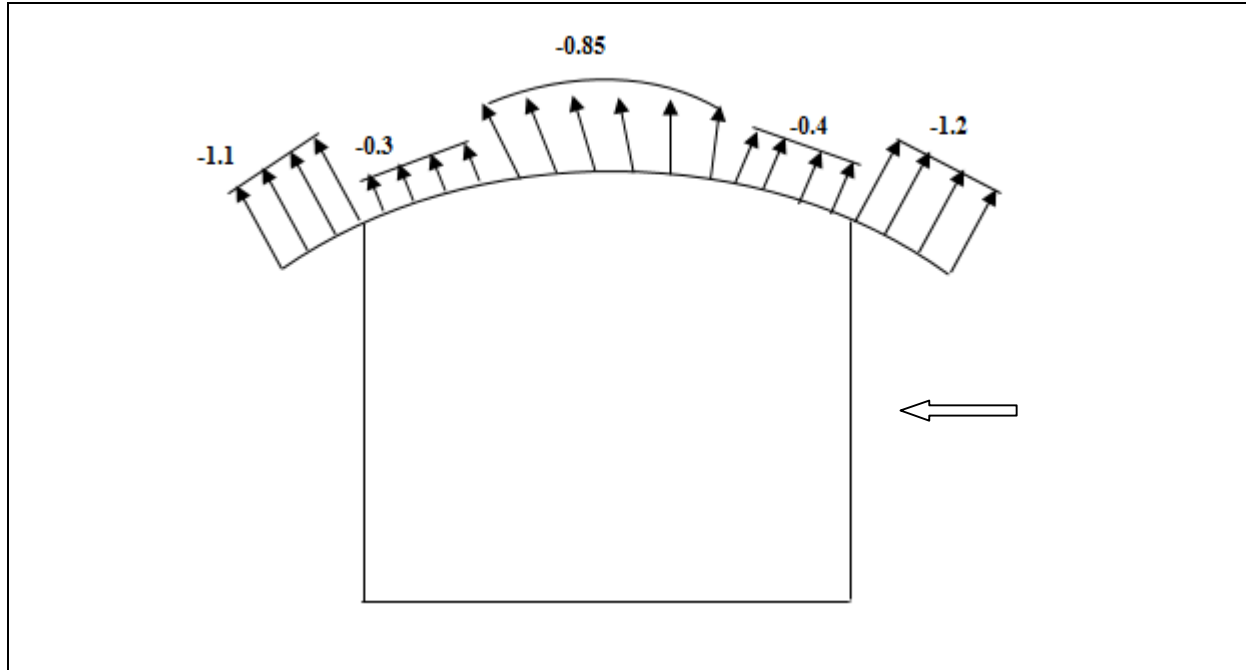


Figure II.13 : Répartition des valeurs de C_{pe} sur la toiture V_2 .

b) Calcul de la pression intérieure C_{pi} :

Dans notre cas $\mu_p = \frac{14.69}{22.19} = 0.66$ et $h/d = 0.58$

Pour $\mu_p = 0.66$ et $h/d = 1 \implies C_{pi} = -0.11$.

Pour $\mu_p = 0.66$ et $h/d = 0.25 \implies C_{pi} = -0.04$.

Par interpolation linéaire on obtient :

$C_{pi} = -0.07$. (Dépression)

c) Détermination de la pression aérodynamique $W(z_j)$:

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

Les résultats sont obtenus dans le tableau suivant :

zone	C_d	$q_p(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W(z_j)$ (N/m^2)
------	-------	--------------	----------	----------	-------------------	-------------------------

F	1	598.59	-0.4	-0.07	-0.33	-197.53
G	1	598.59	-0.82	-0.07	-0.75	-448.94
H	1	598.59	-0.3	-0.07	-0.23	-137.68
Auvent 1	1	598.59	-1.2	-0.07	-1.13	-676.41
Auvent 2	1	598.59	-1.1	-0.07	-1.03	-616.55

Tableau II. 8: Valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture sens V_2 .

d) Effet de frottement :

$$S_{// \text{ au vent}} = 2(6.9 * 15) + 2(18.31 * 15) = 481.65 \text{ m}^2.$$

$$S_{\perp \text{ et sous le vent}} = (25 * 2.69) + (18.31 * 25) + (188.31 * 25) = 697.5 \text{ m}^2.$$

$$S_{// \text{ au vent}} = 481.65 \text{ m}^2 < S_{\perp \text{ et sous le vent}} = 4 * 697.5 = 2790 \text{ m}^2.$$

La condition est vérifiée donc le frottement est négligé.

II.2.2.3 : Vent perpendiculaire au pignon V_3 ou V_4 : (façades latérales) :

➤ **Parois verticales :**

a) Calcul des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

Dans ce cas on a :

$$b = 15 \text{ m}, d = 25 \text{ m}, h = 6.9 \text{ m}.$$

$$e = \min(b ; 2 * h) = \min(15 ; 13.8).$$

$$e = 13.8 \text{ m}.$$

$$d = 25 \text{ m} > e = 13.8 \text{ m}.$$

Pour un vent parallèle aux génératrices les coefficients de pression sont donnés dans (le tableau 5.1 .b chapitre 5 RNVA2013). Il convient de diviser les parois comme suite :

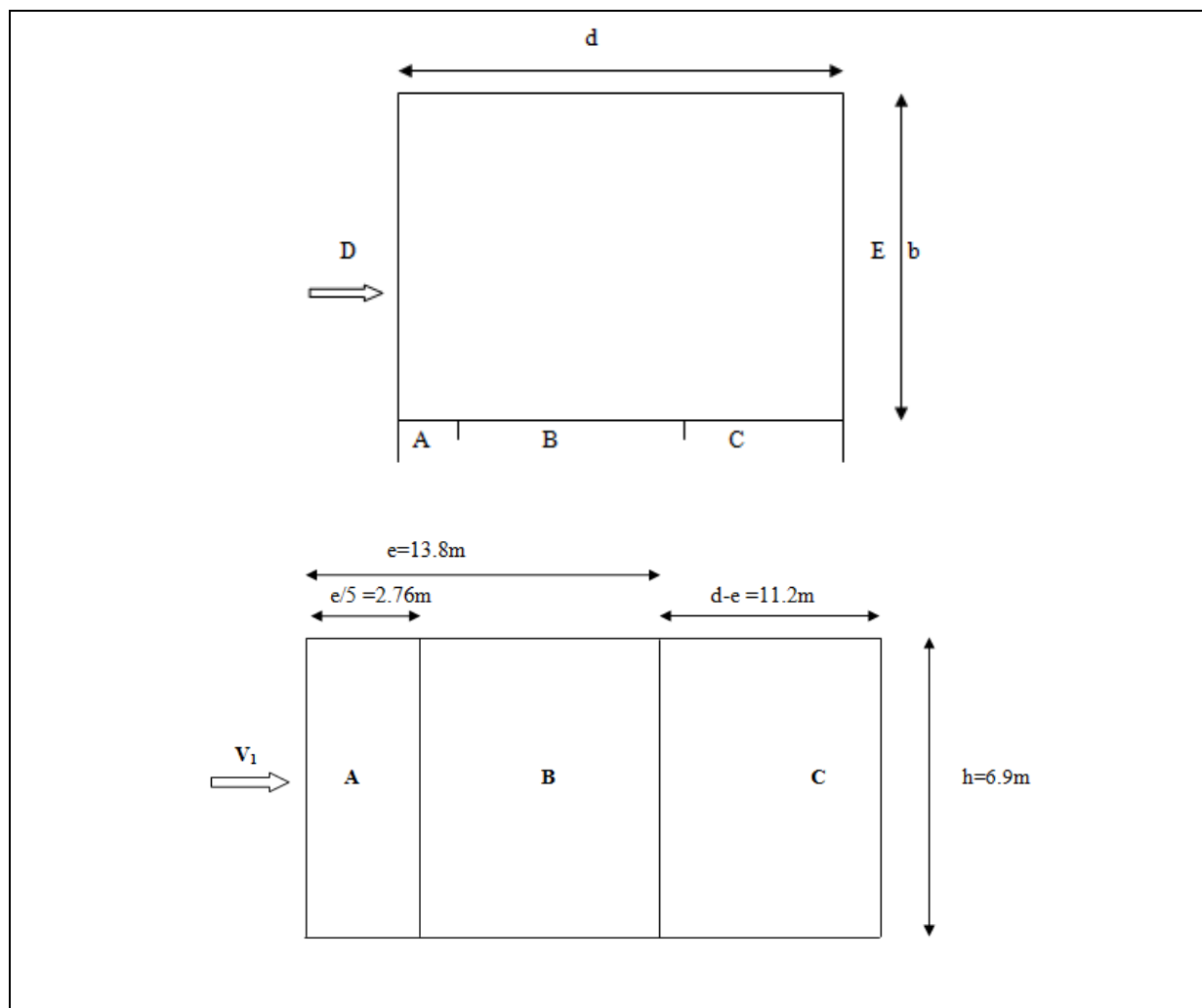


Figure II.14 : légende pour les parois verticales.

Les résultats sont obtenus dans le tableau suivant :

Zone	A	B	C	D	E
Surface(m ²)	19.044	76.176	77.28	103.5	103.3
C _{pe}	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau II.9 : valeurs de C_{pe} pour les parois verticales sens V₃.

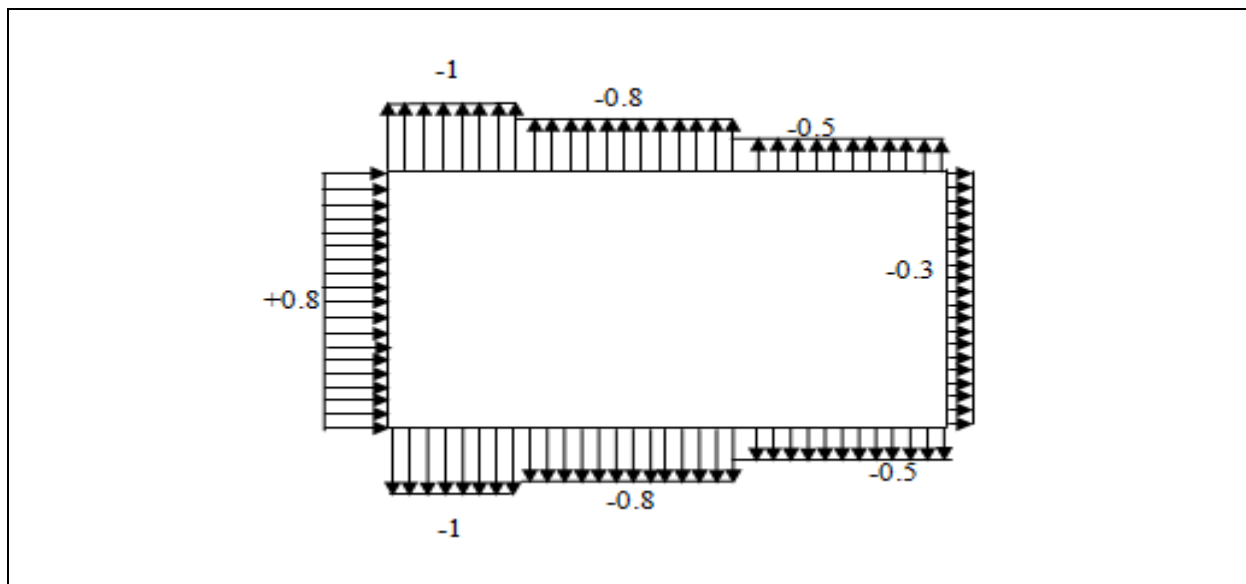


Figure II.15 : Répartition des valeurs de C_{pe} sur les parois verticale sen V_3 .

b) Calcul de la pression intérieure C_{pi} :

D'après la formule du coefficient de perméabilité μ_p et la figure 5.14 de RNVA 2013 on

a :

$$\mu_p = \frac{18.44}{22.19} = 0.83 \quad \text{et} \quad h/d = 0.28.$$

$$\text{Pour } \mu_p = 0.66 \text{ et } h/d = 1 \quad \Longrightarrow \quad C_{pi} = -0.35.$$

$$\text{Pour } \mu_p = 0.66 \text{ et } h/d = 0.25 \quad \Longrightarrow \quad C_{pi} = -0.23.$$

Par interpolation linéaire on: $C_{pi} = -0.32$. (Dépression).

c) Détermination de la pression aérodynamique $W(z_j)$:

Zone	C_d	$q_p(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W(z_j)$ (N/m^2)
A	1	598.59	-1	-0.32	-0.68	-407.04
B	1	598.59	-0.8	-0.32	-0.48	-287.32
C	1	598.59	-0.5	-0.32	-0.18	-107.75
D	1	598.59	+0.8	-0.32	1.12	670.42
E	1	598.59	-0.3	-0.32	0.02	11.97

Tableau II.10 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales sens V_3 .

➤ **La toiture :**

Pour un vent parallèle aux génératrices (parallèle au long pan) on adopte pour C_{pe} correspondant à une toiture à deux versant pour $\theta = 90^\circ$ (d'après le paragraphe 5.1.9.1 du RNVA2013) En prenant α (en degré) la pente de versant.

Dans notre cas on a :

$$b = 15 ; d = 25m ; h = 8.75. \alpha = 13.86^\circ.$$

$$e = \min (b ; 2 \times h) = 15m ; e/10 = 1,5m ; e/2 = 3.75m.$$

Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure suivante

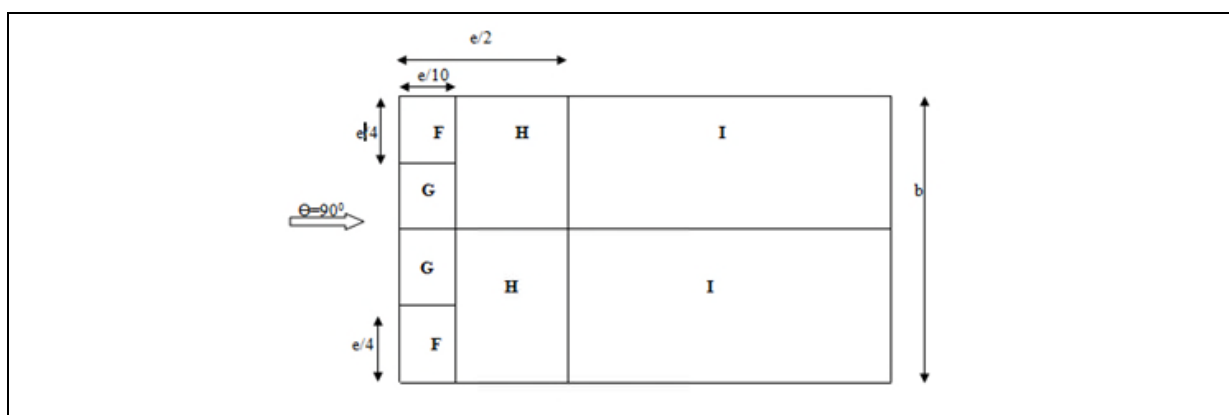


Figure II.16 : Légende pour les toitures à deux versants toiture V_2 sur pignon.

Les valeurs de C_{pe} sont déterminées par l'interpolation linéaire entre deux valeurs de même signe pour $\alpha=5^\circ$ et $\alpha=15^\circ$ tiré du tableau 5.4 du RNVA2013 ($\theta=90^\circ$).

$$f(x) = f(x_1) + \frac{f(x_2) - f(x_1)}{x_2 - x_1} (x - x_1)$$

Tous les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

zone	F	G	H	I
Surface en m^2	5.625	5.625	45	131.25
C_{pe}	-1.84	-1.3	-0.611	-0.511

Tableau II.11 : C_{pe} Correspondant à chaque zone de la toiture sens V_3 .


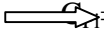
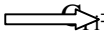
	-1.84	-0.611	-0.511
	-1.3		
	-1.3	-0.611	-0.511
	-1.84		

Figure II.17 : Valeurs de C_{pe} pour la toiture V_1 sur pignon.

Dans notre cas : $\mu_p = \frac{18.44}{2219} = 0.83$ et $h/d=0.35$.

Pour $\mu_p=0.83$ et $h/d=1$  = -0.35.

Pour $\mu_p=0.83$ et $h/d=0.25$  = -0.23.

Par interpolation linéaire on obtient : $C_{pi} = -0.324$. (Dépression).

a) Détermination de la pression aérodynamique $W(z_j)$:

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

zone	C_d	$q_p(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W(z_j)(N/m^2)$
F	1	598.59	-1.84	-0.324	-1.516	-907.46
G	1	598.59	-1.3	-0.324	-0.976	-584.22
H	1	598.59	-0.611	-0.324	-0.287	-171.80
I	1	598.59	-0.511	-0.234	-0.187	-111.94

Tableau II.12 : Valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture sens V_3 .

d) Effet de frottement :

- $S_{// \text{ au vent}} = (25 * 2.69) + (18.31 * 25) + (188.31 * 25) = 697.5m^2$.
- $S_{\perp \text{ et sous le vent}} = 2(6.9 * 15) + 2(18.31 * 15) = 481.65m^2$.
- $S_{// \text{ au vent}} = 697.5m^2 < S_{\perp \text{ et sous le vent}} = 4 * 481.65 = 1926.6m^2$.

La condition est vérifiée donc le frottement est négligé.

II.2.3 .Action d'ensemble :

II.2.3.1 : vent perpendiculaire sur la façade principale V₁.

a) Dépression intérieure C_{pi}=-0.11.

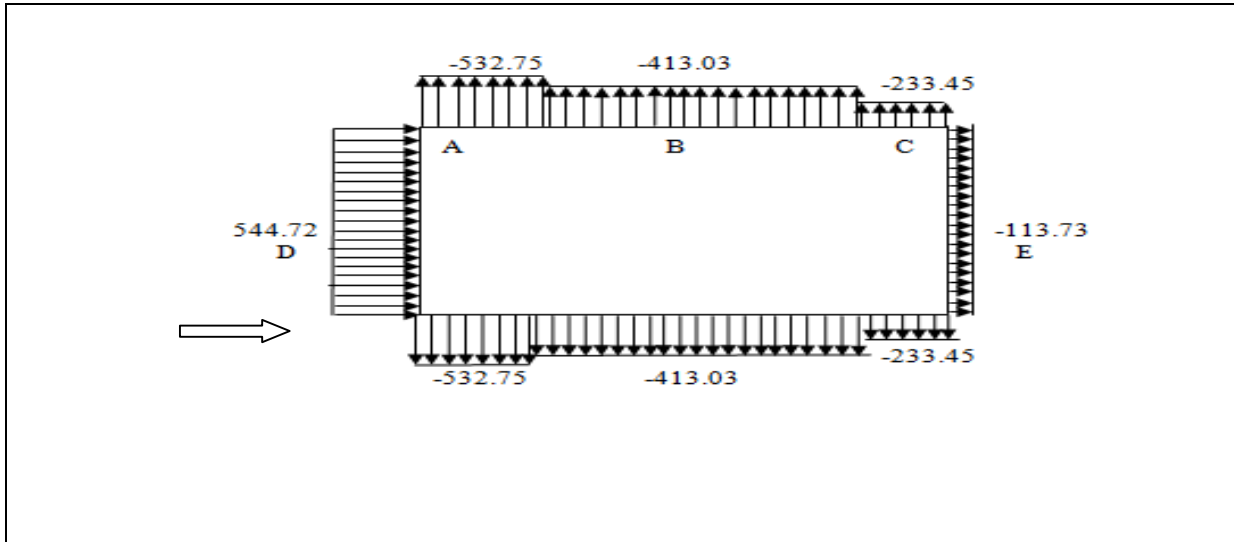


Figure II.18:pression sur les zones A B C D E.

b) Dépression C_{pi}= -0.13 (Dépression).

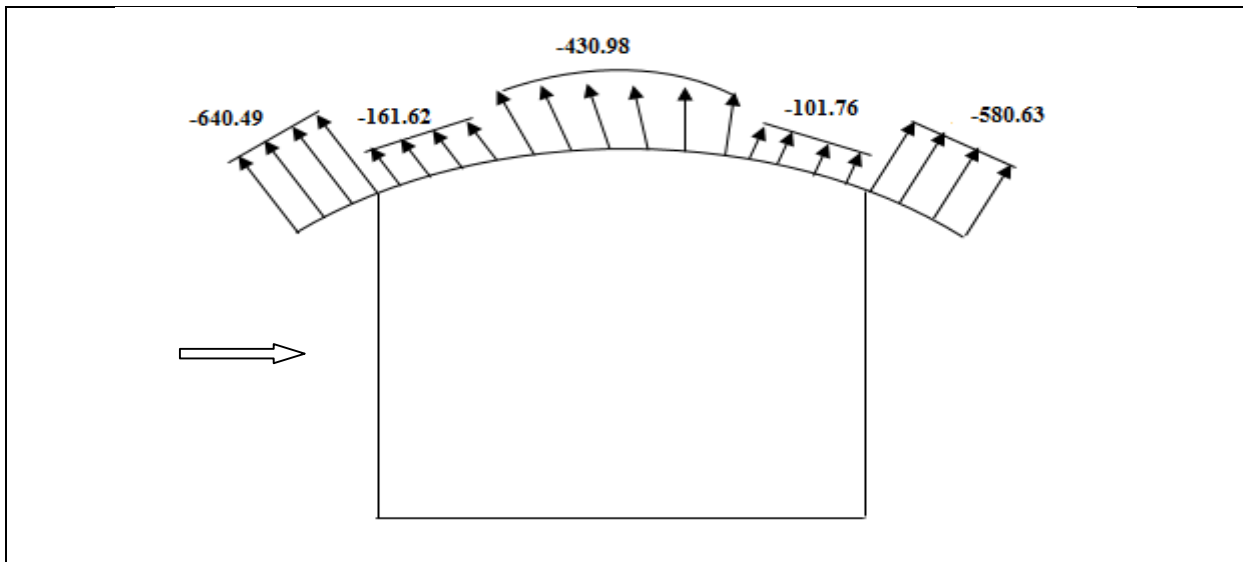


Figure II.19:pression sur les zones F, G, H et l'auvent.

II.2.3.2 : vent perpendiculaire sur la façade secondaire V₂.

a) Dépression C_{pi}= -0.06 (Dépression).

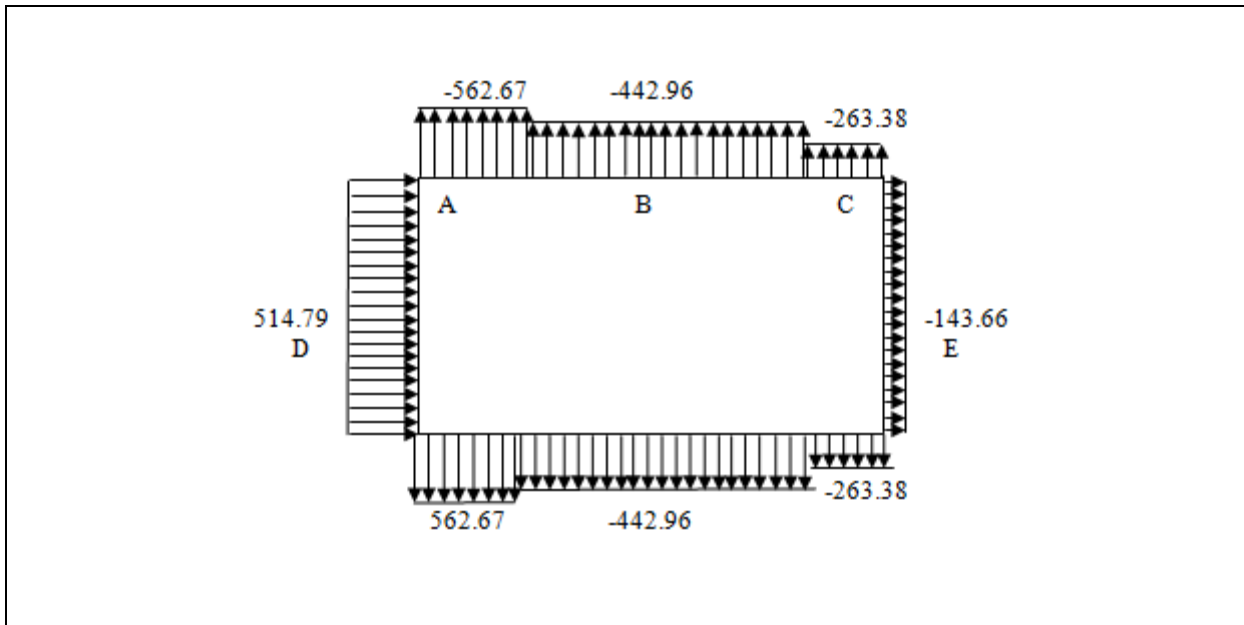


Figure II.20 :pression sur les zones A B C D E.

b) Dépression $C_{pi} = -0.07$ (Dépression).

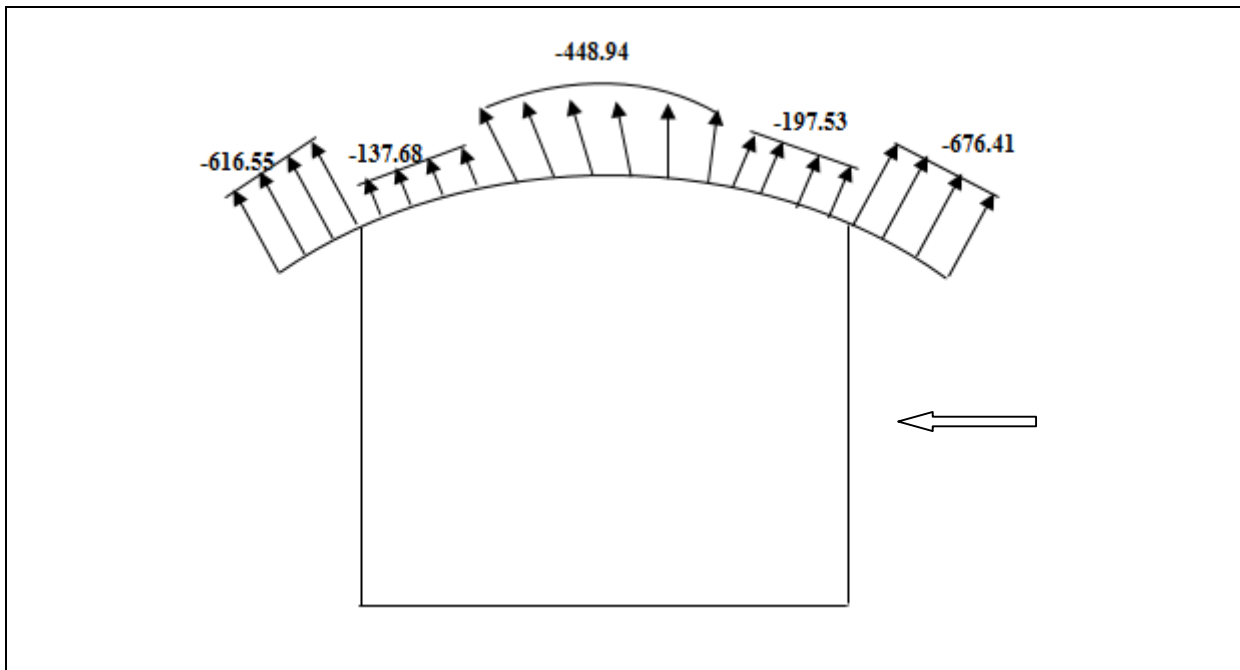


Figure II.21 :pression sur les zones F, G, H et l'auvent.

II.2.3.3 : vent perpendiculaire sur Les façades latérales V_3 :

a) Dépression $C_{pi} = -0.32$ (Dépression).

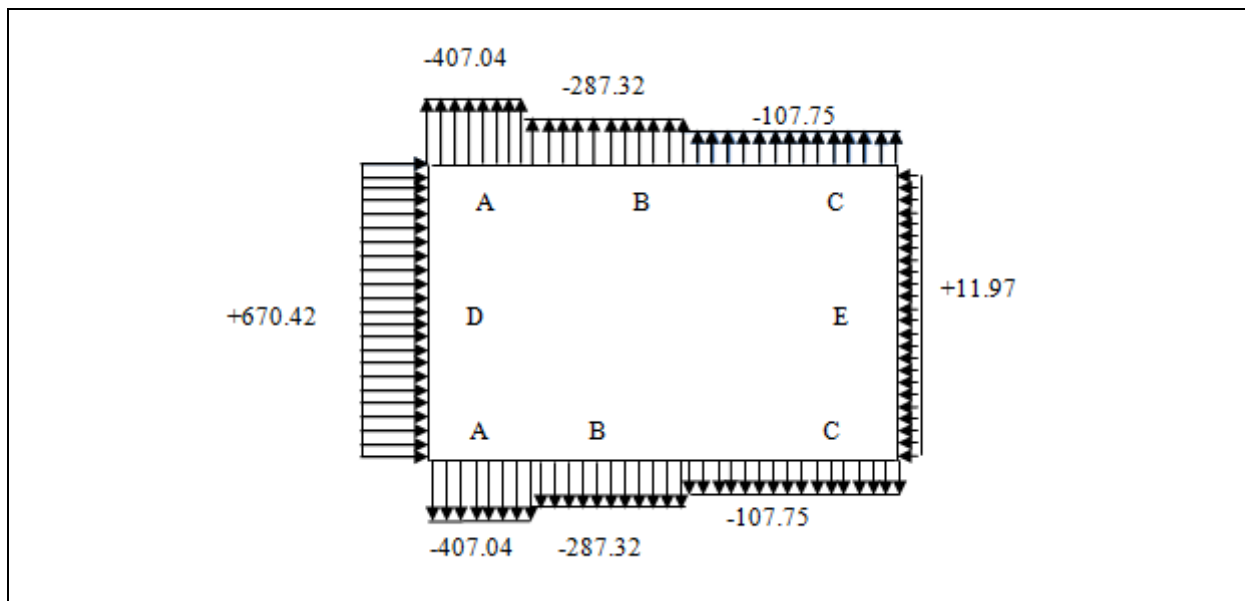


Figure II.22 : pression sur les zones A B C D E.

b) Dépression $C_{pi} = -0.32$ (Dépression).

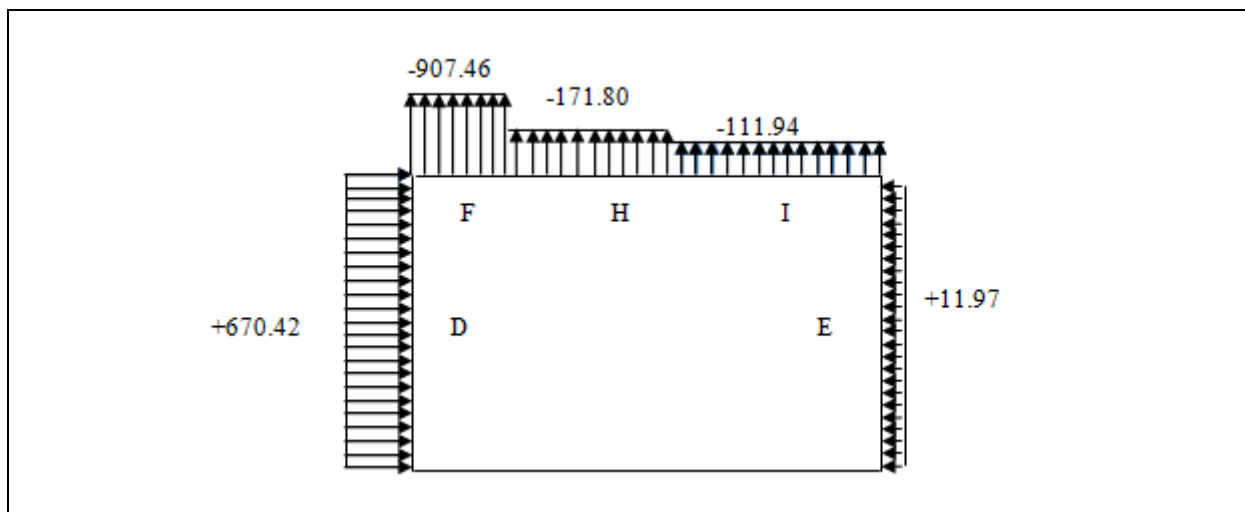


Figure II.23 :pression sur les zones F, G, H, D et E.

c) Dépression $C_{pi} = -0.324$ (Dépression).

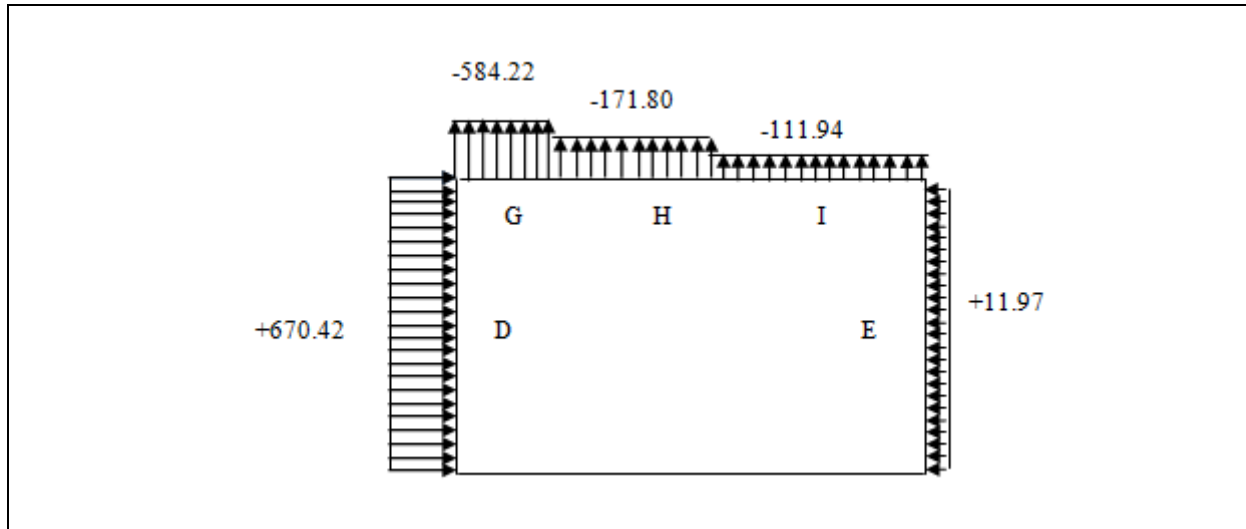


Figure II.24: pression sur les zones F, G, H, D et E.

II.3 : ACTION DE LA NEIGE :

La charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale de toiture ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \cdot S_k$$

K (en KN/m^2): est la charge de neige sur le sol donnée par le règlement RNVA 2013 dans le paragraphe 4, en fonction de l'altitude et de la zone de neige.

$$\text{Pour la zone A : } S_k = \frac{0.07 \cdot H + 15}{100} = (\text{KN/m}^2)$$

μ : est un coefficient d'ajustement de charge, fonction de la forme de toiture appelé coefficient de forme.

Comme la structure sera implanté à **cheminidans** la wilaya de **Bejaia** qui est classée dans la **zone A RNVA 2013**, à une altitude de $H=600$ m.

$$S_k = 0,57 \text{ KN/m}^2$$

II.3.1 : Neige sur toiture :

Dans notre projet la toiture a une forme d'une voûte qui a deux pentes différentes, le calcul des coefficients de forme se fait comme suite :

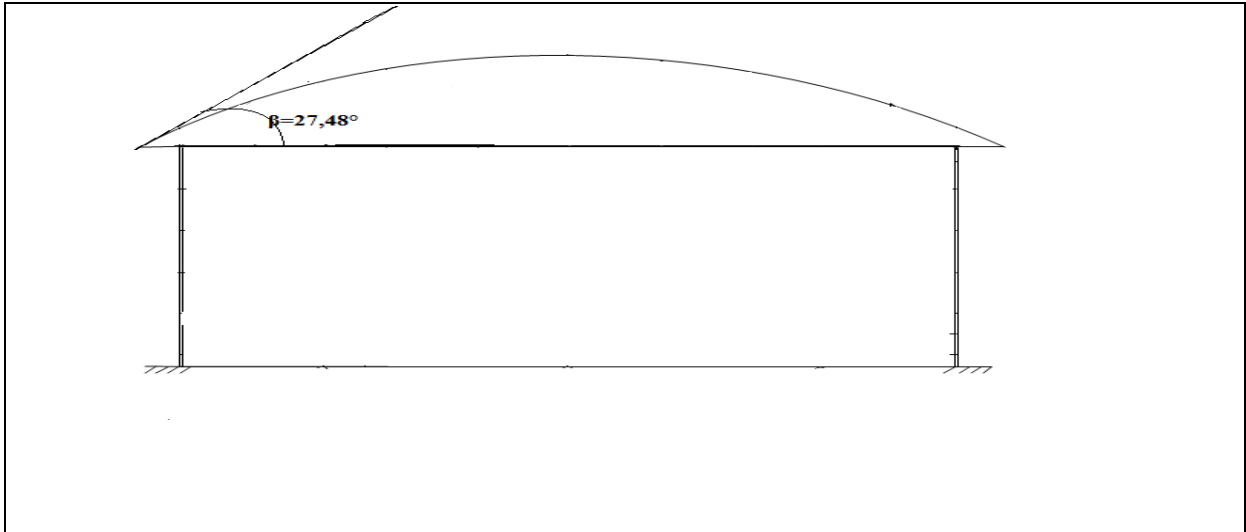


Figure II.25 : Représentation du versant de la toiture

On a $\beta < 60^\circ$

$$\mu_1 = 0.8$$

$$\mu_2 = 0.2 + 10 \cdot h / l$$

h: est la hauteur de naissance de la voûte jusqu'à son sommet ($h=1,85$)

l: est la longueur total de la toiture ($l=25m$)

$$\mu_2 = 0.2 + (10 \times 1,85) / 25 = 1,43$$

$$\mu_3 = 0.5 \cdot \mu_2 = 0,71$$

Donc:

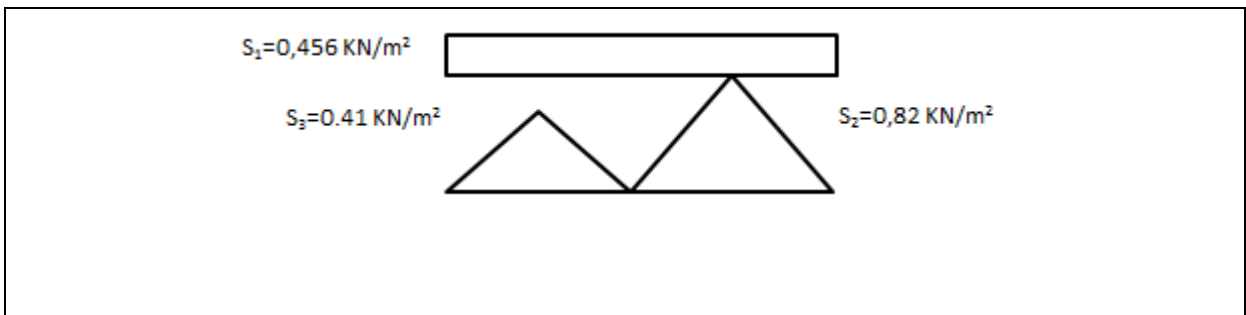


Figure II.26 : chargement de neige sur la toiture.

La charge de la neige à retenir est $S=0,82 \text{ KN/m}^2$.

II.4 : Etude de la variation de la température :

Selon le CCM97 article 2.2.3.1 (actions de la variation de la température climatique), on adopte dans le cas d'une construction située à l'air libre au nord de l'Algérie (climat tempéré), une variation uniforme de température qui est de 35°C à -15°C .

La température de montage est prise égale à 20°C

Donc le gradient de température est

$$\Delta T_1 = 35 - 20 = 15^\circ\text{C}.$$

$$\Delta T_2 = 15 + 20 = 35^\circ\text{C}.$$

$$\Delta T = \max(\Delta T_1, \Delta T_2) = 35^\circ\text{C}$$

Les déformations linéaires à considérer, entre les températures initiales moyennes au moment de la réalisation de l'ouvrage (généralement comprises entre $+10^\circ\text{C}$ et $+25^\circ\text{C}$) et les températures extrêmes peuvent être évaluées en admettant un coefficient de dilatation thermique $\alpha = 12 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$.

CHAPITRE III

Pré dimensionnement des éléments

III.1 : Introduction :

Les caractéristiques de notre structure (géométrie, matériaux), étant définies, nous passons, dans ce chapitre au pré-dimensionnement des éléments porteurs du bâtiment qui se font par la condition de flèche et les vérifier par celle de résistance et de cisaillement.

III.2 : Calcul des pannes :

Les pannes sont des poutres destinées à supporter la couverture et de transmettre les charges et surcharges s'appliquent sur la couverture à la traverse ou bien à la ferme (dans notre projet, les pannes reposent sur la ferme). Elles sont disposées parallèlement à la ligne de faitage, et elles sont calculées en flexion déviée, sous l'effet des charges permanentes, d'exploitation et climatique.

Elles sont réalisées soit en profilé formé à chaud en (**I**), ou bien en (**U**), soit en profilé formée à froid en (**Z**), (**U**), (**Σ**) ou en treillis pour les portées supérieure à **6m**.

On utilisera des profilés en (**I**) laminés à chaud.

III.2.1 : Données du calcul :

On étudie la panne la plus sollicitée qui est la panne intermédiaire de portée **L= 5m**, incliné d'un angle $\alpha=27.48^\circ$ et dans l'entraxe « e » égale à **1.5m**.

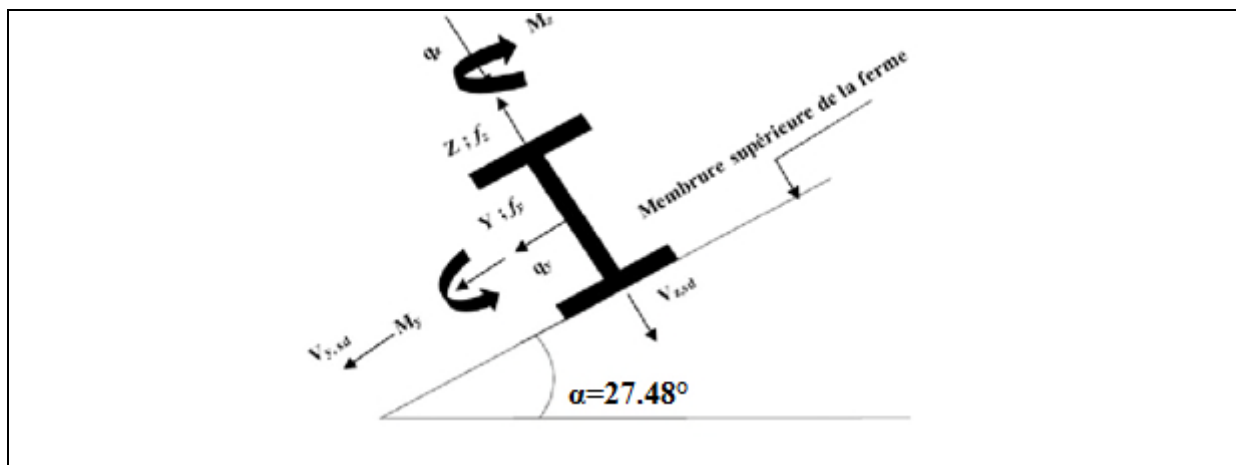


Figure III.1 : Position de la panne sur le versant et repérage des axes.

III.2.2 : Détermination des sollicitations :

III.2.2.1 : Evaluation des charges et surcharges :

a) Les charges permanentes (G) :

- Poids propre des panneaux sandwichs T75..... 14.2kg/m².
- Poids propre d'accessoire d'attache.....5kg/m².
- Poids propre de la pannes estimé..... 12 kg/m².

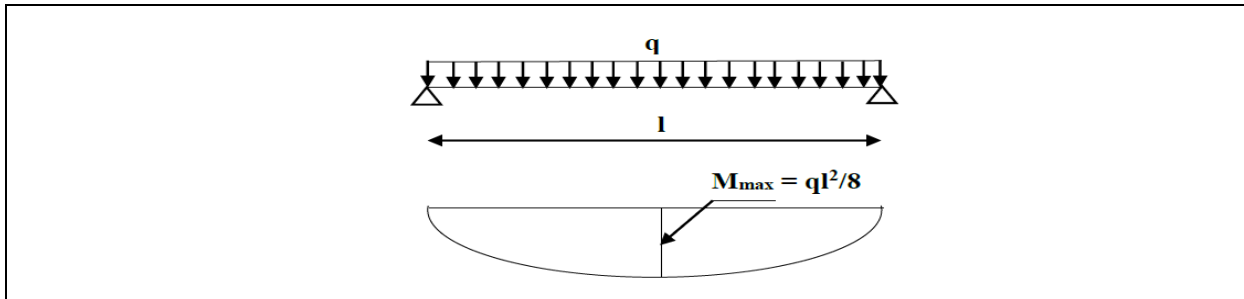


Figure III.2 : Schéma statique de la panne sous la charge permanente.

$$G = [(P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoires}}) \times (e) / \cos \alpha] + P_{\text{panne}}$$

e: espacement entre les pannes (e = 1,5m).

$$G = [(14.2 + 5) \times 1.5 / \cos(27.48)] + 12 = 44.46 \text{ Kg/m.}$$

$$G = 0.44 \text{ KN/m.}$$

b) Surcharges d'entretien (P) :

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

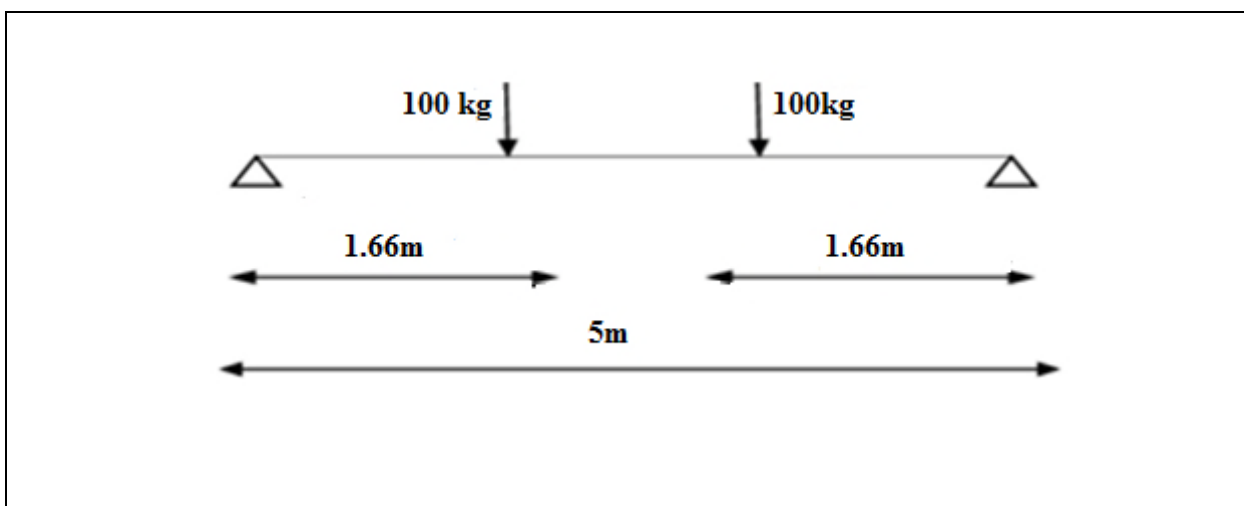


Figure III.3 : Schéma statique de la panne sous charge d'entretien.

$$M_{\max} = \frac{pl}{3}$$

$$M_{\max} = 100 \times 2 = 200 \text{ Kg.m}$$

Afin d'unifier l'expression de la flèche sous les charges (charges permanentes) et les surcharges (charges d'exploitation), on cherche la charge uniformément répartie équivalente qui nous donne le même moment trouvé par les deux charges concentrées.

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

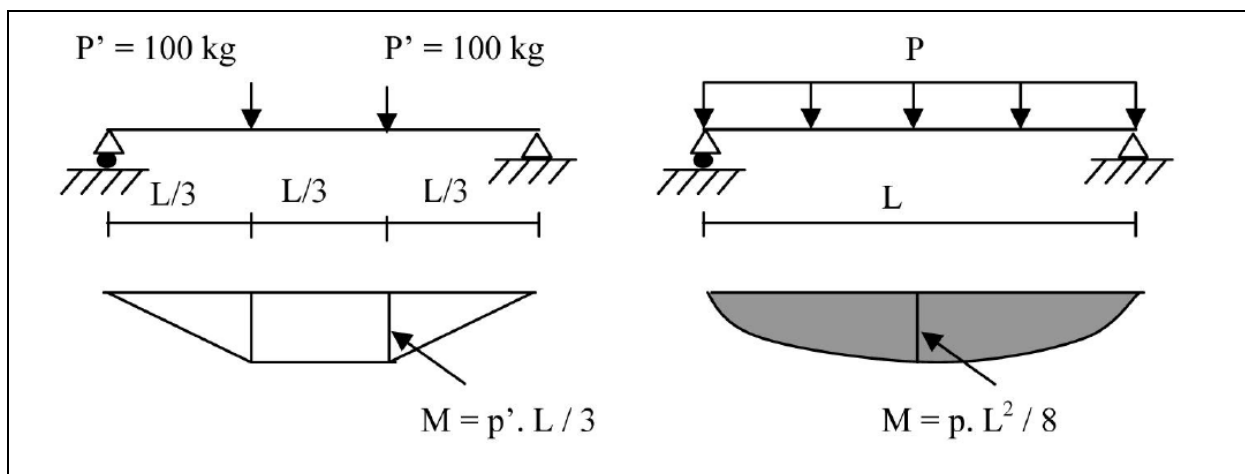


Figure III.4 : Schéma statique de la poutre équivalente.

$$M_{\max} = \frac{p'.l}{3} = \frac{p.l}{8} \Rightarrow p = \frac{8 \times p'}{3 \times l} = \frac{8 \times 100}{3 \times 5} = 53.33 \frac{\text{Kg}}{\text{ml}} \Rightarrow \mathbf{p = 0,53 \text{ KN/ml}}$$

c) Surcharges climatiques :

- **Surcharge du vent (W) :**

Sollicitation extrême et le Cas du vent sur la façade principale et secondaire

$$W = -0.907 \text{ KN/m}^2 = -0.91 \text{ KN/m}^2$$

La charge linéaire du vent est égal à :

$$W = -0.91 \times 1.5 = -1.37 \text{ KN/m}$$

$$\mathbf{W = -1.37 \text{ KN/m.}}$$

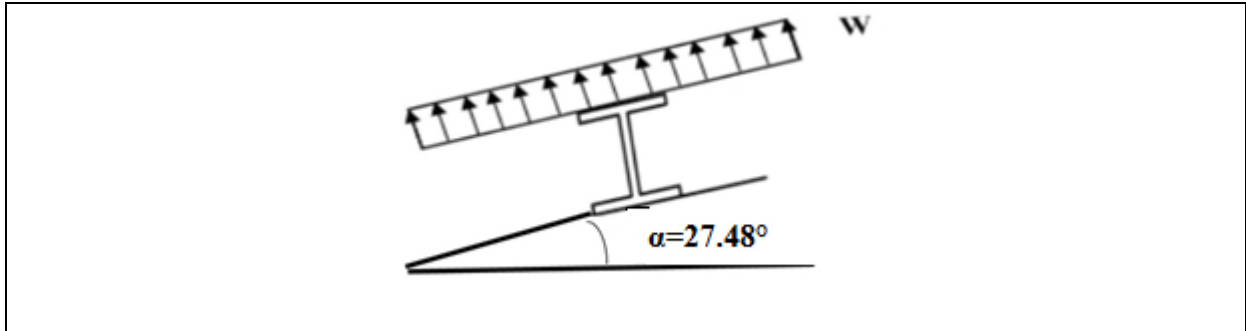


Figure III.5 : Schéma statique de panne sous surcharge du vent.

Surcharges de la neige (S) :

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

S : charge de la neige

Sur le sol : $S_k = 0.82 \text{ KN/m}^2$.

La charge linéaire de la neige sur la toiture est égal à :

$$S = 0.82 \times 1.5 \Rightarrow S = 1.23 \text{ KN/m.}$$

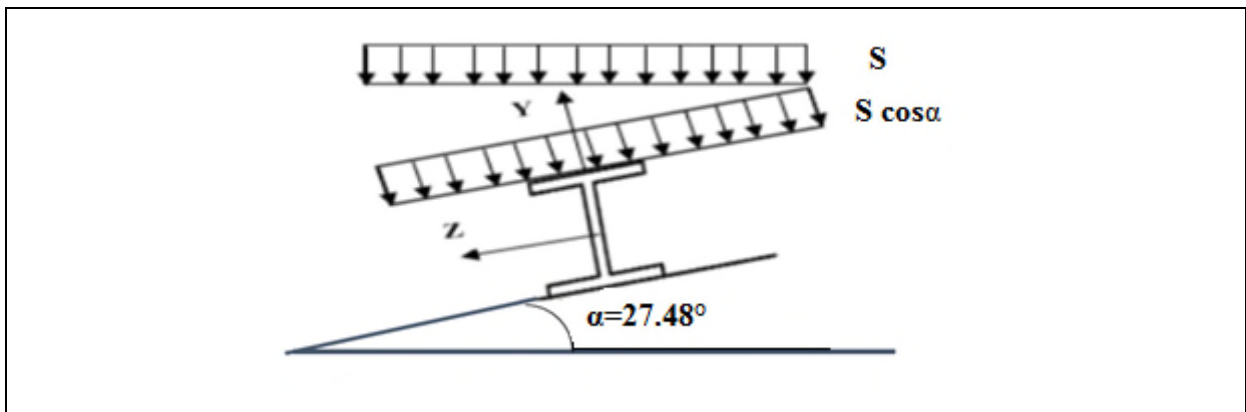


Figure III.6 : Schéma statique de panne sous surcharge de la neige.

III.2.2.2 : Combinaisons des charges les plus défavorables :

Les charges et surcharges appliquées :

$$G = 0.44 \text{ KN/m;}$$

$$Q = 0.53 \text{ KN/m;}$$

$$W = -1.37 \text{ KN/m;}$$

$$S = 1.23 \text{ KN/m.}$$

III.2.2.3 : Les combinaisons d'actions :**1) ELU :****▪ AXE Z-Z :**

$$p_{Uz1} = G_{min} + 1.5W = 0.39 + 1.5 \times (-1.37) = -1.665 \text{ KN/ml}$$

$$p_{Uz2} = 1.35 G_{Z,max} + 1.5 S_Z = (1.35 \times 0.39) + (1.5 \times 1.09) = 2.16 \text{ KN/ml}$$

$$p_{Uz3} = 1.35 G_{Z,max} + 1.5 Q_Z = (1.35 \times 0.39) + (1.5 \times 0.47) = 1.23 \text{ KN/ml}$$

▪ AXE Y- Y :

$$p_{Uy1} = G_{min} + 1.5W = 0.20 - (1.5 \times 0) = 0.20 \text{ KN/ml}$$

$$p_{Uy2} = 1.35 G_{Y,max} + 1.5 S_Y = (1.35 \times 0.20) + (1.5 \times 0.57) = 1.125 \text{ KN/ml}$$

$$p_{Uy3} = 1.35 G_{Y,max} + 1.5 Q_Y = (1.35 \times 0.20) + (1.5 \times 0.24) = 0.63 \text{ KN/ml}$$

Selon les deux axes y et z, les charges maximales à l'ELU /ml revenant à la panne la plus sollicitée en tenant compte de la continuité :

$$q_{Uz1} = 1.25 \times (2.16) = 2.7 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Uy3} = 1.25 \times 1.125 = 1.41 \text{ KN/ml}$$

2) ELS:**▪ AXE Z-Z :**

$$p_{SZ1} = G_{min} + W = 0.39 - 1.37 = -0.98 \text{ KN/ml}$$

$$p_{SZ2} = G_{Z,max} + S_Z = 0.39 + 1.09 = 1.48 \text{ KN/ml}$$

$$p_{SZ3} = G_{Z,max} + Q_Z = 0.39 + 0.47 = 0.86 \text{ KN/ml}$$

▪ AXE Y- Y :

$$p_{Sy1} = G_{min} + W = 0.20 - (1.5 \times 0) = 0.20 \text{ KN/ml}$$

$$p_{Sy2} = G_{Y,max} + S_Y = 0.20 + 0.57 = 0.77 \text{ KN/ml}$$

$$p_{Sy3} = G_{Y,max} + Q_Y = 0.20 + 0.24 = 0.44 \text{ KN/ml}$$

Selon les deux axes Y et Z ; les charges maximales à l'ELS /ml revenant à la panne la plus sollicitée en tenant compte de la continuité et on majore avec 1.25 :

$$q_{sz} = 1.25 \times 1.48 = 1.85 \text{ KN/ml}$$

$$q_{sy} = 1.25 \times 0.77 = 0.96 \text{ KN/ml}$$

III.2.3 : Principe de pré dimensionnement :

Les pannes sont sollicitées à la flexion déviée (flexion bi axiale).

Elles doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

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

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

III.2.3.1 : Vérification à l'ELS (flèche) :

La vérification 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 :

$$f = \frac{5 \times Q \times L}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{L}{200}$$

- Pour une poutre sur trois appuis uniformément chargée :

$$f = \frac{2.05 \times Q \times \frac{l}{2}}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{l}{200}$$

III.2.3.2 : Vérification à l'ELU (résistance)

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

a) Vérification à la flexion déviée (biaxiale N=0) :

$$\text{classe (1) et (2)} \left[\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad \text{5.35 Art 5. 4. 8. 1 rco3}$$

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

$$\text{Avec : } n = N_{sd}/N_{pl,rd} = 0 ; \text{ donc : } \beta = 1 \quad M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\text{Classe (3)} : \frac{M_{y,sd}}{W_{ely} \times f_{yd}} + \frac{M_{z,sd}}{W_{elz} \times f_{yd}} \leq 1 \quad \text{tqfy} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{5. 38 Art 5. 4. 8. 2 EC03}$$

$$\text{Classe (4)} : \frac{M_{y,sd}}{W_{effy} \times f_{yd}} + \frac{M_{z,sd}}{W_{effz} \times f_{yd}} \leq 1 \quad \text{tqfy} = \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{5. 40 Art 5. 4. 8. 3 EC03}$$

b) Vérification au cisaillement :

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} \quad \text{5.20 Art 5.4.6 EC03}$$

Sections en I ou en H laminées, effort parallèle à l'âme l'aire de cisaillement A_v :

$$A_v = A - 2btf + (tw + 2r) tf.$$

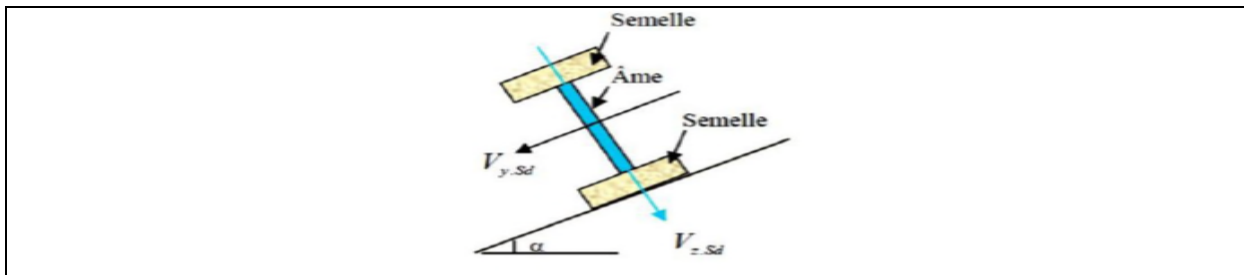


Figure III.7 : Plan de cisaillement.

A : aire de la section transversale

b: largeur hors tout.

d: hauteur l'âme.

h: hauteur hors tout.

r: rayon du congé de raccordement.

tf: épaisseur de semelle.

tw: épaisseur d'âme

c) Vérification au déversement :

Déversement = flambement latéral + rotation de la section transversale

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.

On rappelle la combinaison de charge défavorable pour le risque de déversement. Il s'agit de la première combinaison dans laquelle le vent agit seul et risque de faire déverser la panne (fléchie vers le haut) et en comprimant la semelle inférieure au niveau de la mi-travée (voir la figure).

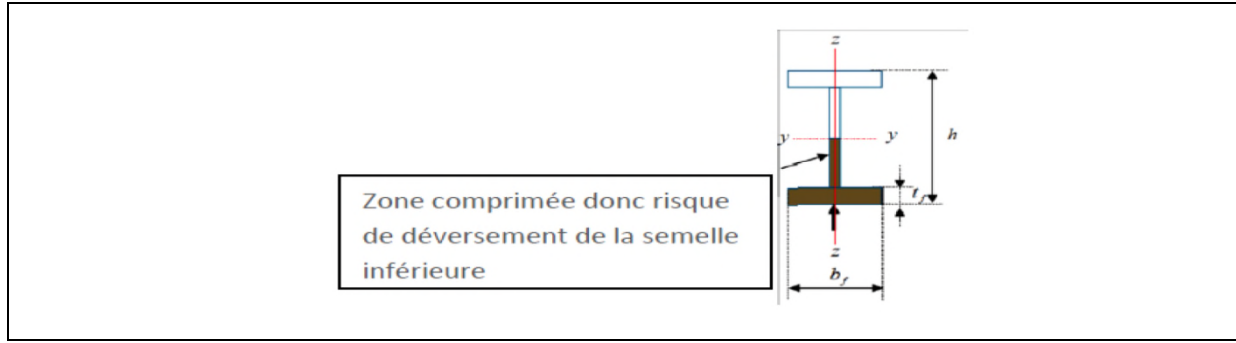


Figure III.8 : Représentation de phénomène de déversement dans la semelle inférieure.

La vérification au déversement se fait par l'utilisation de la condition suivante :

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

$\beta_w = 1$: Pour les sections de classe (1) et (2).

$$\beta_w = \frac{W_{ely}}{W_{ply}} : \text{Pour les sections de classe (3).}$$

$$\beta_w = \frac{W_{effy}}{W_{ply}} : \text{Pour les sections de classe (4).}$$

$M_{b,rd}$: Moment résistant au déversement.

M_{sdy} : Moment sollicitant.

χ_{LT} : Coefficient de réduction pour le déversement.

III.2.4 : Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche à l'ELS :

On considère que les pannes sont continues sur 3 appuis avec des liernes à mi-portée.

$$f_z \leq f_{adm} \text{ Avec } f_z = \frac{5 \times q_{sz} \times l^4}{384 \times EI_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{500}{200} = 2.5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times q_{sz} \times l^4}{E \times f_{adm}} = \frac{5 \times 1.85 \times 500^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 25} = 286.76 \text{ cm}^4$$

$$f_y \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = 12.5 \text{ mm avec } f_y \geq \frac{2.05 \times q_{sy} \times (l/2)^4}{384 \times I_z \times f_{adm}}$$

$$\Rightarrow I_z \geq \frac{2.05 \times q_{sy} \times (l/2)^4}{384 \times E \times f_{adm}} = \frac{2.05 \times 0.96 \times 250^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 12.5} = 7.63 \text{ cm}^4$$

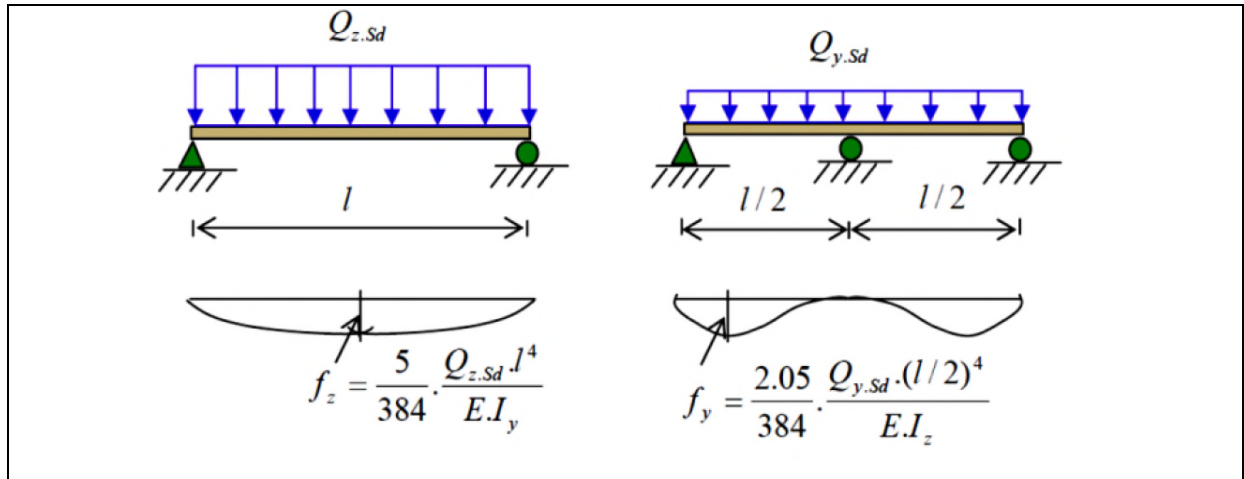


Figure III.9 : Schémas statique des pannes sur deux et trois appuis.

On choisit préliminairement un **IPE120** avec les caractéristiques géométriques suivantes :

$$-I_y = 317.8 \text{ cm}^4 - h = 120 \text{ mm} - d = 93.4 \text{ mm} - W_{ely} = 53.0 \text{ cm}^3$$

$$-I_z = 27.65 \text{ cm}^4 - b = 64 \text{ mm} - r = 7 \text{ mm} - W_{elz} = 8.64 \text{ cm}^3$$

$$-A = 13.2 \text{ cm}^2 - t_w = 4.4 \text{ mm} - A_{vz} = 6.3 \text{ cm}^2 - W_{ply} = 88.3 \text{ cm}^3$$

$$-G = 10.4 \text{ kg/m} - t_f = 6.3 \text{ mm} - A_{vy} = 8.6 \text{ cm}^2 - W_{plz} = 13.6 \text{ cm}^3$$

$$G = [(P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoires}}) \times (e) / \cos \alpha] + P_{\text{panne}}$$

$$G = [(14.2 + 5) \times 1.5 / \cos(27.48)] + 10.4 = 42.86 \text{ kg/m}$$

$$G = 0.43 \text{ kN/m.}$$

Si on ajoute le poids propre de l'**IPE120** dans la vérification de f_y c'est-à-dire dans $q_{s,y}$

$$\text{on aura : } q_{s,y} = 1,25 \times (0.96 + 0.104) = 1.33 \text{ kN/m.}$$

$$f_y \leq f_{\text{adm}} \text{ Avec } f_y = \frac{2.05 \times q_{s,y} \times (l/2)^4}{384 \times E I_z} \leq f_{\text{adm}} = \frac{l/2}{200} = \frac{500/2}{200} = 1.25 \text{ cm}$$

$$I_z \geq \frac{2.05 \times 1.33 \times (500/2)^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 12.5} = 10.57 \text{ cm}^4 \text{ l'IPE120 est donc vérifié à l'ELS}$$

III.2.5 : Dimensionnement des pannes :

Les pannes sont dimensionnées pour satisfaire les conditions suivantes :

- Condition de la flèche.
- Condition de résistance.
- ✓ Les combinaisons de calcul :

Combinaison à l'Etat. Limite. Ultime :

- **AXE Z-Z**

$$p_{Uz1} = G_{\text{min}} + 1.5W = 0.38 - 1.5 \times 1.37 = -1.68 \text{ kN/ml}$$

$$p_{Uz2} = 1.35 G_{Z,max} + 1.5 S_Z = (1.35 \times 0.38) + (1.5 \times 1.09) = 2.15 \text{ KN/ml}$$

$$p_{Uz3} = 1.35 G_{Z,max} + 1.5 Q_Z = (1.35 \times 0.38) + (1.5 \times 0.47) = 1.22 \text{ KN/ml}$$

▪ **AXE Y- Y**

$$p_{Uy1} = G_{min} + 1.5W = 0.20 - (1.5 \times 0) = 0.20 \text{ KN/ ml}$$

$$p_{Uy2} = 1.35 G_{Y,max} + 1.5 S_Y = (1.35 \times 0.20) + (1.5 \times 0.57) = 1.125 \text{ KN/ml}$$

$$p_{Uy3} = 1.35 G_{Y,max} + 1.5 Q_Y = (1.35 \times 0.20) + (1.5 \times 0.13) = 0.47 \text{ KN/ml}$$

Selon les deux axes y et z, les charges maximales à l'ELU /ml revenant à la panne la plus sollicitée en tenant compte de la continuité :

$$q_{Uz} = 1.25 \times 2.15 = 2.69 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Uy} = 1.25 \times 1.125 = 1.41 \text{ KN/ml}$$

✓ **Détermination des sollicitations :**

a) les Moments :

➤ Sous le vent (W) :

$$q_{Uz} = 1.25 \times -1.68 = -2.1 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Uy} = 0 \text{ KN/ml (voir page 42)}$$

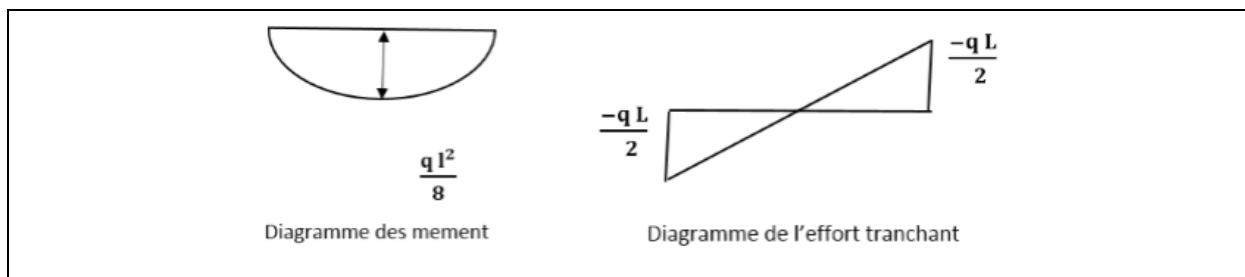


Figure III.10 : Sollicitation dans les pannes

$$\text{Axe Z-Z : } M_y = \frac{q_z \times L^2}{8} = \frac{-2.1 \times (5)^2}{8} = -6.56 \text{ KN. m}$$

$$\text{Axe Y-Y : } M_z = \frac{q_y \times (l)^2}{8} = 0 \text{ KN. m}$$

➤ Sous la charge d'exploitation (Q) :

$$q_{Uz} = 1.25 \times 1.22 = 1.53 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Uy} = 1.25 \times 0.53 = 0.66 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Axe Z-Z : } M_y = \frac{q_z \times L^2}{8} = \frac{1.53 \times (5)^2}{8} = 4.78 \text{ KN. m}$$

$$\text{Axe Y-Y : } M_z = \frac{q_y \times (l)^2}{8} = \frac{0.66 \times (5)^2}{8} = 2.06 \text{ KN. m}$$

➤ Sous la charge de neige (S) :

$$q_{Uz} = 1.25 \times 2.15 = 2.69 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Uy} = 1.25 \times 1.125 = 1.41 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Axe Z-Z : } M_y = \frac{q_z \times L^2}{8} = \frac{2.69 \times (5)^2}{8} = 8.40 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y : } M_z = \frac{q_y \times (l)^2}{8} = \frac{1.41 \times (5)^2}{8} = 4.41 \text{ KN.m}$$

b) Efforts tranchants :

$$\text{– Effort tranchant due au vent } V_w = (q_z \times L)/2 = (-2.1 \times 5)/2 = -5.25 \text{ KN}$$

$$\text{– Effort tranchant due à la neige : } V_s = (q_z \times L)/2 = (2.69 \times 5)/2 = 6.23 \text{ KN}$$

$$\text{– Effort tranchant due aux charges d'exploitations : } V_q = (q_z \times L)/2 = (1.53 \times 5)/2 = 3.83 \text{ KN}$$

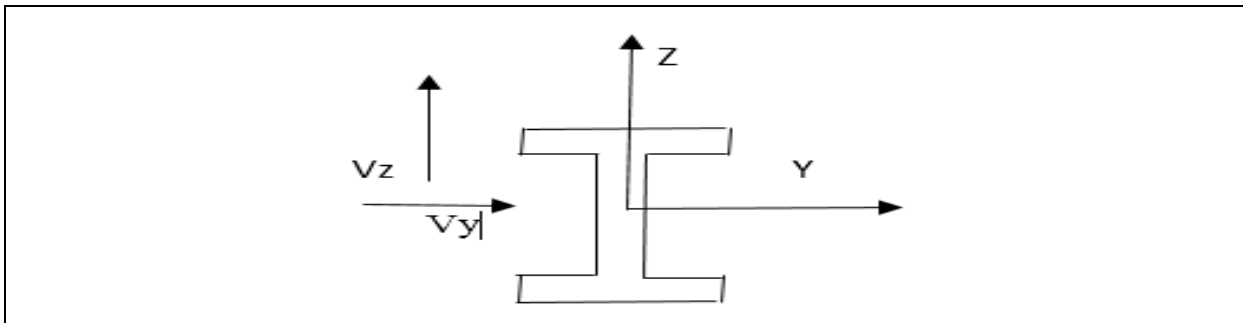


Figure III.11 : La position de l'effort tranchant.

✓ **Vérification de la résistance des pannes (ELU) :**

a) **vérification de la condition du moment :**

▪ **Classe de la section :**

Classe de la semelle :(semelle comprimée (IPE120))

$$\frac{C}{t_f} = \frac{b}{t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{64}{6.3} = 5.08 \leq 10\varepsilon \Rightarrow \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1 \Rightarrow \text{semelle de classe 1}$$

▪ **Classe de l'âme :(âme fléchie)**

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

Donc la section est de classe 01.

$$\text{Le calcul est en plasticité : } \left[\frac{M_{y,sd}}{M_{pl,y,rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z,rd}} \right]^\beta \leq \mathbf{1EC03Art 5.4.8.1}$$

Où : α et β sont des constantes qui placent en sécurité si elles sont prises égale à l'unité, mais qui peuvent prendre les valeurs suivantes :

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

Avec : $n=N_{sd}/N_{plrd}=0$; donc : $\beta=1$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{60.7 \times 10^{-3} \times 235}{1} = 14.26 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{13.6 \times 10^{-3} \times 235}{1} = 3.20 \text{ KN.m}$$

$$M_z = \frac{q_y \times (l)^2}{8} = \frac{1.41 \times (5)^2}{8} = 4.41 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \frac{q_z \times L^2}{8} = \frac{2.69 \times (5)^2}{8} = 8.40 \text{ KN.m}$$

$$\text{Alors : } \left[\frac{4.41}{14.26} \right]^2 + \left[\frac{3.20}{8.40} \right]^1 = 0,48 < 1 \text{ Vérifiée}$$

b) Vérification de l'effort tranchant :

La vérification à l'effort de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$V_{z.sd} \leq V_{plz.rd} \text{ EC3 Art 5.4.6}$$

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{6.3 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1} = 85.48 \text{ KN}$$

$$V_{ply} = \frac{A_{vy} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{8.6 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1} = 116.68 \text{ KN}$$

Avec :

V_{plz} : Effort tranchant résistant de la section.

A_{vz} : Aire de cisaillement.

Sous le vent : $V_{z.sd} = -5.25 \text{ KN} < V_{plz} = 85.48 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$

Sous la neige : $V_{z.sd} = 6.23 \text{ KN} < V_{plz} = 85.48 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$

Sous la charge Q : $V_{z.sd} = 3.83 \text{ KN} < V_{plz} = 85.48 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$

Donc la résistance des pannes au cisaillement est vérifiée.

c) Vérification au déversement :

La vérification à faire est :

$$M_{sdy} \leq M_{b,rd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y / \gamma_{M1} \dots \dots \dots \text{EC03 Art5.5.2}$$

$M_{rd y}$: moment résistant au déversement.

$\beta_w = 1$, pour les sections de classe (1) et (2).

$\beta_w = W_{ely} / W_{ply}$, pour les sections de classe (3).

$\beta_w = W_{effy} / W_{ply}$, pour les sections de classe (4).

On a :

$\beta_w = 1 \Rightarrow$ classe 01

χ_{LT} : Coefficient de réduction en fonction de $\overline{\lambda_{LT}}$.

$\overline{\lambda_{LT}}$: est l'élancement réduit vis- vis du déversement.

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}}$$

M_{cr} : est le moment critique élastique de déversement. **F.2, Art F.1.2 EC03**

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 E I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j) \right\}$$

$$G = \frac{1}{2(1+\nu)} E = 0.4E ; \quad I_t = 1.74 \text{ cm}^4; I_w = 8900 \text{ cm}^6.$$

G : module d'élasticité transversale

$\nu = 0.3$: coefficient de poisson

E = 210000 MPA : module d'élasticité longitudinal

I_t : moment d'inertie de torsion

I_w : moment d'inertie de gauchissement

I_z : moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie

K et K_w : les facteurs de longueur effective avec :

K=1 appui simple (**tableau F.1.2 EC03**)

$K_w=1$ (pas d'encastrement aux extrémités) ; L = 5m

C_1, C_2, C_3 : facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement (K=1).

$C_1 = 1.132 \quad C_2 = 0.459 \quad C_3 = 0.525 \quad$ (**tableau F.1.2 EC03**)

L=longueur de maintien latéral = la distance entre la lierne et le portique = $l/2 = 2.5$ m.

$Z_g = Z_a - Z_s$

z_g : est la distance du point d'application de la charge au centre de torsion de la section (z_g est positif ssi la charge agit vers le centre de torsion et négatif dans le cas contraire)

z_a : Coordonnée du point d'application de la charge

z_s : Coordonnée du centre de cisaillement

$$\begin{cases} Z_a = -6cm & \text{sous l'action du vent.} \\ Z_a = 6cm & \text{sous la charge verticale.} \\ Z_s = 0 & \text{section doublement symétrique EC3 figure F.1.1} \\ Z_j = 0 & \text{section doublement symétrique EC3 Art F.1.1} \end{cases}$$

$$Z_g = Z_a - Z_s = -6cm.$$

$$M_{cr} = \frac{1.132 \times 3.14^2 \times 2.1 \times 27.65}{(1 \times 2.5)^2} \left\{ \left[\frac{1}{1} \right]^2 \times \left[\frac{0.089}{27.65} + \frac{2.5^2 \times 0.4 \times 1.74}{3.14^2 \times 27.65} + (0.459 \times (-0.06))^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0.459 \times (-0.06)) \right\}$$

$$M_{cr} = 17.5 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 60.7 \times 10^{-6} \times 235}{17.5 \times 10^{-3}}} = 0.9$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0.9 > 0.4 \Rightarrow$ Donc il y a risque de déversement.

Profilé laminé : $\alpha = 0.21$; Courbe (a) $\rightarrow \chi_{LT}$

On tire χ_{LT} du tableau 5.5.2 de L'EC03 :

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1.10 \text{ Donc : } \chi_{LT} = 0.734$$

$$M_{b,rd} = 0.734 \times 1 \times \frac{60.7 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1.1} = 9.52 \text{ KN.m}$$

$M_{b,rd} = 9.52 \text{ KN.m} > M_{sdy} = 9.03 \text{ KN.m}$vérifiée.

\Rightarrow La stabilité de la panne vis avis du déversement est donc vérifiée.

III.3 : Calcul des liernes :

III.3.1 : Définition :

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. Compte tenu de la faible inertie transversale des pannes, l'effet de la charge Q_y (perpendiculaire à l'âme de la panne) devient préjudiciable et conduit à des sections des pannes importantes, donc onéreuses.

III.3.2. Dimensionnement des liernes :

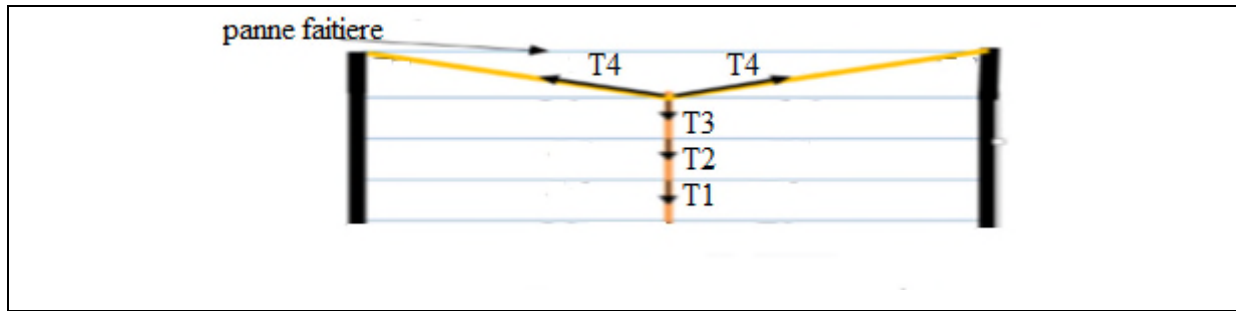


Figure III.12 : efforts de traction dans les liernes

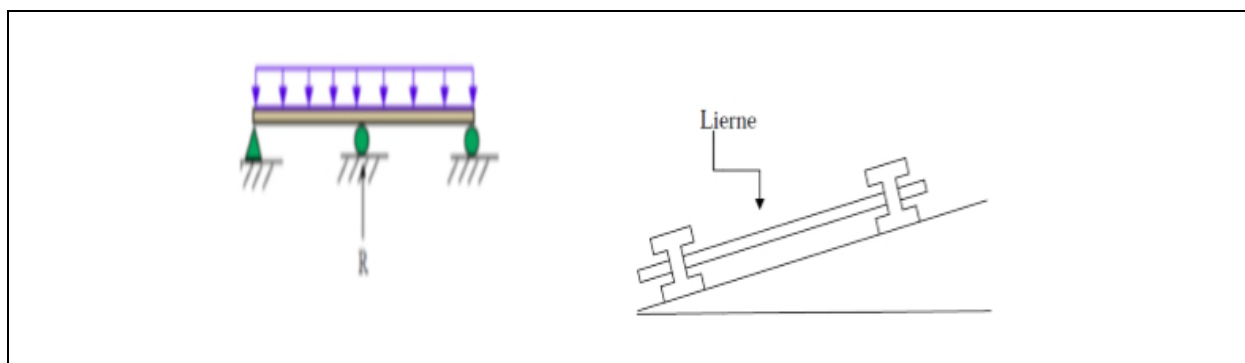


Figure III.13 : Schéma statique des pannes dans le cas d'escivance des lierne.

III.3.2.1 : Calcul de l'effort de traction dans le lierne la plus sollicité :

La réaction R au niveau de la lierne :

$$R = q_{uy} \times l_y$$

$$G_{yy} = G \sin \alpha = 0.43 \sin 27.48 = 0.20 \text{ KN/m}$$

$$p_{Uy2} = 1.35 G_{Y,max} + 1.5 S_Y = (1.35 \times 0.20) + (1.5 \times 0.57) = 1.125 \text{ KN/ml}$$

$$q_{uy} = 1.25 \times 1.125 = 1.41 \text{ KN/ml}$$

$$l_y = \frac{l}{2} = 2.5 \text{ m}$$

$$R = 1.41 \times 2.5 = 3.53 \text{ KN}$$

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

$$\mathbf{T1} = R/2 = 1.76 \text{ KN}$$

- Effort dans le tronçon L2 :

$$\mathbf{T2} = T1 + R = 1.76 + 3.53 = 5.29 \text{ KN}$$

- Effort dans le tronçon L3 :

$$T3 = T2 + R = 5.29 + 3.53 = 10.82 \text{ KN}$$

- Effort dans les diagonales L4 :

$$\text{Avec : } \theta = \tan^{-1}(e/(L/2)) = \tan^{-1}(1.5/2.5) = 30.96^\circ$$

$$2 T4 \sin \theta = T3$$

$$T4 = T3 / (2 \sin 30.96^\circ)$$

$$T4 = 10.51 \text{ KN}$$

III.3.2.2 : Calcul de la section des liernes :

- Le tronçon le plus sollicité est T4.

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

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

$$\text{Avec : } N_{pl} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{mo}} \Rightarrow A \geq \frac{\gamma_{mo} \times N_{tsd}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{1 \times 10.82}{23.5} \Rightarrow A \geq 0.46 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \times \phi^2}{4} \geq 0.46 \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.46}{3.14}} \Rightarrow \phi \geq 0.77 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratique, on opte pour une barre ronde de diamètre $\phi = 8 \text{ mm}$.

III.4 : Calcul de l'échantignolle :

III.4.1 : Définition :

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

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

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

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

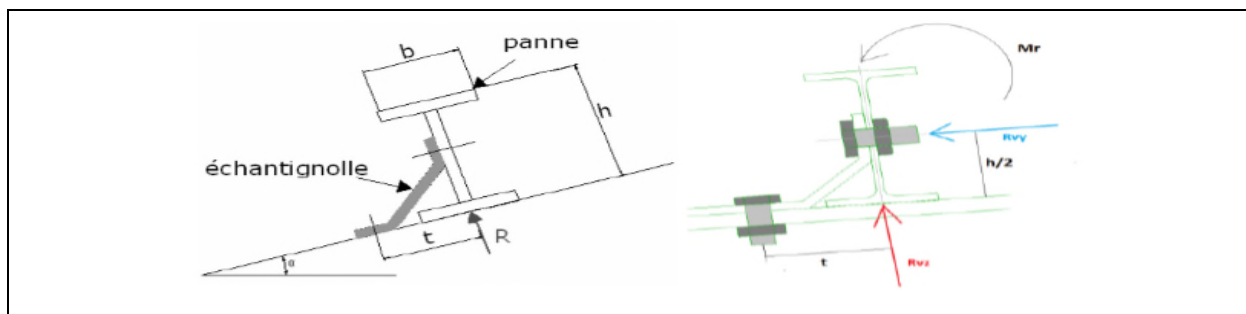


Figure III.14 : Coupe transversale de l'échantignolle et les efforts sollicitant.

Pour un **IPE120**: $b = 64\text{mm}$ et $h = 120\text{mm}$

$6.4\text{ cm} \leq t \leq 9.6\text{ cm}$, on adopte $t = 8\text{ cm}$

III.4.2 : Détermination des sollicitations :

III.4.2.1 : Combinaison du calcul :

Sous la combinaison : $1.35 G_{Z,max} + 1.5 S_Z$ (la plus défavorable)

$$p_{Uz} = 1.35 G_{Z,max} + 1.5 S_Z = (1.35 \times 0.38) + (1.5 \times 1.09) = 2.15 \text{ KN/ml}$$

Charge revenant à la panne et en tenant compte de la continuité :

$$q_{zu} = 1,25 \times (2.15) = 2.69 \text{ KN/m}$$

III.4.2.2 : Calcul des réactions :

L'effort **R** revenant à l'échantignolle n'est rien que la réaction d'appui des pannes. On prendra l'effort maximal correspondant à l'échantignolle intermédiaire (et non l'échantignolle de rive).

$$R = q_{zu} \times L = 2.69 \times 5 = 13.43 \text{ KN}$$

$$R = 13.43 \text{ KN.}$$

III.4.2.3 : Calcul du moment de renversement :

L'effort **R** risque de provoquer le pliage de l'échantignolle. Pour prévenir ce risque, il faut vérifier que le moment de renversement **M_R** ne dépasse pas le moment de pliage.

$$M_R \leq M_{\text{pliage}}$$

Avec :

$$M_R = R \times t$$

$$\text{Pour notre IPE120 : } M_R = R \times t = 13.43 \times 0.08 = 1.074 \text{ KN.m}$$

$$M_R = 1.074 \text{ KN.m}$$

M_{pliage} : est le moment résistant au pliage de l'échantignolle. Généralement les échantignolles sont des éléments formés à froid. La classe de la section est au moins de classe (3).

$$M_{\text{pliage}} = (W_{\text{ely}} \times f_y) / \gamma_{M0} \geq M_R \Rightarrow W_{\text{ely}} \geq (\gamma_{M0} \times M_R) / f_y$$

$$W_{\text{ely}} \geq (\gamma_{M0} \times M_R) / f_Y = (1 \times 1.074 \times 10^2) / 23.5 = 4.57 \text{ cm}^3$$

III.4.2.4: Epaisseur de l'échantignolle:

Remarque : la largeur de l'échantignolle « a » est calculée après avoir dimensionné la membrure supérieure de la ferme, 2L70*70*7

$a = 7+7+1 = 15 \text{ cm}$; avec l'épaisseur du gousset est de 10mm.

$$W_{ely} = a \times e^2/6 \Rightarrow e \geq \sqrt{\frac{6 \times 4.57}{15}} = 1.35 \text{ cm soit : } e = 14 \text{ mm}$$

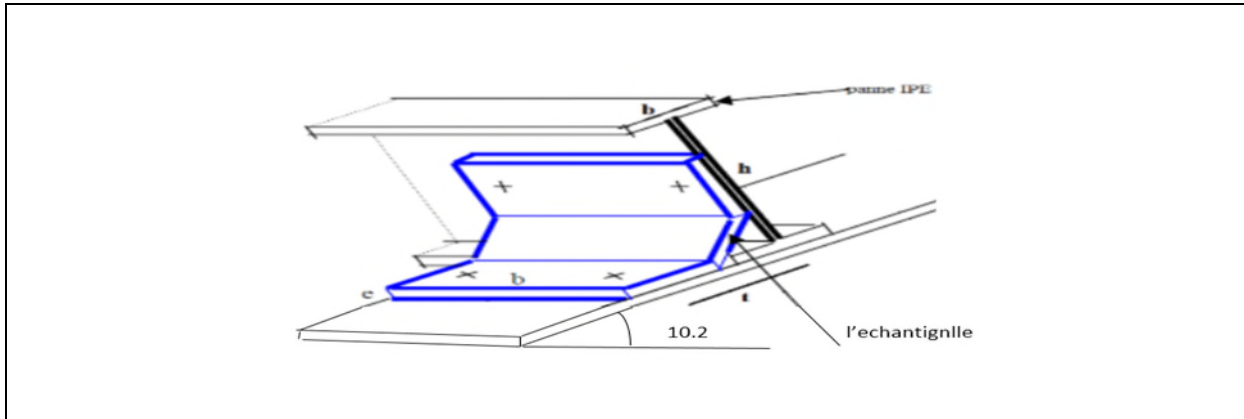


Figure III.15 : détail de l'échantignolle (vue en 3D).

III.5 : Calcul des fermes

III.5.1 : Définition

Les fermes sont les poutres maitresses d'un comble. Elles sont constituées le plus souvent, par des barres rectilignes, situées dans un même plan, assemblé entre elles selon des triangles, elles sont composées :

- d'une membrure supérieure (arbalétrier).
- d'une membrure inférieure (entrait).
- d'une âme treillis constituées d'éléments verticaux (montant) et oblique (diagonales) elles sont généralement articulées à leurs appuis.

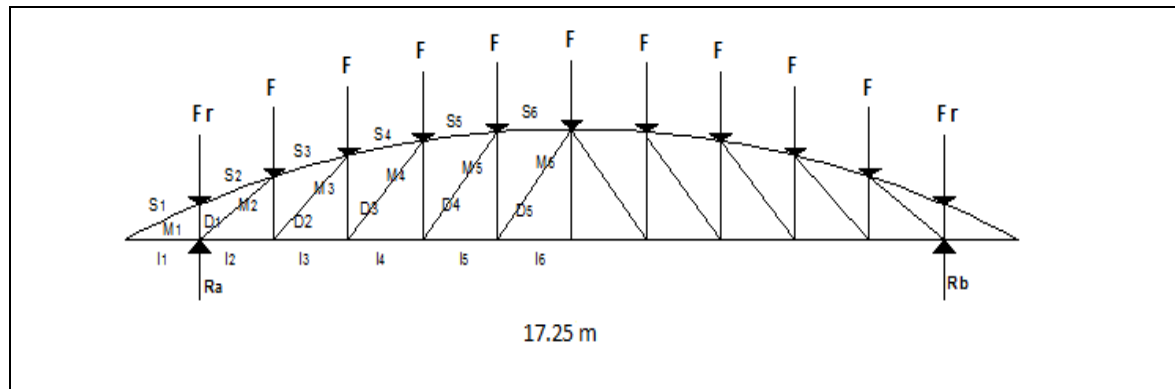


Figure III.16 : Schéma statique de la ferme.

Hypothèses de calcul

- Les barres sont considérées comme rigides et indéformables. En fait l'allongement ou le raccourcissement des barres, pris individuellement, sont faibles. Leurs cumuls exigent cependant de vérifier la déformation globale de la flèche.
- Les barres sont considérées comme articulées, sans frottement, aux nœuds. En fait les assemblages aux nœuds se font par boulons, rivets ou soudures sur goussets. Leurs plus ou moins grandes rigidités correspondent à des encastremements plus ou moins parfait. De ce fait, les calculs qui prennent en compte des articulations, placent en sécurité et conduisent à surestimer les efforts, donc les sections des barres, d'au moins 10%.
- Les axes neutres des barres sont supposés concourants aux nœuds ou elles convergent.
- Le poids propre des barres est négligé vis-à-vis des charges extérieures sollicitant le système.
- La ferme est considérée comme reposante sur deux appuis.
- Les forces extérieures sont supposées être situées dans le plan du système et appliquées aux nœuds, ce qui conduit à des efforts normaux, exclusivement, dans les barres (compression, traction).
- Les calculs sont effectués exclusivement en élasticité, l'utilisation des propriétés plastiques de l'acier ne s'appliquent pas aux poutres ajourées.

L'étude se fait selon la combinaison la plus défavorable des deux combinaisons suivantes :

- Cas de soulèvement : $G + 1,5W$
- Cas de la neige seule: $1,35G + 1,5S$

La ferme a une longueur de 15m avec des forces concentrées verticales dues à la charge transmise par la toiture par l'intermédiaire des pannes. Et le schéma des surfaces afférentes sera comme le suivant :

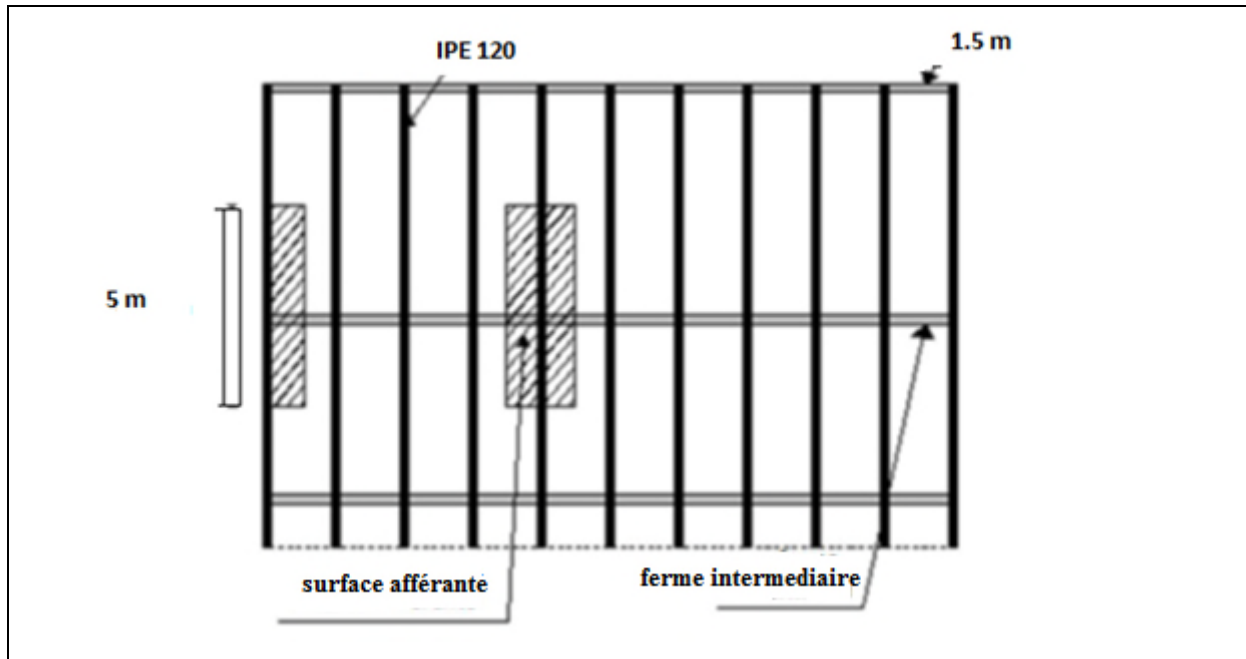


Figure III.17 : Surface afférente des nœuds.

III.5.2 : Détermination des charges revenantes sur la ferme

On a des fermes sous forme Canam de 15,1m de longueur supportant 11 pannes. L'entre axes horizontal des pannes est d'environ 1,5m l'entre axe des fermes est de 5m.

On dimensionne les barres de la ferme les plus sollicitées en compression et en traction. (Membrure supérieure, membrure inférieure, montants, et diagonales).

III.5.2.1. Calcul des charges revenantes sur chaque nœud

a) Nœud intermédiaires :

La surface horizontale d'influence qui revient pour le nœud intermédiaire :

- $S = 5 \times 1,5 = 7,5\text{m}^2$
- **Poids propres :**

- La couverture (les panneaux TL75P) + accessoires de pose... $0,192 \times 7,5 = 1,44\text{KN}$

- La panne (IPE120)..... $0,104 \times 5 = 0,52\text{ KN}$

- La ferme (poids forfaitaire) $0,18 \times 7,5 = 1,35\text{KN}$

- Les contreventements (la moyenne des contreventements pour les halls est de 3 à 5 Kg/m²)..... $0,04 \times 7.5 = 0.3 \text{KN}$
- TOTAL.....**3.61KN**

- **Surcharges climatiques :**

1. **Surcharge du vent :**

La zone la plus chargée est la zone F

$$w_j = -0.91 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow W = -0.91 \times 7.5 = -6.83 \text{KN}$$

2. **Surcharge de la neige :**

$$S_{\max} = 0,82 \text{KN/m}^2$$

La surface revenant à chaque nœud intermédiaire est de 7.5m^2

$$\text{Donc : } S = 0.82 \times 7.5 = 6.15 \text{KN}$$

- b) **Nœud de rives :**

$$S = 3.75 \text{m}^2$$

- **Poids propres :**

- La couverture (les panneaux TL75P) + accessoires de pose... $0.192 \times 3.75 = 0.72 \text{KN}$
- La panne (IPE120)..... $0.104 \times 5 = 0.52 \text{KN}$
- La ferme (poids forfaitaire) $0.18 \times 3.75 = 0.68 \text{KN}$
- Les contreventements (la moyenne des contreventements pour les halls est de 3 à 5 Kg/m²)..... $0.04 \times 3.75 = 0.15 \text{KN}$
- TOTAL.....**2.07KN**

- **Surcharges climatiques :**

1. **Surcharge du vent :**

La zone la plus chargée est la zone F

$$w_j = -0.91 \text{KN/m}^2 \Rightarrow W = -0.91 \times 3.75 = -3.41 \text{KN}$$

2. **Surcharge de la neige :**

$$S_{\max} = 0.82 \text{KN/m}^2$$

La surface revenant à chaque nœud intermédiaire est de 3.75m^2

$$\text{Donc : } S = 0.82 \times 3.75 = 3.08 \text{KN}$$

III.5.2.2 : Calcul des forces selon les combinaisons de charges

a) Nœud intermédiaires :

- Soulèvement :

$$F_v = G + 1.5V = 3.61 - 1.5 \times 6.93 = -6.785 \text{KN}$$

- Neige :

$$F_s = 1.35G + 1.5S = (1.35 \times 3.61) + (1.5 \times 6.15) = 14.1 \text{KN}$$

b) Noud de rives :

- Soulèvement :

$$F_v = G + 1.5V = 2.07 - 1.5 \times 3.41 = -3.5 \text{KN}$$

- Neige :

$$F_s = 1.35G + 1.5S = (1.35 \times 2.07) + (1.5 \times 3.08) = 7.41 \text{KN}$$

III.5.3 : Détermination des efforts dans les barres

La détermination des efforts dans les éléments de la ferme est obtenue à l'aide d'un modèle 2D avec le logiciel Robot 2012. Les sollicitations dans les éléments sont mentionnées dans le tableau suivant :

ELEMENTS		SousG+1,5W	Sous1, 35G+1,5S
Membrures supérieures	S₁	8.60	-21.12
	S₂	8.32	-20.41
	S₃	-46.34	100.28
	S₄	-59.41	129.19
	S₅	-64.25	139.93
	S₆	-67.40	146.89
Membrures inférieures	I₁	-8.06	19.77
	I₂	44.91	-97.16
	I₃	58.46	-127.12
	I₄	63.97	-139.33
	I₅	67.37	-146.82
	I₆	68.39	-149.09
Diagonales	D₁	-1.56	3.49
	D₂	-5.13	11.28

	D₃	-7.94	17.55
	D₄	-17.77	39.25
	D₅	-61.69	136.12
Montants	M₁	-11.46	19.97
	M₂	12.21	-25.48
	M₃	5.66	-12.70
	M₄	3.76	-8.51
	M₅	1.14	-2.63
	M₆	0	0

Tableau III.1 : efforts dans les barres

La combinaison la plus défavorable pour toutes les barres est : 1,35G+1,5S.

Convention de signe (+) tension et (-) compression.

III.5.4 : Dimensionnement des barres

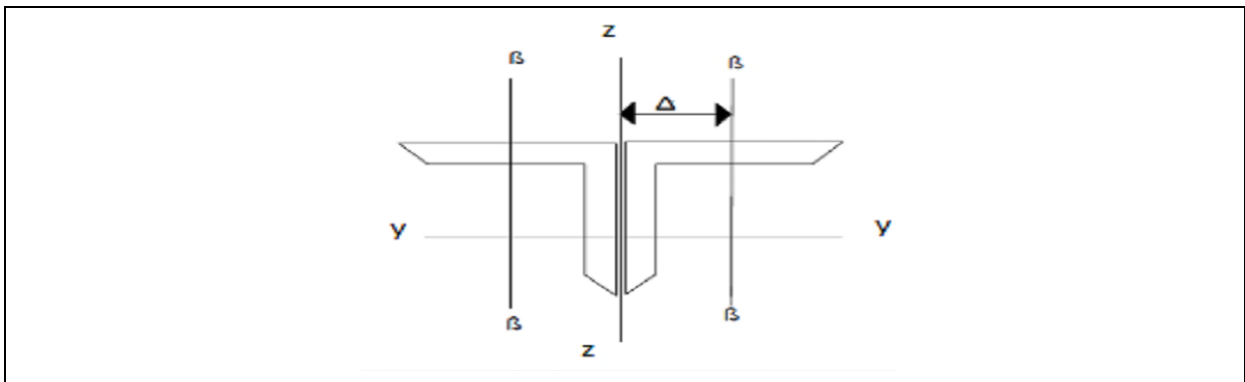


Figure III.18 : Double cornière

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max}$$

$$\gamma_{m0} = 1,1$$

$$f_y = 235 \text{ MPa}$$

Les éléments sont dimensionnés sur la base des efforts normaux N_{sd} qui les sollicitent. Et ils doivent vérifier la condition suivante:

III.5.4.1 : Membrures supérieures

$$N_{\max} = 146.89 \text{ KN (traction)}$$

$$N^{\max} = 146,89 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max} \Rightarrow A \geq \frac{N^{\max} \cdot \gamma_{m0}}{N_{pl}}$$

$$\gamma_{m0} = 1,1$$

$$f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$A \geq \frac{146,89 \cdot 1,1}{23,5} = 6,87 \text{ cm}^2$$

Soit 2L (50×50×4) de section $A_s = 7,74 \text{ cm}^2$

III.5.4.2 : Membrures inférieures :

$$N^{\max} = 149,09 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max} \Rightarrow A \geq \frac{N^{\max} \cdot \gamma_{m0}}{N_{pl}}$$

$$A \geq \frac{149,09 \cdot 1,1}{23,5} = 6,97 \text{ cm}^2$$

Soit 2L (50×50×4) de section $A_s = 7,74 \text{ cm}^2$

Remarque : dans les fermes de portées $L \leq 24\text{m}$, on n'échange pas les sections des membrures.

III.5.4.3 : Les montants

$$N^{\max} = -25,48 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max} \Rightarrow A \geq \frac{N^{\max} \cdot \gamma_{m0}}{N_{pl}}$$

$$A \geq \frac{25,48 \cdot 1,1}{23,5} = 1,19 \text{ cm}^2$$

Soit 2L (50×50×4) de section $A_s = 7,74 \text{ cm}^2$

Remarque : dans les fermes de portées $L \leq 24\text{m}$, on n'échange pas les sections des membrures.

III.5.4.4 : Les diagonales

$$N^{\max} = 136,12 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max} \Rightarrow A \geq \frac{N^{\max} \cdot \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{136,12 \times 1,1}{23,5} = 6,37 \text{ cm}^2$$

Soit 2L (50×50×4) de section $A_s = 7,74 \text{ cm}^2$

Remarque : dans les fermes de portées $L \leq 24\text{m}$, on n'échange pas les sections des membrures.

III.5.5 : Vérification des éléments comprimés au flambement :

La résistance de calcul au flambement d'un élément comprimé est :

$$N_{c,rd} = \chi * \beta_w * A * f_y / \gamma_{m1}$$

$\beta_w = 1$ section transversale de classe 1.

χ Coefficient de réduction pour le mode de flambement considéré.

- $\chi = \min(\chi_y; \chi_z)$
- $\chi_i = 1 / (\phi_i + \sqrt{\phi_i^2 - \bar{\lambda}^2 i})$
- $\phi_i = 0,5 \times (1 + \alpha \times (\bar{\lambda} i - 0,2)) + \bar{\lambda} i^2$
- α = facteur d'imperfection tiré du tableau 55.1 du CCM97

Si $\bar{\lambda}$ (l'élanement réduit) $< 0,2$ alors il n'y a pas lieu de tenir compte du risque de flambement.

Avec :

- l : Longueur de flambement la barre qui sera égal à la longueur de la barre et qui le plus défavorable.

$$L_y = 0,9L_0 \text{ (Dans le plan de la ferme.)}$$

$$L_z = L_0 \text{ (Dans le plan } \perp \text{ au plan de la ferme.)}$$

$$L_{\max} = \max(L_y, L_z)$$

- A : section de la cornière
- I_a : inertie d'une cornière par rapport à l'axe (z)
- I_b : inertie d'une cornière par rapport à l'axe (y)
- $I_y = 2 \times I_a$

- $I_z = 2 \times [I_b + A_c \times \delta^2]$. (Théorème de Huygens)

$$i_y = \sqrt{I_y/A} \quad ; \quad \lambda_y = l/i_y \quad \bar{\lambda}_y = \lambda_y / \lambda_1$$

$$i_z = \sqrt{I_z/A} \quad ; \quad \lambda_z = l/i_z \quad \bar{\lambda}_z = \lambda_z / \lambda_1$$

Avec $\lambda_1 = \pi [E/f_y]^{0.5} = 93.9$ pour $f_y = 235$ et $E = 2.1 \times 10^5$ mPa

Le résumé des calculs pour toutes les barres sont illustrés dans le tableau suivant :

	Membrures supérieurs	Membrures inférieurs	montant	diagonal
type de barre	50x50x4	50x50x4	50x50x4	50x50x4
delta	2,5	2,5	2,5	2,5
ℓ cm	158	150	174	230
Section A cm²	7,74	7,74	7,74	7,74
Inertie I_a cm⁴	9,12	9,12	9,12	9,12
Inertie I_b cm⁴	9,12	9,12	9,12	9,12
Inertie I_y cm⁴	18,24	18,24	18,24	18,24
Inertie I_z cm⁴	66,61	66,61	66,61	66,61
Rayon de giration i_y cm	1,535	1,535	1,535	1,535
Rayon de giration i_z cm	2,933	2,933	2,933	2,933
λ_y	102,93	97,71	294,91	149,84
λ_z	53,87	51,14	149,87	78,41
Elancement réduit : $\bar{\lambda}_y$	1,09	1,04	3,14	1,59
Elancement réduit : $\bar{\lambda}_z$	0,57	0,54	1,60	0,84
Vérification	>0.2	>0.2	>0.2	>0.2

Tableau III.2 : Vérification des éléments comprimés au flambement.

- Toutes les barres ont un élancement dans les deux sens supérieur à 0,2, donc elles doivent être vérifiées au flambement

Barre :	Membrures supérieurs	Membrures inférieurs	montant	Diagonale
alpha	0,49	0,49	0,49	0,49
ϕ_y	1,31	1,25	6,15	2,10
ϕ_z	0,75	0,73	2,07	1,01
χ_y	0,491	0,515	0,09	0,288
χ_z	0,808	0,818	0,295	0,637
χ_{min}	0,491	0,515	0,09	0,288
Effort résistant	81,19	85,16	4,11	47,62
Effort sollicitant	146,89	149,09	25,48	136,12
Vérification	Non Vérifiée	Non Vérifiée	Non Vérifiée	non Vérifiée

Tableau III.3 : Vérification des éléments de la ferme au flambement.

On augmente la section des membrures supérieurs à **2L(50*50*8) A=14,82 cm²**

$N_{c.rd} = \chi_{min} * \beta_w * A * f_y / \gamma_{m1} = 0,491 \times 14,82 \times 23,5 / 1,1 = 155,45$ KN **Vérifiée.**

On augmente la section des membrures inférieurs **2L (50*50*8) A=14,82cm²**

$N_{c.rd} = \chi * \beta_w * A * f_y / \gamma_{m1} = 0,515 \times 14,82 \times 23,5 / 1,1 = 163,05$ KN **Vérifiée.**

On augmente la section des montants **2L (50*50*8) A=14,82cm²**

$N_{c.rd} = \chi * \beta_w * A * f_y / \gamma_{m1} = 0,09 \times 14,82 \times 23,5 / 1,1 = 27,30$ KN **Vérifiée.**

On augmente la section des diagonales **2L (70*70*9) A=23,76cm²**

$N_{c.rd} = \chi * \beta_w * A * f_y / \gamma_{m1} = 0,288 \times 23,76 \times 23,5 / 1,1 = 146,18$ KN **Vérifiée.**

- Les sections choisies sont résumées dans le tableau suivant :

Eléments	Section choisie
Membrures supérieures	2L(50*50*8)

Membrures inférieures	2L (50*50*8)
Les diagonales	2L (70×70×9)
Les montants	2L (50×50×8)

Tableau.III.4 :Les sections des éléments de la ferme choisies.

III.5.6 :Calcul du poids réel de la ferme :

Membrure supérieure :

2L (50*50*8) à 11,64 kg/ml.

Longueur 17,72 m

Poids des membrures supérieures (W_{ms}) = 206,26kg.

Membrure inférieure :

2L (50*50*8) à 11,64 kg/ml.

Longueur : 17,25 m

Poids des membrures inférieures (W_{mi}) = 200,79 kg.

Montants :

2L (50*50*8) à 11,64 kg/ml.

Longueur totale : 13,44 m

Poids des montants (W_m) = 156,44 kg.

Diagonales :

2L (70×70×9) à 18,65 kg/ml

Longueur totale : 20,9 m

Poids des diagonales (W_d) = 389,79kg.

Poids total de la ferme :

$$W = W_{ms} + W_{mi} + W_m + W_d = 953,28 \text{ kg.}$$

Nous ajoutons forfaitairement 20% pour tenir compte du poids des goussets, des boulons, des contreventements verticaux entre fermes et de la peinture.

Poids total de la ferme est : 953,28 + 190,65 = **1143,94kg**.

III.6 : Les Lisses de bardages :

Les lisses sont des éléments en profilé laminé qui sont formées de poutrelle en U, ils sont disposés horizontalement, ils portent sur les poteaux de portique ou éventuellement sur des

potelets intermédiaires, ils sont destinés à reprendre les efforts du vent sur les bardages et ils sont calculés pour pouvoir résister au poids de la couverture, leur poids propre et les surcharges climatiques.

III.6.1 : Modes de fonctionnement :

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

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

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

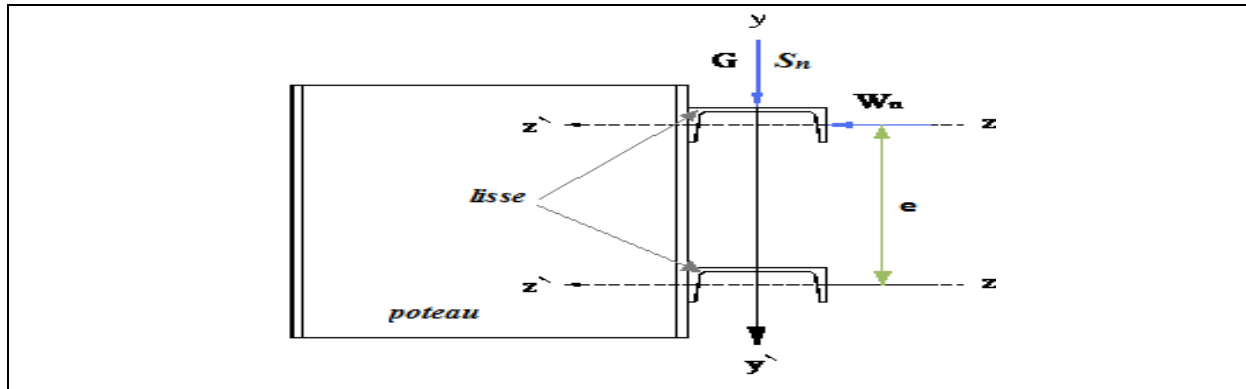


Figure III.19 : disposition des lisses.

III.6.2 : lisses de bardage de pignon :

III.6.2.1 : Evaluation des charges et surcharges :

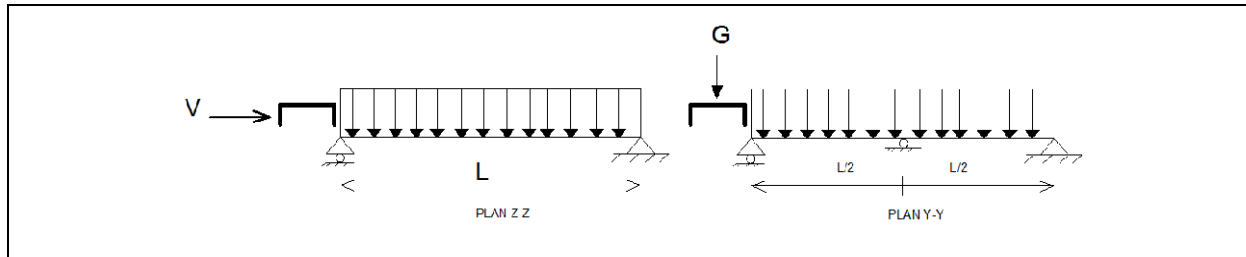


Figure III.20: les schémas statiques de la lisse dans les deux plans y-y et z-z.

a) Charges permanentes :

Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs).....14.2kg/m².

Poids propre d'accessoire d'attache..... 5 kg/m².

Poids propre de l'UPE estimé.....14.5 Kg/m.

$$G = (P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoire}}) * e + P_{\text{lisse}}$$

$e = 1.3\text{m}$ (entre axe des lisses).

$$G = (14.2 + 5) \times 1.3 + 14.5 = 39.46 \text{ Kg/m}$$

$$G = 0.3946 \text{ KN/m.}$$

b) charge due au vent:

$$W(z_j) = 670.42 \text{ N/m}^2$$

$$W = 1.3 \times 670.42 = 925.18 \text{ N/m} \rightarrow W = 0.925 \text{ KN/m.}$$

Les lisses sont appuyées sur deux poteaux ou entre deux potelets et sont de 3.75m de portée, elles sont soumises a la flexion bi-axiale.

c) Combinaison de charge :

A l'ELU :

$$q_z^u = 1.25(1.5W) = 1.25(1.5 \times 0.925) = 1.734 \text{ KN/m.}$$

$$q_y^u = 1.25(1.35G) = 1.25(1.35 \times 0.3946) = 0.666 \text{ KN/m.}$$

A l'ELS:

$$q_z^s = 1.25W = 1.25 \times 0.925 = 1.156 \text{ KN/m.}$$

$$q_y^s = 1.25G = 1.25 \times 0.3946 = 0.4933 \text{ KN/m.}$$

III.6.2.2 : Condition de la flèche : $f \leq f_{adm}$.

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche à l'ELS.

On considère que les lisses sont continuées sur 3 appuis avec des liernes à mi- portée.

$$f_z \leq f_{adm} \text{ Avec } f_z = \frac{5 \times q_z^s \times l^4}{384 \times E I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{450}{200} = 2.25 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q_{sz} \times l^4}{E \times f_{adm}} = \frac{5 \times 1.156 \times 10^{-2} \times 450^4}{384 \times 21000 \times 2.25} = 130.63 \text{ cm}^4.$$

$$f_y \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = 1.125 \text{ cm avec } f_y \geq \frac{2.05 \times q_{sy} \times (l/2)^4}{384 \times I_z \times f_{adm}}$$

$$I_z \geq \frac{2.5 \times q_y^s \times (l/2)^4}{384 \times E \times f_{adm}} = \frac{2.05 \times 0.4933 \times 10^{-2} \times 225^4}{384 \times 21000 \times 1.125} = 2.86 \text{ cm}^4.$$

D' après le tableau des profilés des UPE, on adopte un **UPE 100**, ses caractéristiques sont :

$$-I_y = 207 \text{ cm}^4; \quad h = 100 \text{ mm}; \quad d = 65 \text{ mm}; \quad W_{ely} = 41.4 \text{ cm}^3.$$

$$-I_z = 38.3 \text{ cm}^4; \quad b = 55 \text{ mm}; \quad r = 10 \text{ mm}; \quad W_{elz} = 10.6 \text{ cm}^3.$$

$$-A = 12.5 \text{ cm}^2; \quad t_w = 4.5 \text{ mm}; \quad A_{vz} = 5.34 \text{ cm}^2; \quad W_{ply} = 48 \text{ cm}^3.$$

$$-G = 9.82 \text{ kg/m}; \quad t_f = 7.5 \text{ mm}; \quad W_{plz} = 19.3 \text{ cm}^3.$$

Le poids propre réel G

$$G_p = [(14.2 + 5) \times 1.3] + 9.82 = 34.78 \text{ Kg /ml}$$

$$G_p = 0.3478 \text{ KN /m.}$$

III.6.2.3 : Vérification à l'état limite ultime :

Condition de résistance :

$$\left[\frac{M_y}{M_{ply}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_z}{M_{plz}} \right]^\beta \leq 1$$

En présence des forces horizontales dues au vent :

$$M_y = \frac{q_z^u \times L^2}{8} = \frac{1.734 \times 4.5^2}{8} = 4.39 \text{ KN.m}$$

Sous l'effet des charges verticales permanentes :

$$q_y^u = 1.25 \times [1.35 \times (G_p)]$$

$$q_y^u = 1.25 \times [1.35 \times (0.3478)] = 0.587 \text{ KN/ml}$$

$$M_z = \frac{q_y^u \times l^2}{8} = \frac{0.584 \times 4.5^2}{8} = 1.49 \text{ KN.m}$$

Classification de la section :

Semelle comprimée : $\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{55/2}{8} = 3.44 < 10\epsilon$ **Semelle de classe 1.**

Âme fléchée : $\frac{d}{t_w} = \frac{65}{5} = 13 < 72\epsilon$ **Âme de classe 1.**

D'où le profilée est de **classe 1**.

Calcul des moments plastique.

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{48 \times 10^{-3} \times 235}{1} = 11.28 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{19.3 \times 10^{-3} \times 235}{1} = 4.54 \text{ KN.m}$$

Pour les profilés UPE 80 de classe 01, en optant pour $\alpha = 2$ et $\beta = 1$

Alors : $\left[\frac{4.39}{11.28} \right]^2 + \left[\frac{1.49}{4.54} \right]^1 = 0.48 < 1$ **Vérifiée**

La section **UPE100** est vérifiée à l'ELU

III.6.2.4 : Vérification au cisaillement :

$$V_z \leq V_{plz}$$

$$V_z = \frac{q_z^d \times L}{2} = \frac{1.734 \times 4.5}{2} = 3.902 \text{ KN}$$

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{5.34 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1} = 72.45 \text{ KN} \Rightarrow V_z \leq V_{plz} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

III.6.2.5 : Vérification au déversement :

- Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche à l'ELS :

On considère que les lisses sont continues sur 3 appuis avec des liernes à mi- portée .

$$M_{sd,y} \leq M_{rd,y} = \chi_{lt} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M1} \quad \text{EC3 Art5.5.2 (1)}$$

la section est des classe1 $\rightarrow \beta_w = 1$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}}$$

$$M_{cr} = \frac{c_1 \pi^2 E I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot G I_t}{\pi^2 E I_z} + (c_2 \cdot Z_g)^2 \right]^{1/2} - (c_2 \cdot Z_g) \right\} \text{EC3 ArtF.1.2 (1)}$$

C_1, C_2 , facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

$C_1 = 1,132$ $C_2 = 0,459$, K et K_w : les facteurs de longueur effective avec : $K=1$ appui simple

$K_w = 1$, $L = 4.5 \text{ cm}$.

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

$Z_a = -\frac{h}{2} = -\frac{100}{2} = -5 \text{ cm}$ (sous le vent (-) puisque l'orientation de repère est vers la semelle comprimés).

$Z_s = 0$. La section est doublement symétrique selon (EC3 figure F1.1).

$$Z_g = Z_a - Z_s = -5 \text{ cm}$$

I_t : moment d'inertie de torsion = 2.01 cm^4

I_w : moment d'inertie gauchissement = 530 cm^6

I_z : moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie = 25.5 cm^4

$$M_{cr} = 1.132 \frac{2.1 \times 3.14^2 \times 38.3}{(1 \times 2.25)^2} \left\{ \left[\frac{0.053}{38.3} + \frac{2.25^2 \times 0.4 \times 2.01}{3.14^2 \times 38.3} + (0.459 \times 0.05)^2 \right]^{1/2} - (0.459 \times (-0.05)) \right\}$$

$M_{cr} = 24.04 \text{KN.m}$

$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 48 \times 235 \times 10^{-3}}{24.04}} = 0.68 > 0.4 \rightarrow$ Il y'a le risque de déversement.

Profilé laminé ; $\alpha = 0,21$;

On tire χ_{LT} à partir du **tableau 5.5.2 de L'EC03**:

$\bar{\lambda}_{LT} = 0.68 \rightarrow \chi_{LT} = 0.8541$

$M_{rd,y} = 0.8541 \times 1 \times 48 \times 10^{-3} \times \frac{235}{1} = 9.63 \text{KN.m.}$

$M_{sd,y} = \frac{q_w \times l^2}{8} = \frac{1.156 \times 4.5^2}{8} = 2.93 \text{KN.m}$

$M_{sd,y} = 2.93 \text{KN.m} < M_{rd,y} = 9.63 \text{KN.m}$Vérifiée

III.6.2.6 : Vérification à l'état limite de service :

a) Vérifier la flèche selon Z-Z

$f_z \leq f_{adm}$ Avec $f_z = \frac{5 \times q_z^s \times l^4}{384 \times E \times I_z} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{450}{200} = 2.25 \text{ cm}$

$f_z = \frac{5 \times 0.411 \times 10^{-2} \times 450^4}{384 \times 21000 \times 207} = 1.42 \text{cm} \leq f_{adm} = 2.25 \text{ cm} \dots\dots\dots$ **Vérifiée**

b) Vérifier la flèche selon Y-Y

$f_y \leq f_{adm}$ Avec $f_y = \frac{5 \times q_y^s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{450}{200} = 2.25 \text{ cm}$

$f_y = \frac{5 \times 1.156 \times 10^{-2} \times 450^4}{384 \times 21000 \times 38.3} = 7.67 \geq f_{adm} = 2.25 \text{ cm} \dots\dots\dots$ **Non vérifiée**

Donc on adopte des liernes, les résultats de la nouvelle vérification sont donnés comme suit :

c) Vérifier la flèche selon Y-Y

$$f_y \leq f_{adm} \quad \text{Avec} \quad f_y = \frac{2.05 \times q_z^s \times \frac{l^4}{2}}{384 \times E \times I_z} \leq f_{adm} = \frac{\frac{1}{2}}{200} = \frac{225}{200} = 1.125 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2.05 \times 1.156 \times 10^{-2} \times 225^4}{384 \times 21000 \times 38.3} = 0.197 \leq f_{adm} = 1.125 \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

On choisit pour toutes les lisses de pignon un **UPE 100**.

III.6.3 : Calcul des liernes :

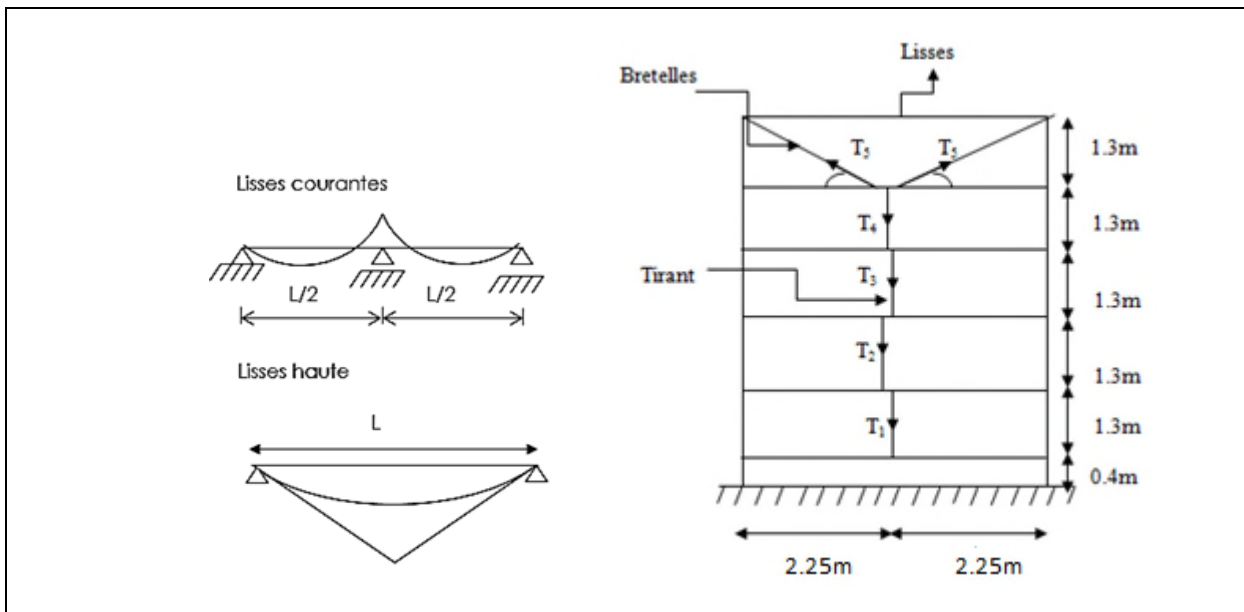


Figure III.21 : disposition des liernes (tirants) de pignon.

a) Calcul de l'effort de tractions dans le lierne la plus sollicité :

La réaction R au niveau du lierne :

$$R = q_{uy} \times l_y$$

$$G_p = [(14.2 + 5) \times 1.3] + 9.82 = 34.78 \text{ Kg/ml}$$

$$q_y^u = 1.25 \times [1.35 \times (0.3478)] = 0.59 \text{ KN/ml}$$

$$l_y = \frac{l}{2} = 2.25 \text{ m}$$

$$R = 0.59 \times 2.25 = 1.32 \text{ KN}$$

$$T_1 = \frac{R}{2} = 0.66 \text{ KN.}$$

$$T_2 = R + T_1 = 1.32 + 0.66 = 1.98KN.$$

$$T_3 = R + T_2 = 1.32 + 1.98 = 3.30KN.$$

$$T_4 = R + T_3 = 1.32 + 3.3 = 4.62KN.$$

$$2T_5 \sin\theta = T_4.$$

$$\theta = \operatorname{tg}^{-1}\left(\frac{1.3}{2.25}\right) = 30.02^\circ$$

$$T_5 = \frac{4.62}{2 \times \sin 30.02} = 4.61KN.$$

- Le tronçon le plus sollicité est T_4 .

b) Condition de vérification à la résistance :

$$N_{t,sd} \leq N_{pl}$$

$$\text{Avec : } N_{pl} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow A \geq \frac{\gamma_{m0} \times N_{t,sd}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{1 \times 4.62}{23.5} \Rightarrow A \geq 0.196 \text{cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \times \phi^2}{4} \geq 0.196 \text{cm}^2 \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.196}{3.14}} \Rightarrow \phi \geq 0.50 \text{cm}$$

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

III.6.4 : Les lisses de Lang pan :

a) Charges permanentes :

$$G = 0.3478 \text{ KN/m.}$$

b) Charge due au vent:

$$W(z_j) = -562.67 \text{N/m}^2$$

$$W = 1.3 \times (-562.67) = -731.471 \text{N/m} \rightarrow \mathbf{W = -0.731 \text{ KN/m.}}$$

Les lisses sont appuyées sur deux poteaux et sont de 5m de portée, elles sont soumises à la flexion bi-axiale.

c) Combinaison des charges :

A l'ELU :

$$q_z^u = 1.25(1.5W) = 1.25(1.5 \times (-0.731)) = -1.372 \text{ KN/m.}$$

$$q_y^u = 1.25(1.35G) = 1.25(1.35 \times 0.3478) = 0.587 \text{ KN/m.}$$

A l'ELS:

$$q_z^s = 1.25W = 1.25 \times (-0.731) = -1.714 \text{ KN/m.}$$

$$q_y^s = 1.25G = 1.25 \times 0.3478 = 0.4348 \text{ KN/m.}$$

III.6.4.1 : Condition de la flèche : $f \leq f_{adm}$.

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche à l'ELS :

On considère que les lisses sont continuées sur 3 appuis avec des liernes à mi- portée.

$$f_z \leq f_{adm} \text{ Avec } f_z = \frac{5 \times q_{sz} \times l^4}{384 \times EI_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{500}{200} = 2.5 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q_{sz} \times l^4}{E \times f_{adm}} = \frac{5 \times (1.714) \times 500^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 25} = 265.68 \text{ cm}^4.$$

$$f_y \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = 1.25 \text{ cm avec } f_y \geq \frac{2.05 \times q_{sy} \times (l/2)^4}{384 \times I_z \times f_{adm}}$$

$$I_z \geq \frac{2.5 \times q_{sy} \times (l/2)^4}{384 \times E \times f_{adm}} = \frac{2.05 \times 0.4933 \times 250^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 12.5} = 3.92 \text{ cm}^4.$$

D'après le tableau des profilés des UPE, on adopte un **UPE 120**, ses caractéristiques sont :

$$-I_y = 364 \text{ cm}^4; \quad h = 120 \text{ mm}; \quad d = 80 \text{ mm}; \quad W_{ely} = 60.6 \text{ cm}^3.$$

$$-I_z = 55.5 \text{ cm}^4; \quad b = 60 \text{ mm}; \quad r = 12 \text{ mm}; \quad W_{elz} = 13.8 \text{ cm}^3.$$

$$-A = 15.4 \text{ cm}^2; \quad t_w = 5 \text{ mm}; \quad A_{vz} = 7.18 \text{ cm}^2; \quad W_{ply} = 70.3 \text{ cm}^3.$$

$$-G = 12.1 \text{ kg/m}; \quad t_f = 8 \text{ mm}; \quad W_{plz} = 25.3 \text{ cm}^3.$$

Le poids propre réel G

$$G_p = [(14.2 + 5) \times 1.3] + 12.1 = 37.06 \text{ Kg/ml}$$

$$G_p = 0.3706 \text{ KN/m.}$$

III.6.4.2 : Vérification à l'état limite ultime :

Condition de résistance :

$$\left[\frac{M_y}{M_{ply}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_z}{M_{plz}} \right]^\beta \leq 1$$

En présence des forces horizontales dues au vent :

$$M_y = \frac{q_z^u \times L^2}{8} = \frac{1.734 \times 5^2}{8} = 5.42 \text{ KN.m}$$

Sous l'effet des charges verticales permanentes :

$$q_y^u = 1.25 \times [1.35 \times (G_p)]$$

$$q_y^u = 1.25 \times [1.35 \times (0.3706)] = 0.625 \text{ KN/ml}$$

$$M_z = \frac{q_y^u \times l^2}{8} = \frac{0.625 \times 5^2}{8} = 1.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{70.3 \times 10^{-3} \times 235}{1} = 16.521 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{25.3 \times 10^{-3} \times 235}{1} = 5.946 \text{ KN.m}$$

Pour les profilés UPE 120 de classe 01 $\rightarrow \alpha = 2$ et $\beta = 1$

$$\text{Alors : } \left[\frac{5.42}{16.521} \right]^2 + \left[\frac{1.95}{5.946} \right]^1 = 0.44 < 1 \quad \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

III.6.4.3 : Vérification au cisaillement :

$$V_z \leq V_{plz}$$

$$V_z = \frac{q_z^u \times L}{2} = \frac{1.372 \times 5}{2} = 3.43 \text{ KN}$$

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{7.18 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1} = 97.42 \text{ KN}$$

$$V_z = 3.43 \text{ KN} \leq V_{plz} = 97.42 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

III.6.4.4 : Vérification au déversement :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w w_{pl,y} f_y}{M_{cr}}} ; \beta_w = 1$$

$$M_{cr} = \frac{c_1 \pi^2 E I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (c_2 \cdot Z_g)^2 \right]^{1/2} - (c_2 \cdot Z_g) \right\} \text{EC3 Art F.1.2 (1)}$$

$$C_1 = 1,132 \text{ et } C_2 = 0,459, K=1 \quad K_w = 1, L = 540 \text{ cm.}$$

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

$$Z_a = -\frac{h}{2} = -\frac{120}{2} = -6 \text{ cm.}$$

$$z_s = 0. \text{ La section est doublement symétrique selon (EC3 figure F1.1).}$$

$$Z_g = Z_a - Z_s = -6 \text{ cm.}$$

$$I_t : \text{moment d'inertie de torsion} = 2.9 \text{ cm}^4$$

$$I_w : \text{moment d'inertie gauchissement} = 1120 \text{ cm}^6$$

$$I_z : \text{moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie} = 55.5 \text{ cm}^4$$

$$M_{cr} = 1.132 \frac{3.14^2 \cdot 2.1 \times 55.5}{(1 \times 2.5)^2} \left\{ \left[\frac{0.0112}{55.5} + \frac{2.5^2 \times 0.4 \times 2.9}{3.14^2 \times 55.5} + (0.459 \times 0.06)^2 \right]^{1/2} - (0.459 \times (-0.06)) \right\}$$

$$M_{cr} = 32.08 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 70.3 \times 235 \times 10^{-3}}{32.08}} = 0.72 > 0.4 \quad \rightarrow \text{ Il y'a le risque de déversement.}$$

$$\text{Profilé laminé ; } \alpha = 0,21$$

On tire χ_{LT} à partir du (tableau 5.5.2 de L'EC03) par l'interpolation linéaire :

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0.77 \rightarrow \chi_{LT} = 0.8249$$

$$M_{rd,y} = 0.8249 \times 1 \times 70.3 \times 10^{-3} \times \frac{235}{1} = 13.63 \text{ KN.m.}$$

$$M_{sd,y} = \frac{q_z^u \times l^2}{8} = \frac{1.372 \times 5^2}{8} = 4.29 \text{KN.m}$$

$M_{sd,y} = 4.29 \text{KN.m} < M_{rd,y} = 13.63 \text{m} \dots \dots \dots$ Vérifié.

Pour les lisses de bardage on adopte des profilés UPE120.

III.6.4.5 : Vérification à l'état limite de service :

a) Vérifier la flèche selon Z-Z

$$f_z \leq f_{adm} \quad \text{Avec } f_z = \frac{5 \times q_y^s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{500}{200} = 2.5 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5 \times 0.4348 \times 10^{-2} \times 500^4}{384 \times 21000 \times 364} = 0.46 \text{cm} \leq f_{adm} = 2.5 \text{cm} \dots \dots \dots$$
 Vérifié.

b) Vérifier la flèche selon Y-Y

$$f_y \leq f_{adm} \quad \text{Avec } f_y = \frac{5 \times q_z^s \times l^4}{384 \times E \times I_z} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{500}{200} = 2.5 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{5 \times 1.714 \times 10^{-2} \times 500^4}{384 \times 21000 \times 55.5} = 11.96 \geq f_{adm} = 2.5 \text{ cm} \dots \dots \dots$$
 Non vérifié.

Donc on adopte des liernes, les résultats de la nouvelle vérification sont donnés comme suite :

c) Vérifier la flèche selon Y-Y

$$f_y \leq f_{adm} \quad \text{Avec } f_y = \frac{2.05 \times q_z^s \times \frac{l^4}{2}}{384 \times E \times I_z} \leq f_{adm} = \frac{\frac{l}{2}}{200} = \frac{250}{200} = 1.25 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2.05 \times 1.714 \times 10^{-2} \times 250^4}{384 \times 21000 \times 55.5} = 0.31 \leq f_{adm} = 1.25 \text{cm} \dots \dots \dots$$
 Vérifié.

III.6.5 : Calcul des liernes :

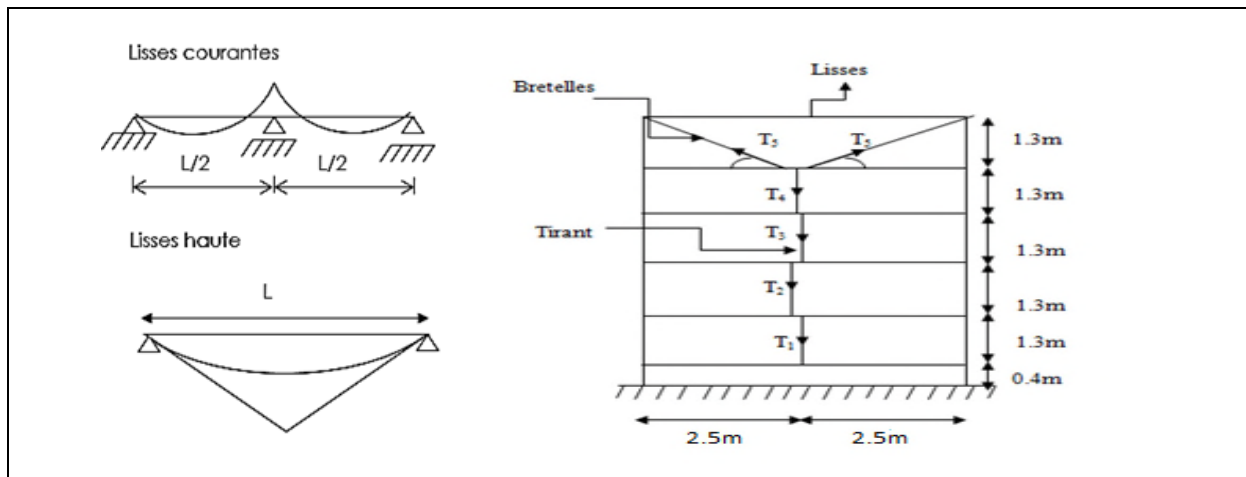


Figure III.22 : disposition des liernes (tirants) de long pan.

a) **Calcul de l'effort de tractions dans la lierne la plus sollicité :**

La réaction R au niveau du le lierne :

$$\mathbf{R} = q_{uy} \times l_y$$

$$G_p = [(14.2 + 5) \times 1.3] + 12.1 = 37.06 \text{Kg/ml}$$

$$q_{uy} = 1.25 \times [1.35 \times (0.3706)] = 0.625 \text{KN/ml}$$

$$l_y = \frac{l}{2} = 2.5 \text{m}$$

$$R = 0.625 \times 2.5 = 1.563 \text{ KN}$$

$$\mathbf{T}_1 = \frac{R}{2} = 0.782 \text{KN.}$$

$$\mathbf{T}_2 = R + T_1 = 1.563 + 0.782 = 2.345 \text{KN.}$$

$$\mathbf{T}_3 = R + T_2 = 1.563 + 2.345 = 3.908 \text{KN.}$$

$$\mathbf{T}_4 = R + T_3 = 1.563 + 3.908 = 5.471 \text{KN}$$

$$2T_5 \sin \theta = T_4.$$

$$\theta T_5 = \frac{5.471}{2 \times \sin 27.47} = 5.93 \text{KN.}$$

- Le tronçon le plus sollicité est T_5 .

b) **Condition de vérification à la résistance :**

$$N_{t,sd} \leq N_{pl}$$

$$\text{Avec : } N_{pl} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{mo}} \Rightarrow A \geq \frac{\gamma_{mo} \times N_{t,sd}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{1 \times 5.93}{23.5} \Rightarrow A \geq 0.252 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \times \phi^2}{4} \geq 0.252 \text{ cm}^2 \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.252}{3.14}} \Rightarrow \phi \geq 0.57 \text{cm}$$

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

Conclusion :

Les lisses de pignon c'est des **UPE100** et les liernes c'est des barres rondes de $\phi = 8\text{mm}$.

Les lisses de long pan c'est des **UPE120** et les liernes c'est des barres rondes de $\phi = 8\text{mm}$.

III.7 : Calcul des potelets :

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

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

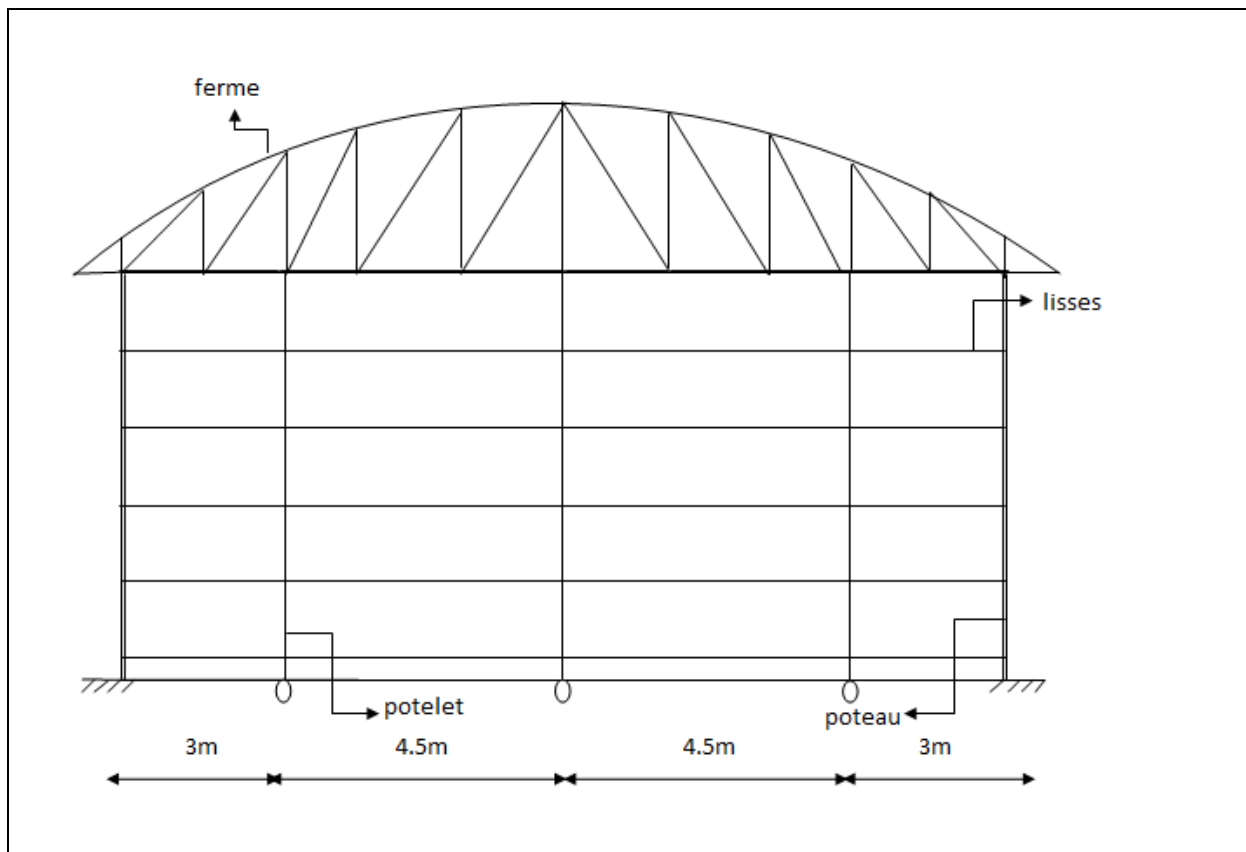


Figure III.23 : disposition des potelets.

III.7.1 : Evaluation des charges et surcharges :

- charges permanentes (G) : (charge concentrée)

$G = \text{poids propre du potelet} + \text{poids propres des lisses} + \text{poids propre du bardage}$.

- surcharge climatiques : (dans le plan de l'âme)

Surcharge du vent (w) :

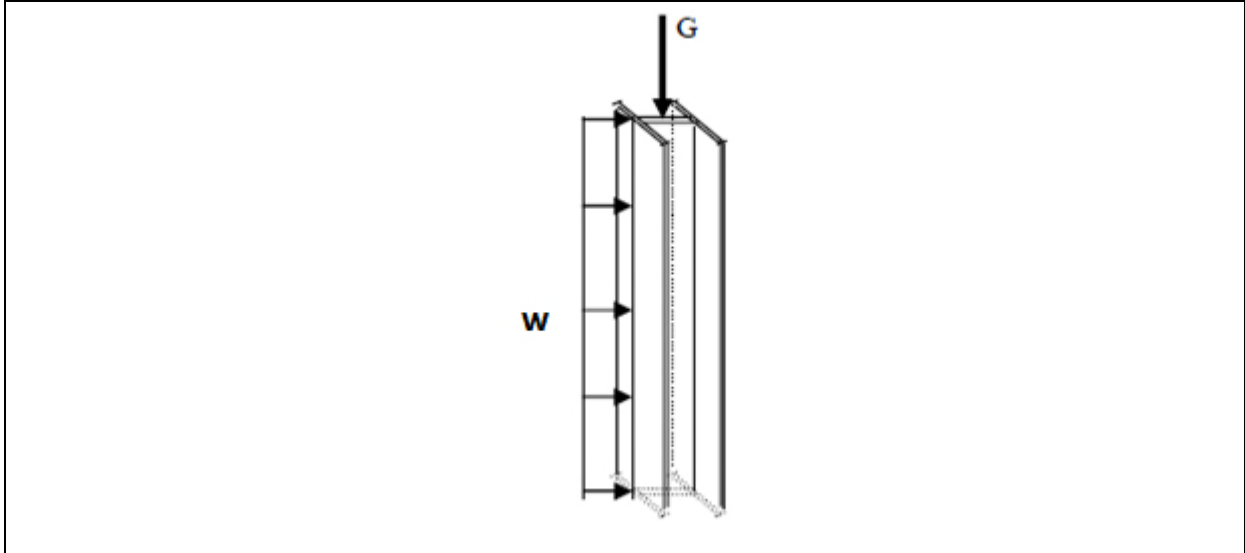


Figure III.24 : Représentation des charges et surcharge sur un potelet.

III.7.2 : Principe de dimensionnement :

Pour les éléments comprimés et fléchis, très élancés, on les dimensionne souvent sous la condition de la flèche.

La charge du vent la plus défavorable sur la façade principale et secondaire est :

$$W = 670.42 \text{ N/m}^2.$$

Les potelets étant articulés en tête et en pied.

$$q_w = W \times l$$

$$q_w = 670.42 \times 6.9 = 4.63 \text{ KN/ml.}$$

III.7.2.1. Condition de flèche :

La flèche max est :

$$f_z \leq f_{adm} \text{ Avec } f_z = \frac{5 \times q_z^s \times l^4}{384 \times EI_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{690}{200} = 3.45 \text{ cm.}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q_{sz} \times l^4}{E \times f_{adm}} = \frac{5 \times 4.63 \times 690^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 34.5} = 1886.16 \text{ cm}^4.$$

$$I_y \geq 1886.16 \text{ cm}^4$$

Ce qui correspond à un **IPE200**, ses caractéristiques sont :

$$-I_y = 1943 \text{ cm}^4; \quad h = 200 \text{ mm}; \quad d = 159 \text{ mm}; \quad W_{ely} = 194 \text{ cm}^3.$$

$$-I_z = 142 \text{ cm}^4; \quad b = 100 \text{ mm}; \quad r = 12 \text{ mm}; \quad W_{elz} = 28.5 \text{ cm}^3.$$

$$-A = 28.5 \text{ cm}^2; \quad t_w = 5.6 \text{ mm}; \quad A_{vz} = 14 \text{ cm}^2; \quad W_{ply} = 221 \text{ cm}^3.$$

$$G = 22.4 \text{ kg/m} \quad t_f = 8.5 \text{ mm}$$

Poids propre total:

G_{total} = poids propre du potelet + poids propres des lisses + poids propres du bardage

$$G_{\text{total}} = (0.224 \times 6.9) + (0.207 \times 4.5 \times 6) + (0.142 \times 4.5 \times 6.9) = 11.54 \text{ KN}$$

$$G_{\text{total}} = 11.54 \text{ KN.}$$

III.7.2.2 : Vérification aux instabilités :

a) **Vérification de l'effort normal** : Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$N_{y,sd} \leq \min \left\{ 0.25 N_{pl,rd}, 0.5 \frac{A_w f_y}{\gamma_{M0}} \right\}$$

$$N_{y,sd} = \gamma_G \cdot G = 1.35 \times 11.54 = 15.58$$

$$N_{y,sd} = 15.58 \text{ KN}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{28.5 \times 23.5}{1} = 669.75 \text{ KN}$$

$$0.25 N_{ply,rd} = 167.44 \text{ KN}$$

$$\frac{A_w f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(A - 2bt_f) f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(28.5 - 2 \times 10 \times 0.85) \times 23.5}{1} = 270.25 \text{ KN}$$

$$0.5 \frac{A_w f_y}{\gamma_{M0}} = 135.125 \text{ KN}$$

$$N_{y,sd} = 15.58 \text{ KN} < \min \left(0.25 N_{pl,rd} = 167.44 \text{ KN}, 0.5 \frac{A_w f_y}{\gamma_{M0}} = 135.125 \text{ KN} \right) \text{ Vérifiée.}$$

b) **Vérification au flambement** : Pour l'IPE200, les rayons de giration sont :

$$i_y = 8.26 \text{ cm}, i_z = 2.24 \text{ cm}$$

b-1) La longueur de flambement :

Autour de l'axe YY' (dans le plan de l'âme), le potelet risque de flamber sur toute sa hauteur, donc la longueur de flambement est :

$$l_{ky} = 6.90\text{m}$$

Autour de l'axe ZZ' (dans le plan perpendiculaire à l'âme), le poteau est empêché de flamber sur toute sa hauteur par les lisses bardages, donc la longueur de flambement est :

$$l_{kz} = 1.3\text{m}$$

b-2) Calcul des élancements :

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{690}{8.26} = 83.54 \quad ;$$

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{130}{2.24} = 58.04$$

b-3) Calcul les élancements critiques :

Acier S235

$$\varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = 1$$

$$\lambda_{cr} = 93.9\varepsilon = 93.9 * 1 = 93.9$$

b-4) Classe des sections :

Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b_f}{2t_f} \leq 10\varepsilon \rightarrow \frac{100}{2 \times 8.5} = 5.88 \leq 10 \times 1 \quad \rightarrow \text{classe 1}$$

Classe de l'âme :

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

$$d_c = \frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} = \frac{15.58}{0.56 \times 23.5} = 1.18$$

$$\alpha = \frac{1}{15.9} \left(\frac{15.9 + 1.18}{2} \right) = 0.54 \leq 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{15.9}{0.56} = 28.39 \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1} = \frac{396 \times 1}{13 \times 0.54 - 1} = 65.78$$

$$\frac{d}{t_w} = 27.55 \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1} = 67.23 \quad \rightarrow \text{classe 1}$$

Le profilé IPE200 est de classe 1.

b-5) Calcul des élancements réduits :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{83.54}{93.9} \sqrt{1} = 0.89 > 0.2$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{58.04}{93.9} \sqrt{1} = 0.62 > 0.2$$

b-6) Calcul de coefficient de réduction :

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

Choix de la courbe de flambement d'après le **tableau 5. 5. 3 Euro code 3:**

Pour **L' IPE200** : h = 200 mm, b = 100mm, t_f = 8.5 mm.

$$\frac{h}{b} = \frac{200}{100} = 2 > 1.2 \quad \text{Et} \quad t_f = 8.5 \text{ mm} < 40 \text{ mm.}$$

Axe de flambement

$$\begin{cases} y - y: \text{courbe b} \\ z - z: \text{courbe c} \end{cases}$$

$$\chi_y = 0.6675$$

$$\chi_z = 0.7734$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0.6675.$$

b-7) Calculons l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$:

$\beta_w = 1$ → Section de classe 1.

$$M_{cr} = \frac{c_1 \pi^2 E I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot G I_t}{\pi^2 E I_z} + (c_2 \cdot Z_g)^2 \right]^{1/2} - (c_2 \cdot Z_g) \right\} \text{EC3 Art F.1.2 (1)}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w w_{pl,y} f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{1t}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0.5}$$

D'après les tableaux F.1.2 de l'EC3

Notre potelet considéré comme bi articules a ses extrémités on a :

C_1, C_2 , facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement. $C_1 = 1.132, C_2 = 0.459$

K et K_w : les facteurs de longueur effective avec : $K=1$ appui simple $K_w = 1$

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

$$Z_a = -\frac{h}{2} = -\frac{200}{2} = -10\text{cm.}$$

$Z_s = 0$. La section est doublement symétrique selon (EC3 figure F1.1).

$$Z_g = Z_a - Z_s = -10\text{cm.}$$

I_t : moment d'inertie de torsion = 6.98 cm^4

I_w : moment d'inertie gauchissement = 13000 cm^6

I_z : moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie = 142 cm^4

L : la hauteur totale du potelet = 6.9 m

$$G = \frac{1}{2(1+\nu)} E = 0.4E ;$$

G : module d'élasticité transversale

$\nu = 0.3$: coefficient de poisson

$E = 210000 \text{ MPA}$: module d'élasticité longitudinal

$$M_{cr} = 1.132 \frac{3.14^2 \times 2.1 \times 142}{(1 \times 6.9)^2} \left\{ \left[\frac{1.3}{149} + \frac{6.9^2 \times 0.4 \times 6.98}{3.14^2 \times 142} + (0.459 \times 0.10)^2 \right]^{1/2} - (0.459 \times (-0.10)) \right\}$$

$$M_{cr} = 25.76 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 221 \times 235 \times 10^{-3}}{25.76}} = 1.42 > 0.4 \rightarrow \text{Il y'a le risque de déversement.}$$

b-8) vérification au déversement :

Profilé laminé ; $\alpha = 0,21$; (courbe a pour χ_{lt})

On tire χ_{lt} à partir du tableau 5.5.2 de L'EC03:

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1.42 \quad \rightarrow \chi_{lt} = 0.4088$$

$$M_{sd,y} \leq M_{b,rd} = \chi_{lt} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M1} \quad \text{EC3 Art5.5.2 (1)}$$

$$M_{sd,y} = \frac{q_w \times l^2}{8} = \frac{4.63 \times 6.9^2}{8} = 27.55 \text{KN.m}$$

$$M_{b,rd} = 0.4088 \times 1 \times 221 \times \frac{23.5}{1.1} = 19.30 \text{KN.m}$$

$$M_{sd,y} = 27.55 \text{KN.m} > M_{b,rd} = 19.30 \text{KN.m}$$

On voit que l'IPE 200 n'est pas vérifiée au déversement donc on doit augmenter la section de potelet on prend l'IPE 220

Ses caractéristiques sont :

$$-I_y = 2772 \text{ cm}^4; \quad h = 220 \text{ mm}; \quad d = 177.6 \text{ mm}; \quad W_{ely} = 252 \text{ cm}^3.$$

$$-I_z = 205 \text{ cm}^4; \quad b = 110 \text{ mm}; \quad r = 12 \text{ mm}; \quad W_{elz} = 37.3 \text{ cm}^3.$$

$$-A = 33.4 \text{ cm}^2; \quad t_w = 5.9 \text{ mm}; \quad A_{vz} = 15.9 \text{ cm}^2; \quad W_{ply} = 285 \text{ cm}^3.$$

$$-G = 26.2 \text{ kg/m}; \quad t_f = 9.2 \text{ mm}; \quad W_{plz} = 58.1 \text{ cm}^3.$$

Calculons l'élanement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$ du potelet vis à vis du déversement telle que :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}}$$

On a :

$$\beta_w = 1 \rightarrow \text{classe 01}$$

D'après les tableaux F1.2 de l'EC03 notre potelet est considéré comme bi-articulé à ses extrémités. On a :

C_1, C_2, C_3 : facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement ($K=1$).

$$C_1 = 1.132 \quad C_2 = 0.459 \quad C_3 = 0.525$$

Pour K et K_w : les facteurs de longueur effective avec $=1$

I_t : moment d'inertie de torsion = 9.07 cm^4

I_w : moment d'inertie gauchissement = 22700 cm^6

I_z : moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie = 205 cm^4

L : la hauteur totale du potelet = 6.9 m

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

On a :

$$z_a = -\frac{h}{2} = \frac{220}{2} = -11 \text{ cm}$$

$$Z_g = Z_a - Z_s = -11 \text{ cm}$$

$$G = \frac{1}{2(1+\nu)} E = 0.4E ;$$

G : module d'élasticité transversale.

$\nu = 0,3$: coefficient de poisson

$E = 210000 \text{ MPA}$: module d'élasticité longitudinal

$$M_{cr} = \frac{1.132 \times 3.14^2 \times 2.1 \times 205}{(1 \times 6.9)^2} \left\{ \left[\frac{1}{1} \right]^2 \times \left[\frac{2.27}{205} + \frac{6.9^2 \times 0.4 \times 9.07}{3.14^2 \times 205} + (0.459 \times (-0.11))^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0.459 \times (-0.11)) \right\}$$

$$M_{cr} = 36.86 \text{ KN.m}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 285 \times 10^{-3} \times 235}{36.86}} = 1.34$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = 1.34 > 0.4 \quad \Rightarrow \text{Donc il y a risque de diversement.}$$

Profilé laminé : $\alpha = 0,21$; Courbe (a) $\rightarrow \chi_{LT}$

On tire χ_{LT} du tableau **5.5.2** de L'EC03 :

$$\overline{\lambda}_{LT} = 1.34 \text{ Donc : } \chi_{LT} = 0.4493$$

La vérification à faire est :

$$M_{sd,y} \leq M_{b,rd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y / \gamma_{M1}$$

$$M_{sdy} = 27.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{b,rd} = 0.4493 \times 1 \times \frac{285 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1.1} = 27.36 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 27.55 \text{ KN.m} > M_{b,rd} = 27.36 \text{ KN.m}$$

On voit que l'**IPE 220** n'est pas vérifié au déversement donc on doit augmenter la section de potelet on prend l'**IPE 240**

Ses caractéristiques sont :

$$-I_y = 3892 \text{ cm}^4; \quad h = 240 \text{ mm}; \quad d = 190.4 \text{ mm}; \quad W_{ely} = 324 \text{ cm}^3.$$

$$-I_z = 284 \text{ cm}^4; \quad b = 120 \text{ mm}; \quad r = 15 \text{ mm}; \quad W_{elz} = 47.3 \text{ cm}^3.$$

$$-A = 39.1 \text{ cm}^2; \quad t_w = 6.2 \text{ mm}; \quad A_{vz} = 19.1 \text{ cm}^2; \quad W_{ply} = 367 \text{ cm}^3.$$

$$-G = 30.7 \text{ kg/m}; \quad t_f = 9.8 \text{ mm}; \quad W_{plz} = 73.9 \text{ cm}^3.$$

D'après les tableaux **F1.2 de l'EC03** notre potelet considéré comme bi-articulés à ses extrémités, on a :

C_1, C_2, C_3 : facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement ($K=1$).

$$C_1 = 1.132 \quad C_2 = 0.459 \quad C_3 = 0.525$$

Pour K et K_w : les facteurs de longueur effective = 1

$$I_t : \text{moment d'inertie de torsion} = 12.9 \text{ cm}^4$$

$$I_w : \text{moment d'inertie gauchissement} = 37390 \text{ cm}^6$$

$$I_z : \text{moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie} = 284 \text{ cm}^4$$

$$L : \text{la hauteur totale du potelet} = 6.9 \text{ m}$$

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

z_g : est la distance du point d'application de la charge au centre de torsion s de la section (z_g est positif ssi la charge agit vers le centre de torsion et négatif dans le cas contraire)

z_a : Coordonnée du point d'application de la charge

z_s : Coordonnée du centre de cisaillement = 0

On a :

$$z_a = -\frac{h}{2} = \frac{24.0}{2} = -12 \text{ cm}$$

$$Z_g = Z_a - Z_s = -12 \text{ cm}$$

$$G = \frac{1}{2(1+\nu)} E = 0.4E ;$$

G : module d'élasticité transversale

$\nu = 0.3$: coefficient de poisson

$E = 210000 \text{ Mpa}$: module d'élasticité longitudinal

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{1t}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0.5}$$

$\beta_w = 1 \rightarrow$ classe 1

$$M_{cr} = \frac{1.132 \times 3.14^2 \times 2.1 \times 284}{(1 \times 6.9)^2} \left\{ \left[\frac{1}{1} \right]^2 \times \left[\frac{3.74}{284} + \frac{6.9^2 \times 0.4 \times 12.9}{3.14^2 \times 284} + (0.459 \times (-0.12))^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0.459 \times (-0.12)) \right\}$$

$M_{cr} = 52.78 \text{KN.m}$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 367 \times 235 \times 10^{-3}}{52.78}} = 1.28$$

$\overline{\lambda}_{LT} = 1.28 > 0.4 \Rightarrow$ **Donc il y a risque de déversement.**

Profilé laminé : $\alpha = 0.21$; Courbe (a) $\rightarrow \chi_{LT}$

On tire χ_{LT} du tableau **5.5.2** de L'EC03 :

$\overline{\lambda}_{LT} = 1.28$ Donc : $\chi_{LT} = 0.4832$

La vérification à faire est :

$$M_{sdy} \leq M_{rd,y} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y / \gamma_{M1}$$

$$M_{b,rd} = 27.55 \text{KN.m}$$

$$M_{b,rd} = 0.4832 \times 1 \times \frac{367 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 37.89 \text{KN.m}$$

$M_{sdy} = 27.55 \text{KN.m} < M_{b,rd} = 37.89 \text{KN.m}$vérifiée.

Conclusion :

On adoptera donc des **IPE240** pour l'ensemble des potelets.

III.8. Pré dimensionnement des poteaux :

Dans le pré dimensionnement des poteaux prévus pour résister aux efforts extérieurs, on tient compte de la nature de leur liaison aux poutres. En principe les poteaux seront encastres en bas et articulés en haut. Ils seront pré dimensionnés à L'ELU en compression simple. On choisit un poteau central auquel revient la plus grande surface $(5 \times 6.9) \text{m}^2$.

- **Les charges permanentes :**

Poids de la ferme =11.44kn.

Poids de la poutre sablière =0.435kn.

- **Les charges d'exploitation :**

Q=0.44kn.

Les poteaux Pré dimensionnement a l'ELU en compression simple

Le Pré dimensionnement se fera selon la formule suivante :

$$N_{MAX} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

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

III.8.1.Détermination de N_{MAX} par la descente de charges :

Poids de la ferme : $11.44 \cdot (5 \cdot 6.9) = 394.68 \text{kn}$

Poids de la poutre sablière : $0.435 \cdot (5 \cdot 6.9) = 15.01 \text{kn}$

-surcharges d'exploitation : $0.44 \cdot (5 \cdot 6.9) = 15.18 \text{kn}$

$N = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$

$N = (1.35 \times 409.69) + (1.5 \times 15.18) = 575.85 \text{kn}$

$$N_{MAX} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow A = \frac{N_{MAX} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{575.85 \times 1.1 \times 10}{235} = 26.95 \text{cm}^2$$

On adopte un HEA300

CHAPITRE IV

Etude des contreventements

IV.1 : Introduction :

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action de forces horizontales : vent, freinage des ponts roulants, effets 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 long pans.

- Contreventements de toiture : (poutre au vent)

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

IV.2 : Effort du vent sur le pignon:

La transmission des efforts sur le pignon passe successivement du bardage aux lisse puis aux potelets puis à la traverse du portique, ce dernier 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 à treillis reposant sur deux appuis et soumise aux réactions horizontales des potelets ; auxquels on adjoint effort d'entraînement.

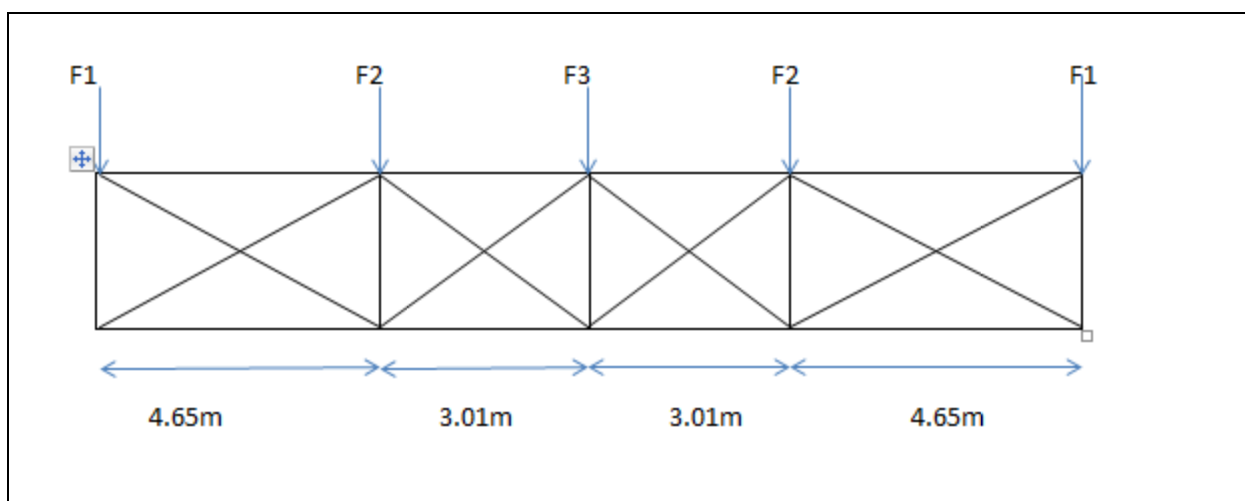
IV.2.1: Calcul des efforts horizontaux :

Figure IV.1 : Poutre au vent en pignon.

Calcul des réactions dues au vent sur la poutre au vent :

$$F_i = 1,5[(w_i \times s_i) + \frac{F_{fr}}{n}] \dots\dots\dots RNVA 2013$$

F_{fr} : la force de frottement $F_{fr} = 0$ KN

$$\text{Calcul de } S_i : s_i = \frac{h_i \times l_i}{2}$$

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

$$W_{\max} = -0,91 \text{ KN/m}^2$$

F_i	F1	F2	F3
h_i (m)	6,9	8,45	8.64
l_i (m)	4,65	3,01	3,01
S_i (m ²)	16,04	12,72	13
$W_{\max} \times s_i$	14,6	11,58	11,83
F_{fr}/n	0	0	0
F_i (KN)	21,9	17,37	17,75

Tableurs IV.1 : Valeur de force (F_i).

IV.2.2: Détermination des sollicitations max dans les éléments de la poutre au vent :

a) Evaluation des efforts dans les barres :

Pour déterminer les efforts dans les barres, on peut utiliser l'une des méthodes de la résistance des matériaux suivantes :

Méthode d'isolation des nœuds

- Méthode graphique de CRIMONA.
- Méthode des sections de RITTER, dont l'avantage est déterminé l'effort dans une barre quelconque.
- Méthode des composantes de CULMANN.

b) Effort de traction dans les diagonales :

On ne fait travailler que les diagonales tendues et on considère que les diagonales comprimées ne reprennent aucun effort, car du fait de leur grand élancement, elles tendent à

flamber sous de faibles efforts. Suivant le sens du vent (paroi D ou paroi E), c'est l'une ou l'autre des diagonales qui est tendue.

Le contreventement de versant est une poutre à treillis supposée horizontale.

Par la méthode des coupures, on établit que l'effort F_d dans les diagonales d'extrémité (les plus sollicitées) est donné comme suit :

Vue de la symétrie géométrique et de chargement on a :

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 2F_1 + 2F_2 + F_3 + R_A + R_B \Rightarrow R_A + R_B = 96,28\text{KN}$$

Calcul des réactions R_A , R_B : Avec :

$$R_A = R_B = \frac{\sum F_l}{2} = \frac{2(F_1 + F_2) + F_3}{2} = 48,14\text{KN}$$

IV.2.2.3 : Section de la diagonale :

Par la méthode des coupures on aura l'effort de traction max F_d

$$\Rightarrow F_d = \frac{R - F_1}{\cos \alpha}$$

$$\tan^{-1} \alpha = \tan^{-1} \left(\frac{5}{4,65} \right) \Rightarrow \alpha = 47,08^\circ$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow -R_B + F_1 + F_d \cos \alpha = 0$$

$$\Rightarrow F_d = \frac{R_B - F_1}{\cos \alpha} = \frac{48,14 - 21,9}{\cos 47,08^\circ}$$

$$F_d = 38,53\text{KN}$$

$$N_{sd} = 1.5 \times F_d = 1.5 \times 38,53 = 57,79\text{KN} \Rightarrow N_{sd} = 57,79\text{KN}$$

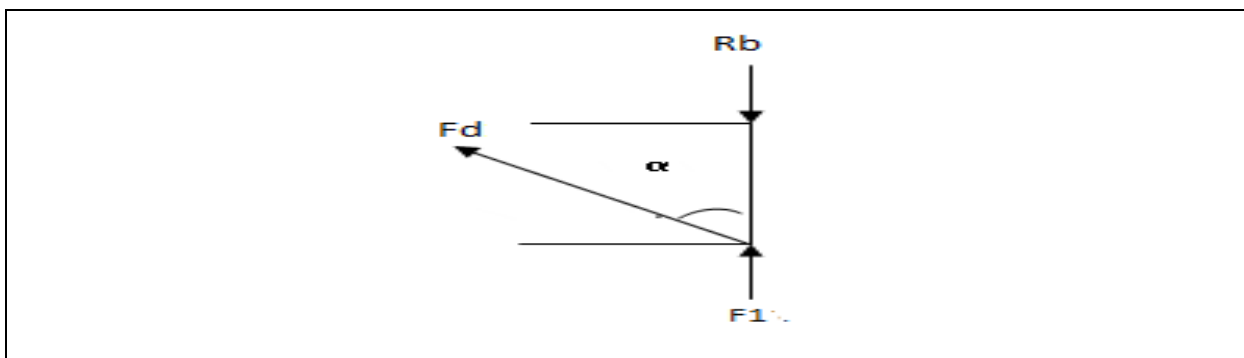


Figure IV.2: méthode des coupures.

IV.2.2.4 : Calcul de la section brute A :

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{57,79 \times 1,1}{23,5} = 2,71$$

Soit une cornière isolée de **L30x30x3** ($A=3.48\text{cm}^2$).

IV.2.2.5 : Vérification à la résistance ultime de la section :

Condition de résistance :

$$N_{sd} \leq N_u = \frac{0,9 \times A_{\text{nette}} \times f_u}{\gamma_{M2}}$$

Soit une cornière isolée de **2L30x30x3** ($A= 3.48\text{cm}^2$), avec un boulon de 12mm et trou de 13mm.

Section nette : $A_{\text{nette}} = 3.48 - 0.6 \times 1.3 = 3.74 \text{ cm}^2$

$$N_u = \frac{0.9 \times A_{\text{nette}} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times 3.74 \times 36}{1.25} \Rightarrow N_u = 96.94 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 57.79 \text{ KN} < N_u = 96.94 \text{ KN}$$

Une double cornière de **2L30x30x3** ($A= 3.48\text{cm}^2$), avec un boulon de 12mm et trou de 13mm convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent.

IV.2.2.6 : Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance :

Les montants de la poutre au vent sont des pannes qui travaillent à la flexion déviée sous l'action de charges verticales, et en outre à la compression sous (F), on doit donc vérifier la panne à la flexion déviée composée.

Caractéristiques géométriques de l'IPE120 sont :

$$-I_y = 317.8 \text{ cm}^4 \quad h = 120 \text{ mm} \quad d = 93.4 \text{ mm} \quad W_{ely} = 53.0 \text{ cm}^3$$

$$-I_z = 27.65 \text{ cm}^4 \quad b = 64 \text{ mm} \quad r = 7 \text{ mm} \quad W_{elz} = 8.64 \text{ cm}^3$$

$$-A = 13.2 \text{ cm}^2 \quad t_w = 4.4 \text{ mm} \quad A_{vz} = 6.3 \text{ cm}^2 \quad W_{ply} = 88.3 \text{ cm}^3$$

$$-G = 10.4 \text{ kg/m} \quad t_f = 6.3 \text{ mm} \quad A_{vy} = 8.6 \text{ cm}^2 \quad W_{plz} = 13.6 \text{ cm}^3$$

IV.2.2.7 : Vérification de la section à la résistance :

La formule de vérification est la suivante :

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

Avec :

$$M_{Ny,rd} = M_{ply,rd} \left[\frac{1-n}{1-0,5a} \right]$$

$$M_{Nz,rd} = M_{plz,rd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right]$$

$$a = \min \left(\frac{A_w}{A}; 0,5 \right)$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}}; N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}; M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}}; M_{plz,rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

- **Vérification de la panne intermédiaire :**

- **Flexion déviée (calcul des pannes) :**

$G = 0.43 \text{KN/m}$. (Voir chapitre III calcul des pannes)

$S = 0.82 \text{KN/m}$

- **L'effort normal de Compression :**

$V = F_3 = 17.75 \text{ KN}$

- **Combinaisons de charges :**

$q_{sd} = 1.35G + 1.35S$

$N_{sd} = 1.35V = 1.35F_3 = 23.963 \text{ KN}$

Donc :

$q_{sd} = 1.35 \times 0.43 + 1.35 \times 0.82 = 1.69 \text{KN/m}$

$q_{z,sd} = q_{sd} \times \cos 27.48 = 1.50 \text{KN/m}$

$M_{y,sd} = \frac{q_{z,sd} \times L^2}{8} = \frac{1.50 \times 5^2}{8} = 4.69 \text{KN.m}$

$q_{y,sd} = q_{sd} \times \sin \alpha = 0.78 \text{KN/m}$

$M_{z,sd} = \frac{q_{y,sd} \times \left(\frac{L}{2}\right)^2}{8} = \frac{0.78 \times (5/2)^2}{8} = 0.61 \text{KN.m}$

$N_{sd} = 1.35 \times 17.75 = 23.95 \text{KN}$

$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{88.3 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1.1} = 18.864 \text{KN.m}$

$M_{plz,rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{13.6 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1.1} = 2.905 \text{KN.m}$

$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{13.2 \times 23.5}{1.1} = 282 \text{KN}$

- **Incidence de l'effort normal (effort normal de compression) :**

Si $N_{sd} \leq \min \left(0.25N_{pl,rd}; 0.5A_w \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \right) \rightarrow$ Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$0.25N_{pl,rd} = 0.25 \times 282 = 70.5 \text{KN}$

$$A_w = A - 2 \times b \times t_f = 13.2 - (2 \times 6.4 \times 0.63) = 5.136 \text{ cm}^2$$

$$0.5A_w \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0.5 \times 5.136 \times \frac{23.5}{1.1} = 59.86 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 23.95 \text{ KN} < \min(70.5; 59.86) \text{ KN} = 59.86 \text{ KN} \rightarrow$ L'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut être négligée.

Pas de réduction des moments de résistance plastique :

$$M_{Ny,rd} = M_{ply,rd}$$

$$M_{Nz,rd} = M_{plz,rd}$$

La formule de vérification est la suivante :

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

Ou : $\alpha = 2$ et $\beta = 1$

$$\left[\frac{4.69}{18.864} \right]^2 + \left[\frac{0.61}{2.905} \right]^1 = 0.272 < 1 \quad \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

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

Si : $V_{sd} \leq 0,5V_{pl,rd} \rightarrow$ Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort tranchant.

A mi- travée la valeur du moment fléchissant est maximale et la valeur de l'effort tranchant est nulle, donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

IV.2.2.8 : Vérification de l'élément aux instabilités (déversement) :

- **Semelle supérieure :**

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

- **Semelle inférieure :**

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

Combinaisons à l'ELU :

$$q_u = G + 1.5W$$

$$q_{uz,sd} = G \cos \alpha + 1.5W_z$$

$$q_{uy,sd} = 1.35G \sin \alpha$$

$$N_{sd} = 1.5V = 1.5F_3$$

Avec :

$$G = 0.43 \text{ KN/m} \ll \text{charge permanente} \gg$$

$W = -0.91 \text{KN/m}$ « vent de soulèvement »

$V = F_3 = 17.75 \text{KN}$ « effort de compression du vent revenant à la panne intermédiaire »

- **Charge de flexion (moment de flexion) :**

$$q_{uz,sd} = G \cos \alpha + 1.5W_z = 0.43 \cos 27.48^\circ - 1.5 \times 0.91 = -0.98 \text{KN/m}$$

$$M_{y,sd} = \frac{q_{z,sd} \times L^2}{8} = \frac{0.98 \times 5^2}{8} = 3.07 \text{KN.m}$$

$$q_{uy,sd} = 1.35G \sin \alpha = 1.35 \times 0.43 \times \sin 27.48 = 0.27 \text{KN/m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{q_{y,sd} \times \left(\frac{L}{2}\right)^2}{8} = \frac{0.27 \times (5/2)^2}{8} = 0.211 \text{KN.m}$$

- **Charge de compression (effort normal de compression) :**

$$N_{sd} = 1.5V = 1.5F_3 = 1.5 \times 17.75 = 26.63 \text{KN}$$

a) Vérification au flambement (flambement flexion) :

Flexion composée avec risque du flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times N_{pl,rd}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \leq 1 \quad \text{EC03. (5.52. Art. 5.5.4.)}$$

Avec :

$$k_{y,z} = 1 - \frac{\mu_{y,z} \times N_{sd}}{\chi_{y,z} \times A \times f_y} \quad \text{mais} \quad k_{y,z} \leq 1,5$$

$$\mu_{y,z} = \bar{\lambda}_{y,z} \times (2\beta_{M,y,z} - 4) + \left(\frac{W_{ply,z} - W_{ely,z}}{W_{ely,z}} \right) \quad \text{mais} \quad \mu_{y,z} \leq 0.90$$

$\beta_{M,y,z}$: Sont les facteurs de moment uniforme equivalent pour le flambement par flexion

On a:

$$N_{pl,rd} = 282 \text{KN}$$

$$M_{ply,rd} = 18.864 \text{KN.m}$$

$$M_{plz,rd} = 2.905 \text{KN.m}$$

- **Calcul de coefficient de réduction χ_{\min} :**

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

Flambement par rapport à l'axe fort y-y :

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

$$\varphi_y = 0.5 \times [1 + \alpha_y \times (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2]; \bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0.5}$$

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

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^6}{2350} \right]^{0,5} = 93.9$$

α : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le **tableau 5.5.1 de l'EC3**.

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{500}{4.9} = 102.04$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{102.04}{93.9} = 1.08$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{120}{64} = 0.18 < 1.2 \\ t_f = 6.3\text{mm} < 100 \end{array} \right. \Rightarrow \text{La courbe (b)}$$

Axe de flambement y - y

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La courbe (b)} \\ \bar{\lambda}_y = 1.08 \end{array} \right. \Rightarrow \chi_y = 0.5352$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{M,y} - 4) + \left(\frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right)$$

Pour une poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie :

$$\beta_{M,y} = 1.3$$

$$\mu_y = 1.08 \times (2 \times 1.3 - 4) + \left(\frac{60.7 - 53}{53} \right) \Rightarrow \mu_y = -1.37 < 0.9 \text{ OK}$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} = 1 - \frac{1.37 \times 26.63}{0.5352 \times 13.2 \times 23.5} = 1.21 < 1.5 \quad \text{Vérifiée}$$

Flambement par rapport à l'axe faible z-z :

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

$$\varphi_z = 0.5 \times [1 + \alpha_z \times (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2]; \bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0.5}$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{250}{1.45} = 172.41$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{172.41}{93.9} = 1.84$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{120}{64} = 0.18 < 1.2 \\ t_f = 7.4\text{mm} < 100 \end{array} \right. \Rightarrow \text{La courbe (c)}$$

Axe de flambement z - z

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La courbe (c)} \\ \bar{\lambda}_z = 1.84 \end{array} \right. \Rightarrow \chi_z = 0.2345$$

$$\mu_z = 1.84 \times (2 \times 1.3 - 4) + \left(\frac{13.6 - 8.64}{8.64} \right) \Rightarrow \mu_y = -2 < 0.9 \quad \text{Vérifiée}$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} = 1 - \frac{2 \times 26.63}{0.2345 \times 13.2 \times 23.5} = 1.43 < 1.5 \quad \text{Vérifiée}$$

La vérification :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times N_{pl,rd}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \leq 1$$

$$\frac{26.63}{0.2345 \times 282} + \frac{1.21 \times 3.07}{18.864} + \frac{1.43 \times 0.211}{2.905} = 0.703 < 1 \quad \text{Vérifiée}$$

b) Vérification au déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{pl,rd}} + \frac{K_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times M_{ply,rd}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \leq 1 \quad \text{EC03 (5.52 Art. 5.5.4)}$$

Avec :

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \text{ mais } k_{LT} \leq 1$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{M,LT} - 0.15 \quad \text{mais } \mu_{LT} \leq 0.90$$

$\beta_{M,LT}$: est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

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

$$\phi_{LT} = 0.5 \times [1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0.5}$$

Avec :

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

$\alpha_{LT} = 0.21$: pour les sections laminées.

$\beta_A = 1$: pour les sections de classe 1 et 2

λ_{LT} : Élançement de l'élément vis à vis au déversement ; pour les profils laminés I ou H

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{Lz}{i_z}}{(C_1)^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left[\frac{\frac{Lz}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right]^2 \right]^{0.25}} = \frac{\frac{500}{1.45}}{(1.132)^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{\frac{500}{1.45}}{\frac{12}{0.63}} \right]^2 \right]^{0.25}} = 161.08$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0.5} = 1.72 > 0.4$$

On tient compte du risque de déversement :

$$\varphi_{LT} = 0.5 \times [1 + 0.21 \times (1.72 - 0.2) + 1.72^2] = 2.14$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{2.14 + [2.14^2 - 1.72^2]^{0.5}} = 0.293$$

• **Calcul de coefficient K_{LT} :**

$$\mu_{LT} = 0.15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{M,LT} - 0.15$$

$\beta_{M,LT} = 1.3$: Pour une poutre simplement appuyée avec une charge répartie.

$$\mu_{LT} = 0.15 \times 1.84 \times 1.3 - 0.15 = 0.209 < 0.9 \quad OK$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} = 1 - \frac{0.209 \times 26.63}{0.2345 \times 13.2 \times 23.5} = 0.08 < 1 \quad OK$$

La vérification :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{pl,rd}} + \frac{K_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times M_{ply,rd}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \leq 1$$

$$\frac{26.63}{0.2345 \times 282} + \frac{0.08 \times 3.07}{0.293 \times 26.470} + \frac{1.43 \times 0.211}{2.905} = 0.54 \leq 1 \quad OK$$

Le profilé **IPE120** est adéquat comme panne de toiture.

IV.3 : Calcul de la palée de stabilité en long pans :

Les palées de stabilités devant reprendre les efforts du vent sur le pignon transmis par le contreventement des versants (poutre au vent). On ne fait travailler que les diagonales tendues, comme dans le cas de la poutre au vent.

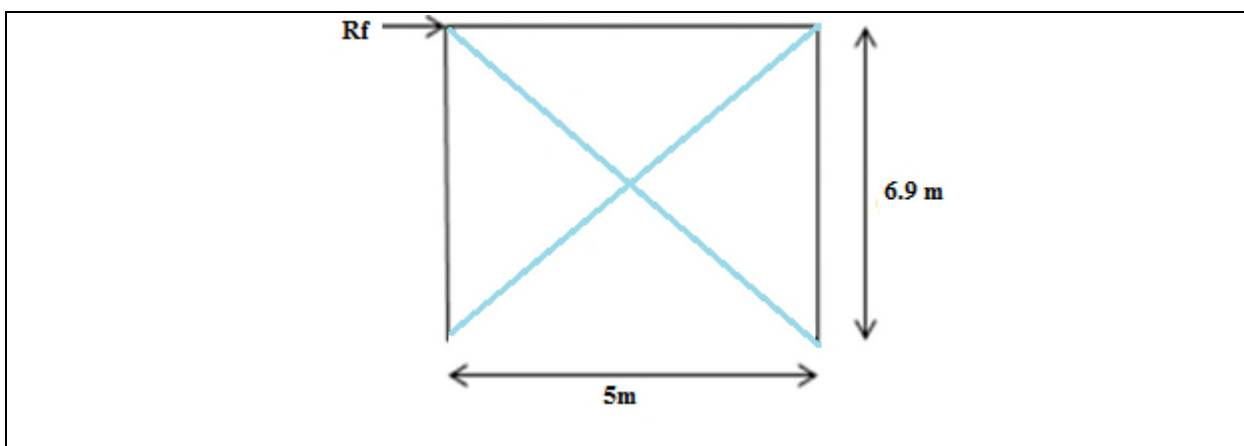


Figure IV.3: Schéma statique de palée de stabilité en long pans.

IV.3.1 : Dimensionnement de la palée de stabilité :

IV.3.1.1 : Evaluation des efforts :

Evaluation des efforts de traction dans les diagonales tendues se faite par la méthode des coupures

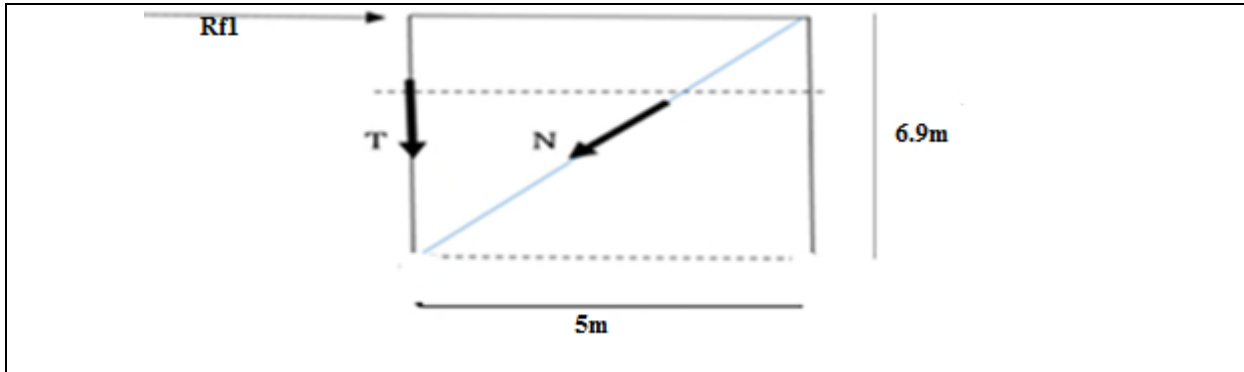


Figure IV.4: méthode des coupures.

$$N \cos \beta + F_{11} - R = 0$$

$$\Rightarrow N = \frac{R - F_{11}}{\cos \beta} = \frac{48.14 - 21.1}{\cos 54.07} = 46.08 \text{ KN}$$

IV.3.1.2 : Détermination de la section des diagonales :

$$N_{sd} \leq N_{pl.rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{sd} = 1.5 \times N = 69.12 \text{ KN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{69.12 \times 1.1}{23.5} = 3.236 \text{ cm}^2$$

Soit une cornière isolée de **L45x45x4** ($A = 3.47 \text{ cm}^2$).

VI.3.1.3. Vérification à la résistance ultime de la section :

On opte pour une cornière isolée de **45X45X4** avec un boulon de 12 mm et trous de 13mm.

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

$$A_1 = [(4.5 \times 0.9) - (1.3 \times 0.4)] = 3.53 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (4 - 0.4) \times 0.4 = 1.44 \text{ cm}^2$$

$$\varepsilon = \frac{3 \times A_1}{3 \times A_1 + A_2} = 0.880$$

$$A_{net} = 3.53 + 0.880 + 1.44 = 5.85 \text{ cm}^2$$

$$N_{sd} \leq N_{u.Rd} = \frac{0.9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{m2}}$$

$$N_{sd} \leq N_{u.Rd} = \frac{0.9 \times 5.85 \times 36}{1.25} = 151.63 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 69.12 \text{ KN} \leq N_{u.Rd} = 151.63 \text{ KN} \quad \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

Donc on opte une cornière **L45X45X4**.

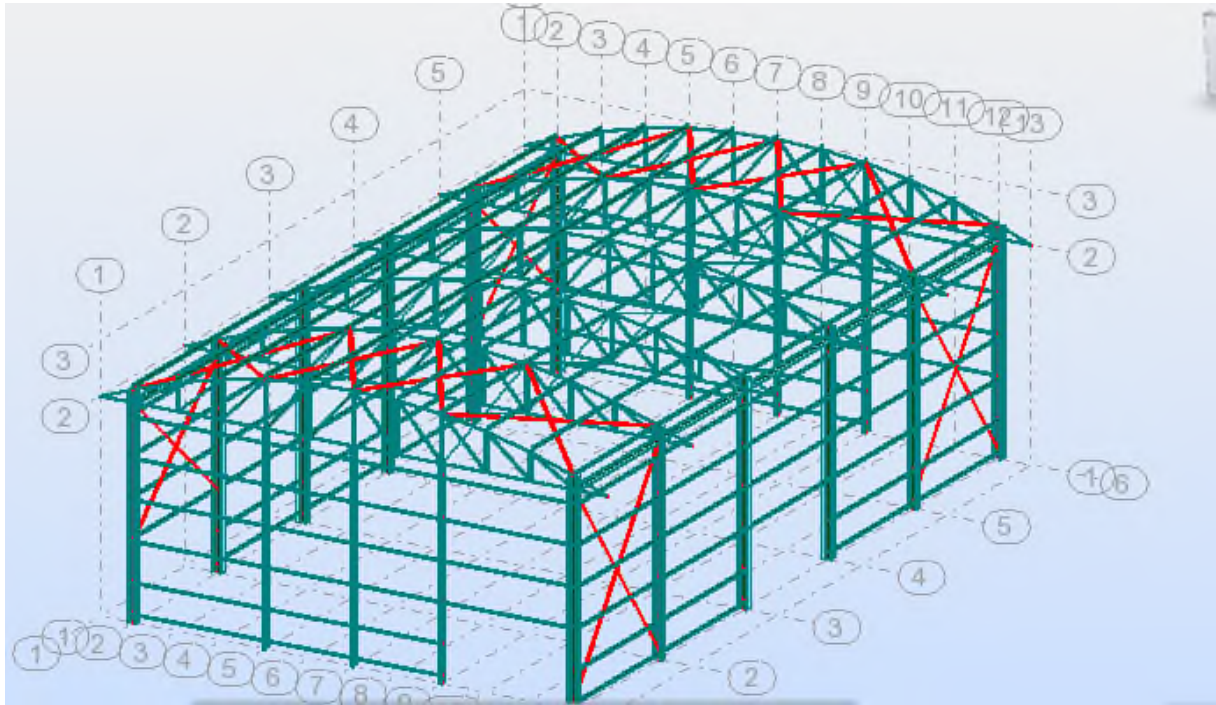


Figure IV.5 : structure contreventée.

IV.4.4 : Calcul de la poutre sablière :

a). Pré dimensionnement :

La poutre sablière est considérée comme une barre de contreventement vertical, Elle est soumise à un effort horizontal et à son propre poids, d'où la vérification va se faire en flexion plane composée.

Le pré dimensionnement se fait par l'utilisation de la condition de résistance de traction $N^{\max} \leq N_{pl}$.

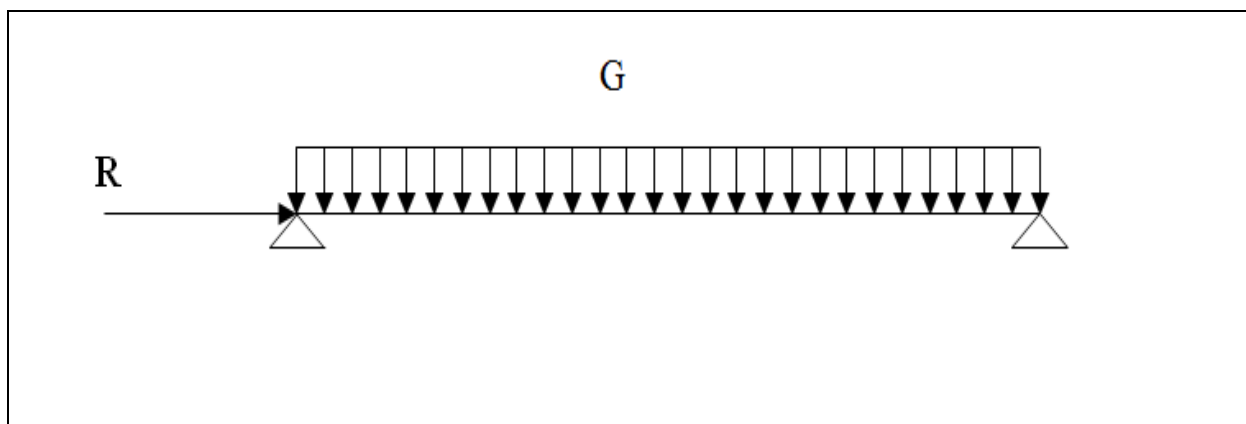


Figure IV.6 :Schéma statique de la poutre sablière.

$$F_1 = 21.9 \text{ KN}$$

$$R = R_A = R_B = 48.14 \text{ KN}$$

$$N_{Max} = R - F = 26.24 \text{ KN}$$

$$N_{Pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \geq N_{Max} \Rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{26.24}{23.5} = 1.15 \text{ cm}^2$$

On adopte de façon préliminaire un profilé de type **IPE 120**.....A=13.2cm²

b) Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

Flexion composée avec risque de flambement

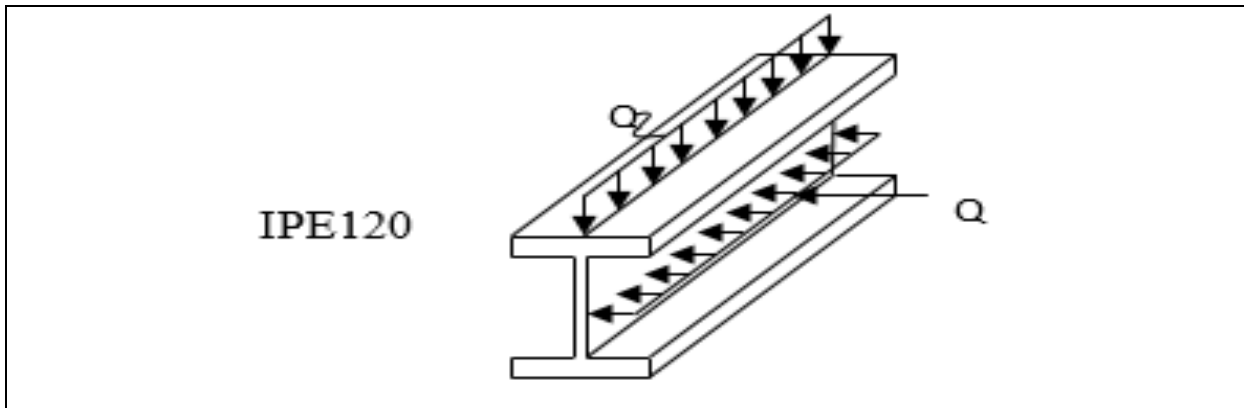


Figure IV.7 :La poutre sablière.

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,rd}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \leq 1$$

Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement χ_{min}

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

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

α : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donne par le

tableau 5.5.2 de l'Euro code 3.

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{500}{4.9} = 102.04$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{102.04}{93.9} = 1.087$$

Courbe de flambement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{120}{64} = 1.87 > 1.2 \\ t_f = 6.3\text{mm} < 40 \end{array} \right. \Rightarrow \text{La courbe (a)}$$

Axe de flambement y - y

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La courbe (a)} \\ \bar{\lambda}_y = 1.087 \end{array} \right. \Rightarrow \chi_y = 0.596$$

Calcul de coefficient k :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{M,y} - 4) + \left(\frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right)$$

$$\mu_y = 1.087 \times (2 \times 1.3 - 4) + \left(\frac{60.73 - 52.96}{52.96} \right) = -1.375$$

Avec $\mu_y \leq 0,9$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} = 1 - \frac{1.375 \times 26.24}{0.596 \times 13.2 \times 23.5} = 0.8 < 1.5 \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$N_{sd} = 69.12 \text{ KN}$$

$$M_{y,sd} = \frac{G \times L^2}{8} = \frac{10.4 \times 5^2}{8} = 32.5 \text{ daN.m} = 0.32 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{13.2 \times 23.5}{1.1} = 282 \text{ KN}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{60.73 \cdot 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1.1} = 32.97 \text{ Kn.m}$$

Vérification au flambement flexion :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,rd}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \leq 1$$

$$\frac{69.12}{0.596 \times 282} + \frac{0.8 \times 0.32}{32.97} = 0.41 \leq 1 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

CHAPITRE V

Etude sismique

V.1 : Introduction :

Les tremblements de terre ont présentés depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur apparition brusque et surtout imprévue, l'intensité des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles a marqué la mémoire des générations.

Donc il faut limiter les endommagements causés aux constructions, ce que nécessite une bonne conception des structures à fin qu'elle résiste aux séismes.

L'analyse de la structure est faite par le logiciel Robot Structural Analysis Professional V2012. Qui est basé sur la méthode des éléments finis.

V.2 : Analyse de la structure :**V.2.1 : Type d'analyse :**

L'analyse élastique globale, peut être statique ou dynamique, selon la satisfaction des conditions posées par les règlements en vigueur, sur les cas de chargement.

➤ Les chargements statiques :

- Poids propre de la structure.
- Les effets dus aux actions climatiques.

➤ Les chargements dynamiques

- Les effets sismiques.

V.2.2 : Méthodes de calcul :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « RPA99 version 2003 ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application différent et cela selon le type de structure à étudier, le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage. Ces méthodes sont les suivantes :

- 1) La méthode statique équivalente.
- 2) La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3) La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

V.2.2.1 : La méthode statique équivalente :

Les codes parasismiques modernes autorisent de conduire l'analyse de ces ouvrages sous les actions sismiques par des méthodes simplifiées ne prenant en compte que le mode fondamental de vibration dans deux directions perpendiculaires successives.

La forme de ces modes fondamentaux peut être soit spécifiée forfaitairement dans les codes, soit calculée de manière approchée.

La méthode statique équivalente permet d'avoir des résultats **conservatifs** (pour les efforts, les contraintes ou les déplacements) par le fait que la masse totale en vibration est intégrée dans le **mode fondamental**.

On appelle **mode fondamental** de la structure (ou premier mode) le mode correspondant à la fréquence la plus basse.

a) Principe de la méthode.

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

b) Calcul de la force sismique totale :

D'après l'art 4.2.3 de RPA 99/version 2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le **tableau (4.1) de RPA 99/version 2003** en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas, on est dans la Zone **II_a** et un Groupe d'usage **1A**.

Nous trouverons : $A = 0.25$.

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{0.3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

D : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est en fonction de la catégorie de site, facteur de d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

Avec : T_1 , T_2 : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le **tableau 4.7 du [RPA99/ version 2003]** : T_1 (sec) = 0.15s T_2 (sec) = 0.5s

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. ξ est donnée par le **tableau 4.2 du RPA99** :

Nous avons une structure (Portiques- Acier), Donc $\xi = 4\%$

D'où $\eta = 1.08 > 0.7$

$\eta = 1.08$

Estimation de la période fondamentale :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le RPA 99/ version 2003 par la formule : $T = C_T h_N^{3/4}$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$h_N = 8.75$ m

C_T : est un coefficient qui est en fonction du système de contreventement, du type de remplissage et est donné par le tableau 4.6 du RPA 99/version 2003

Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie

D'où : **$C_T = 0.085$**

$$T = C_T \times h_N^{3/4} = 0.085 \times (8.75)^{3/4} = 0.432s$$

$T = 0.432s$.

Pour notre cas, on peut utiliser la formule **4.7 du RPA99/version 2003** :

$$T = 0.09h_N / \sqrt{D}$$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

- **Sens transversal :**

$$dx = 15 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad T_x = 0,203\text{s}$$

- **Sens longitudinal :**

$$dy = 25 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad T_y = 0,158\text{s}$$

D'après le RPA 99/version 2003, il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

$$T_x = \min (T; T_x) = \min (0,432\text{s}; 0,203\text{s}) \Rightarrow T_x = 0,203\text{s}$$

$$T_y = \min (T; T_y) = \min (0,432\text{s}; 0,158\text{s}) \Rightarrow T_y = 0,158\text{s}$$

T_x et T_y sont inférieure à $T_2 = 0,5\text{s}$

Donc la valeur du facteur d'amplification dynamique moyen est égale :

$$D = 2,5 \eta$$

$$D = 2,5 \times 1,08 = 2,7$$

R : coefficient de comportement global de la structure, Sa valeur est donnée par le **tableau 4.3 de RPA 99/ version 2003**, en fonction du système de contreventement.

Ossature contreventée par palées triangulée en X donc **R=4**

Q : facteur de qualité de la structure, fonction de la redondance, géométrie, régularité en plan et en élévation et la qualité de contrôle de la construction.

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Critère de qualité « q »	$P_q(x)$
1. conditions minimales sur les files porteuses	0.05
2. Redondance en plan	0.05
3. régularité en plan	0
4. régularité en élévation	0
5. Contrôle de qualité des matériaux	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0

$\sum P_q$	0.1
------------	------------

Tableau V.1: Pénalité de vérification.

$$Q = 1 + 0.1 = 1.1$$

W : poids total de la structure, W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau

(i).

$$W = \sum W_i$$

Avec :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi}: poids dû aux Charges permanentes et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β: Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le **tableau 4.5 du RPA 99 version 2003**.

Dans notre cas : **β = 0.3**

$$\Rightarrow W = 339.57 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0.20 \cdot 2.7.1.1}{4} 339.57 \Rightarrow V_y = 63.03 \text{ KN}$$

$$V_x = \frac{0.25 \cdot 2.7.1.1}{4} 339.57 \Rightarrow V_x = 63.03 \text{ KN}$$

VI.2.2.2 : La méthode modale spectrale :**a) Principe de la méthode spectrale :**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b) Spectre de repense de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul **RPA 99 V2003**

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0.3s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 0.3s \end{cases}$$

Avec :

Les coefficients A, η, R, T_1, T_2, Q (déjà déterminés).

- **Schématisation du spectre de réponse suivant X et Y :**

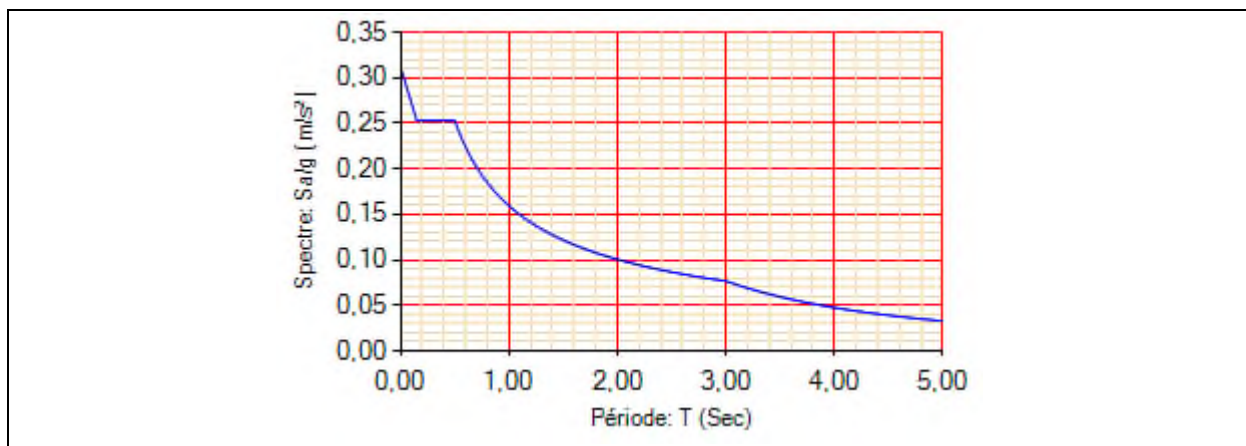


Figure V.1: Schéma du spectre de réponse suivant X.

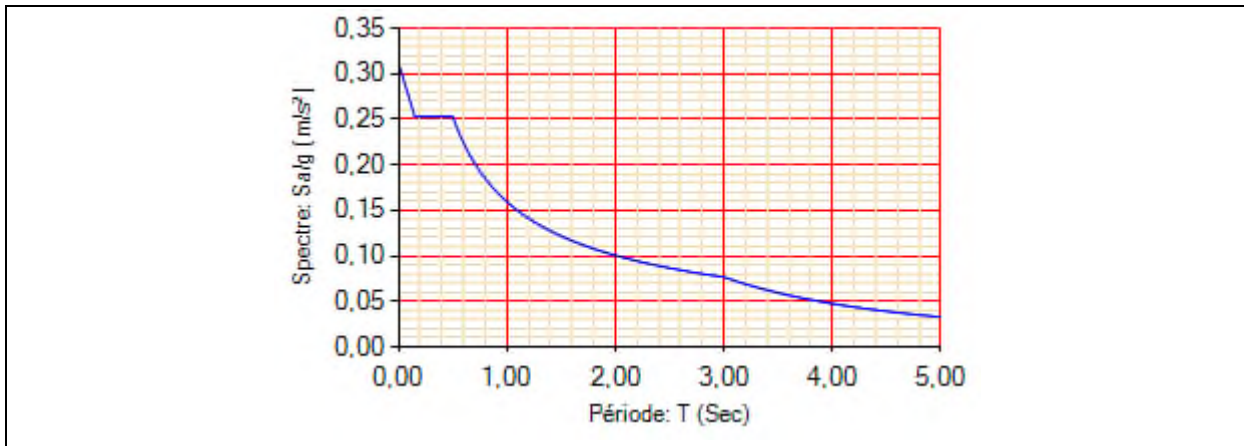


Figure V. 1: Schéma du spectre de réponse suivant Y.

V.2.2 : Principe de la méthode spectrale :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

a) Spectre de repense de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul RPA 99 V2003 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec les coefficients A, η, R, T₁, T₂, Q : sont déjà déterminés.

Q = 1,1 A = 0,25 η = 1,08 T₁ = 0.15 s T₂ = 0.5 s

b) Nombre de modes de vibrations à considérer :

Le nombre de modes de vibration à retenir doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Si les conditions citées précédemment ne sont pas vérifiées le nombre de mode à considérer est donné par la formule suivante :

$$K \geq 3 \times \sqrt{N} \text{ ET } T_K \leq 0.2s_{\text{RPA99/2003}} \text{ (4.14. Art. 4.3.3)}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_K la période du mode K.

c) Résultats du calcul :

- **Pourcentage de la participation de masse :**

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]
7/ 1	5,11	0,20	0,05	56,61	0,05	56,61	33957,42
7/ 2	5,97	0,17	80,90	56,66	80,85	0,05	33957,42
7/ 3	6,03	0,17	81,25	57,09	0,35	0,43	33957,42
7/ 33	16,93	0,06	84,29	90,71	0,01	12,49	33957,42
10/ 83	30,30	0,03	91,55	92,28	2,57	0,00	33957,42

Tableau V.2 : Pourcentage de participation massique.

- **Les réponses nodales de la structure**

➤ Déformation modale

La déformation de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants est illustrés par les figures suivantes :

- ✓ **Mode 1 : Translation suivant X-X, période T = 0.17s, taux de participation de la masse 80.85%**

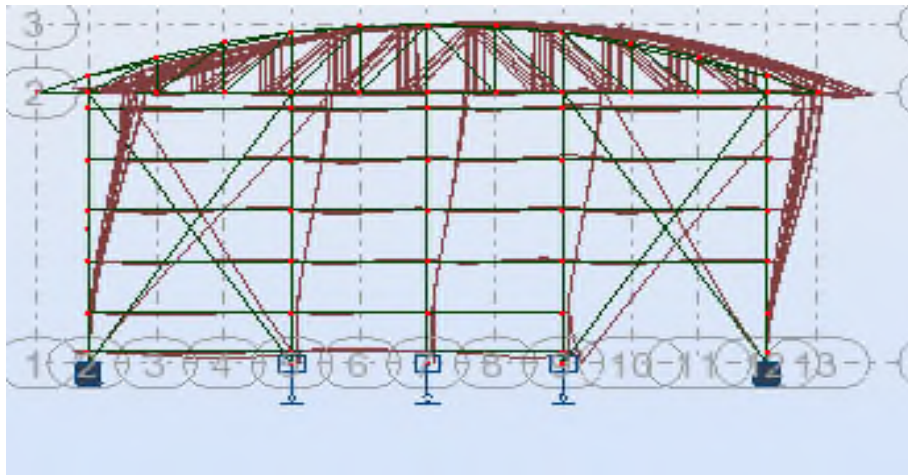


Figure V.3 : Mode de déformation (1).

- ✓ Mode 4 : Translation suivant Y-Y, période $T = 0.20s$, taux de participation de la masse 56.51%

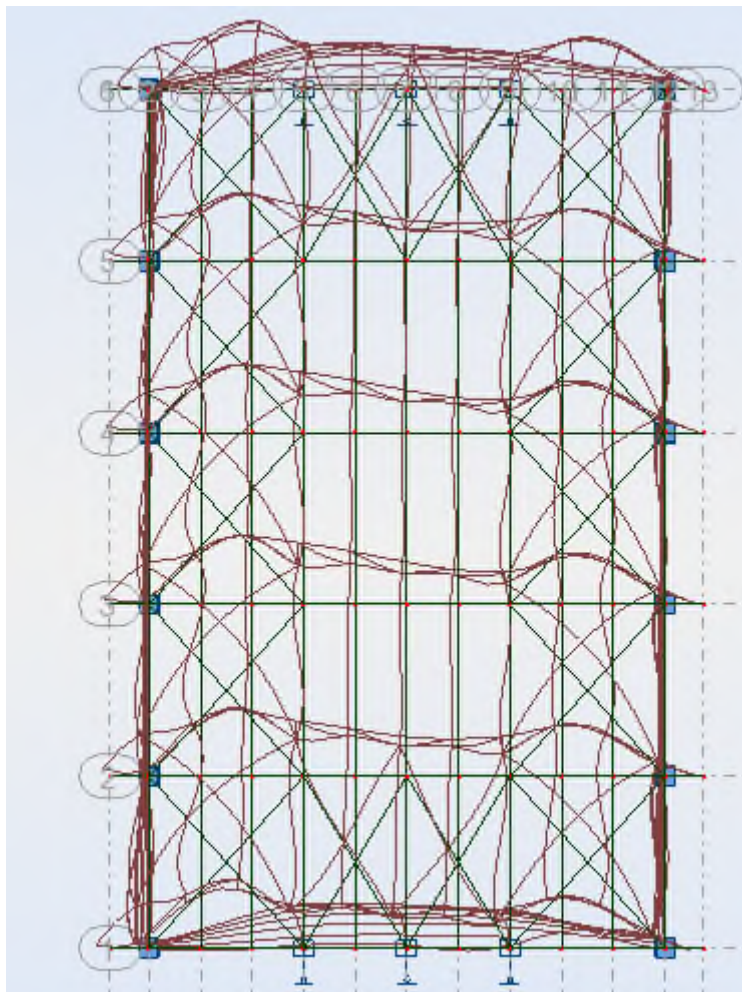


Figure V.4 : Mode de déformation (2).

✓ Mode 3 : Rotation autour de Z-Z, période $T = 0.17s$

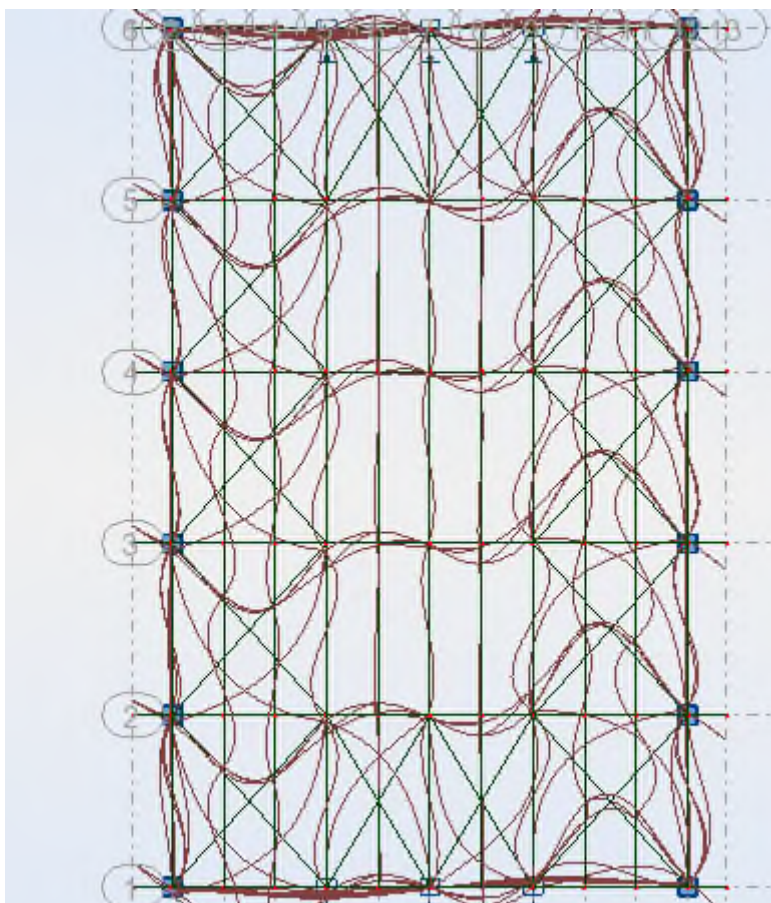


Figure V.5 : Mode de déformation (3).

V.3 : Analyse des résultats :

Il y a lieu de constater que la structure présente des translations suivant les deux directions horizontales et une rotation autour de l'axe verticale.

V.3.1 : Les combinaisons de calcul :

Notation :

G : Poids propre.

Q : Charge d'exploitation.

S : Action de la neige.

- V : Action du vent. (VD : Vent de la pression externe ; VS : Vent du soulèvement)

E : Action sismique.

Les combinaisons de calcul adopté selon les règlements en vigueur sont données dans le tableau suivant :

Etat limite ultime	Etat limite de service	Accidentelle
G + 1,5VD	G + VD	G + Q + Ex
G + 1,5VS	G + VS	G + Q - Ex
1,35G + 1,5 Q	G + Q	G + Q + Ey
1,35G + 1,5 S	G + S	G + Q - Ey
1,35(G + Q + S)	G + 0,9(Q + S)	G + Q + 1,2Ex
1.35(G+Q+VD)	G + 0,9(Q + VS)	G + Q - 1,2Ex
	G + 0,9(Q + VD)	G + Q + 1,2Ey
		G + Q - 1,2Ey
		0,8G + Ex
		0,8G - Ex
		0,8G + Ey
		0,8G - Ey

Tableau V.3 : Combinaisons de calcul.

V.3.2 : Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 du RPA 99, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Forces	V statique	0.8Vstatique	V dynamique	Observation
--------	------------	--------------	-------------	-------------

sismiques	(KN)	(KN)	(KN)	
Sens xx	63.03	44.86	87.55	Vérifiée
Sens yy	63.03	44.86	46.83	Vérifiée

Tableau V.4 : Vérification de l'effort tranchant à la base.

- D'après l'article 4.3.6 du RPA99, si $V_{dyn} < 0,8V_{st}$ on doit augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...etc.) en multipliant E_x, E_y par le rapport : $0,8 \times V_{st} / V_{dyn}$ respectivement.

V.3.3 : Vérification des déplacements :

1^{er} Cas : situation durable :

Les déplacements sont limités à :

Déplacement horizontal :

$$\begin{cases} \frac{h}{150} = 5.83\text{cm} & \text{sans charge du vent} \\ \frac{h}{125} = 7\text{cm} & \text{avec charge du vent} \end{cases} \quad \text{EC3 Art 4.2.2(1) I}$$

Ou h : hauteur du poteau

Déplacement vertical :

$$\frac{L}{200} = 8.625\text{cm} \quad L : \text{longueur de la travée} \quad \text{EC3 tab 4.1}$$

	Combinaisons		Déplacements max (cm)	
	Avec le vent	Sans le vent	Avec le vent	Sans le vent
Suivant X	1,35(G+Q+W1)	1,35(G+Q+S)	0,4	0.9
Suivant Y	1,35(G+Q+W1)	1,35(G+Q+S)	2.9	1.1
Suivant Z	1,35(G+Q+W1)	1,35(G+Q+S)	1.5	2.9

Tableau V.5 : Déplacement max en situation durable.

On constate que les déplacements suivant les trois directions sont inférieurs aux déplacements admissibles.

2^{ème} Cas : situation accidentelle :

Le **D.T.R RPA 99 V2003** précise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces sismique seul (art 4.4.3) et préconise de limiter les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents à 1% de la hauteur d'étage (art 5.10).

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suite :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

R : coefficient de comportement R=5.

Il s'agit de vérifier le point le plus haut de la toiture par rapport au sol.

Niveau	Déplacement (cm)		Déplacement relatif (cm)	
	Suivant (X)	Suivant (Y)	Suivant (X)	Suivant (Y)
Toiture	1,6	1,9	3,6	4,65

Tableau V.6 : Déplacement relatif des niveaux.

$$\frac{h}{100} = \frac{875}{100} = 8.75 \text{ cm}$$

Tous les déplacements sont inférieurs à 8.7cm, donc ils sont vérifiés.

V.4 : Effet de deuxième ordre :

Les effets de seconde ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

$$\text{Avec : } P_k = \sum_{i=1}^n W_{Gi} + \beta Q_i$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau «k».

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k \leq 0,2$ les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o

ordre par le facteur : $\frac{1}{1-\theta_k}$

- Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

• Sens X-X :

Niveau (m)	Δ_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_e}$ (%)	θ_k
6.9	1.9	339.57	63.03	8.75	0,22	0,039

Tableau V.7 : Effet P- Δ suivant X-X.

$\theta_k = 0,039 < 0,1$, donc les effets P- Δ peuvent être négligés.

• Sens Y-Y :

Niveau (m)	Δ_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_e}$ (%)	θ_k
8.7	4.65	339.57	63.03	8.75	0.53	0,046

Tableau V.8 : Effet P- Δ suivant Y-Y.

$\theta_k = 0,046 < 0,1$, donc les effets P- Δ peuvent être négligés.

CHAPITRE VI

Vérification des éléments

VI.1 : Introduction

Après un pré dimensionnement des éléments effectué au chapitre III et la modélisation de la structure en 3D sous Robot au chapitre précédent, on se rapproche ainsi du cas réel avec les vraies sollicitations, on passe alors aux différentes vérifications (traction, flambement et résistance) des différents éléments dans les cas les plus défavorables tirés directement du logiciel.

VI.2 : Vérification des éléments de la ferme

Les vérifications à faire sont :

VI.2.1 : Vérification à la traction :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \text{EC03 Art. 5.4.3.1}$$

VI.2.2 : Vérification au flambement :

$$N_{sd} \leq N_{c,rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{EC03 Art. 5.5.1.1}$$

VI.2.3 : Condition de résistance :

$$\frac{N_{sd}}{N_{rd}} < 1$$

N_{sd} : Effort normal sollicitant.

N_{rd} : Effort résistant.

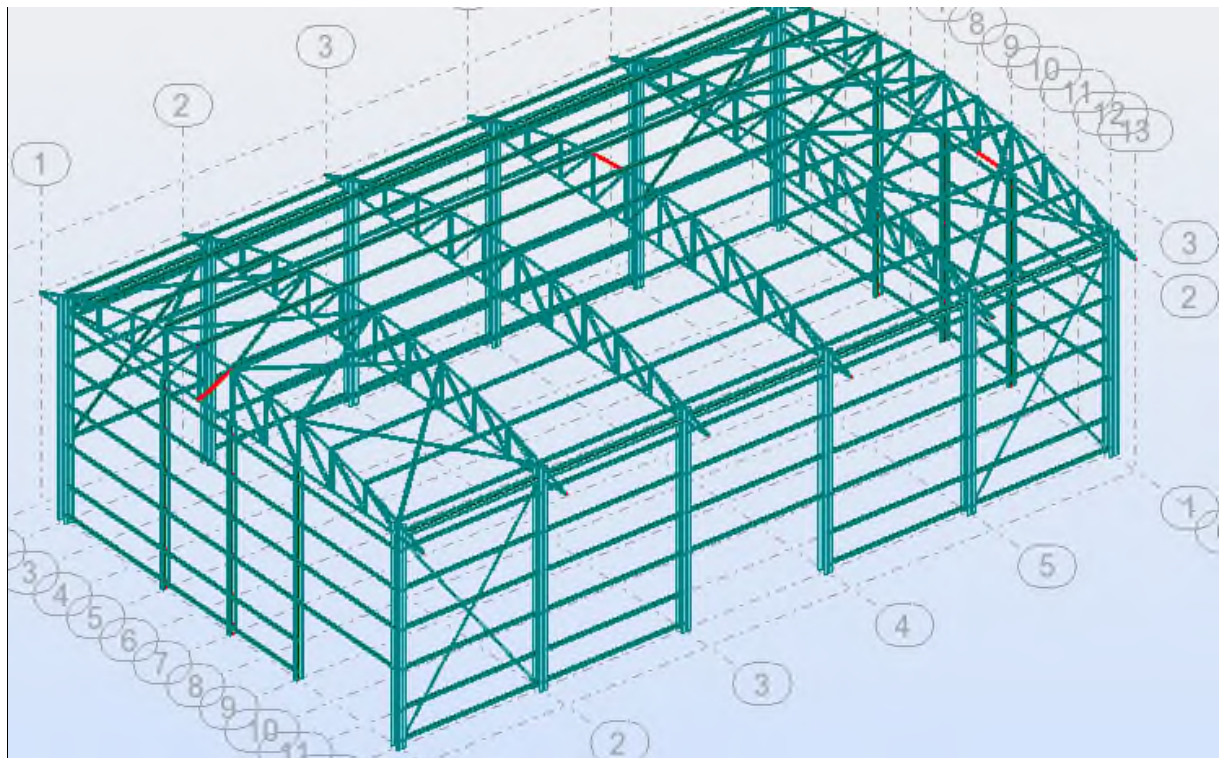


figure VI.1 : illustration des éléments de la ferme les plus sollicités.

a) Membrures inférieures :

➤ Traction :

$$N_{sd} = 57.18 \text{ KN}$$

$$A_s = 13.12 \text{ cm}^2.$$

$$N_{rd} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 13.12 \times 10^{-4} \times \frac{235 \times 10^3}{1} = 308.32 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 57.18 \text{ KN} < N_{rd} = 308.32 \text{ KN}$$

➤ Flambement :

$$N_{sd} = 57.18 \text{ KN}$$

$$A_s = 13.12 \text{ cm}^2.$$

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 14.61 = 29.22 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2[I_\beta + A_c \times \Delta^2] = 2[14.61 + 6.56 \times 2.5^2] = 111.22 \text{ cm}^4$$

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_{cr}} \right] \times [\beta_w]^{0.5} \quad \text{Avec } \beta_w = 1$$

$$\lambda_{cr} = \pi \times \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = 93.9$$

$$i_y = i_\alpha = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{29.22}{6.56}} = 2.11$$

Et

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{111.22}{6.56}} = 4.12$$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{150}{2.11} = 71.09$$

Et

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{150}{4.12} = 36.41$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} = \frac{71.09}{93.9} = 0.76$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} = \frac{36.41}{93.9} = 0.39$$

• Calcul de χ_{min} :

$$\phi = 0.5 \left[1 + 0.49(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^{-2} \right] = 0.926$$

$$\phi = 0.5 \left[1 + 0.49(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^{-2} \right] = 0.58$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{1/2}} = 0.69$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{1/2}} = 0.99$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0.69$$

$$M_{sd} \leq M_{c,rd} = \chi_{min} \times \beta_A \times A \times f_y / \gamma_{M1} \quad \text{EC3 Art 5.5.1.1}$$

$$N_{c,rd} = 0.69 \times 1 \times 13.12 \times 10^{-4} \times 235 \times \frac{10^3}{1.1} = 192.63 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 57.18 \text{ KN} \leq M_{c,rd} = 192.63 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Les résultats de la vérification des différents éléments de la ferme est donnée dans le tableau ci-dessous :

Eléments		Combinaisons	N _{sd} (KN)	N _{rd} (KN)	N _{sd} /N _{rd}	Observations
Membrure inférieurs	Compression	1,35(G+Q+S)	139.64	192.63	0,72	Vérifiée
	Traction	G+1,5W1	18.40	308.32	0,05	Vérifiée
Membrures supérieurs	Compression	1,35(G+Q+S)	0.67	192.63	0.003	Vérifiée
	Traction	G+1,5W1	46.27	308.32	0.15	Vérifiée
Diagonales	Compression	1,35(G+Q+S)	124.77	181.94	0.68	Vérifiée
	Traction	G+1,5W1	8.16	441.8	0.02	Vérifiée
Montants	Compression	1,35(G+Q+S)	26.45	796.65	0,03	Vérifiée
	Traction	G+1,5W1	26.66	386.59	0,06	Vérifiée

Tableau VI.1 : Vérification des éléments de la ferme.

VI.3 : Vérification de contreventement :

VI.3.1 : contreventements horizontaux :

Les contreventements sont disposés généralement suivant les versants de la toiture. Ils sont placés le plus souvent dans les travées de rive. Leurs diagonales sont généralement des cornières doubles qui sont fixées sur la ferme. Leur rôle principal est de transmettre les efforts du vent du pignon aux fondations. Les efforts maximums obtenus par le Robot dans les diagonales de contreventement horizontal (poutre au vent) sont représentés dans le tableau suivant :

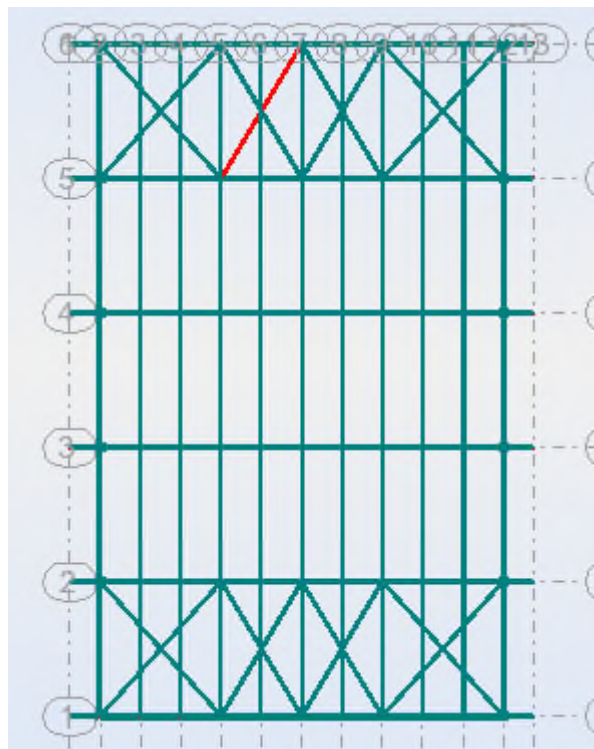


Figure VI.1 : Ladiagonale la plus sollicitée.

a) Vérification à la traction :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{sd} = 18.37 \text{KN}$$

$$A_S = 9.34 \text{cm}^2$$

$$N_{rd} = 9.34 \times 10^{-4} \times \frac{235 \times 10^3}{1} = 219.49 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 18.37 \leq N_{rd} = 219.49 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

b) Vérification au flambement :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$N_{sd} = 21.90 \text{ KN}$$

$$L_k = 852/2 = 426 \text{ cm} \quad (\text{Assemblage articulé au milieu de la barre})$$

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 16.11 = 32.22 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2[I_\beta + A_c \times \Delta^2] = 2[16.11 + 4.67 \times 3^2] = 116.28 \text{ cm}^4$$

$$i_y = i_\alpha = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{32.22}{9.34}} = 1.86 \quad \text{Et} \quad i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{116.28}{9.34}} = 3.53$$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{426}{1.86} = 229.03 \quad \text{Et} \quad \lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{426}{3.53} = 120.68$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} = \frac{229.03}{93.9} = 2.44 \quad \text{Et} \quad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} = \frac{120.68}{93.9} = 1.29$$

• **Calcul de χ_{\min} :**

$$\phi = 0.5 \left[1 + 0.49(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 4.03$$

$$\phi = 0.5 \left[1 + 0.49(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 1.6$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{1/2}} = 0.14$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{1/2}} = 0.39$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0.14$$

$$M_{sd} \leq M_{c,rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times f_y / \gamma_{M1} \quad \text{EC3 Art5.5.1.1}$$

$$N_{c,rd} = 0.14 \times 1 \times 9.34 \times 10^{-4} \times 235 \times \frac{10^3}{1.1} = 27.93 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 21.90 \text{ KN} \leq M_{c,rd} = 27.93 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Eléments	combinaison		$N_{Sd}(KN)$	$N_{Rd}(KN)$	N_{Sd}/N_{Rd}	Observations
Contreventements horizontaux	traction	1.35G+Q+W3	18.37	219.49	0.1	Vérifiés
	Compression	1.35G+1.5W3	14.40	27.93	0.5	Vérifiés

Tableau VI.2 : Vérification des éléments de contreventement horizontaux.

VI.3.1 : contreventements verticaux :

Même vérification pour les diagonales de contreventement verticales :

Eléments	combinaisons		$N_{Sd}(KN)$	$N_{Rd}(KN)$	N_{Sd}/N_{Rd}	Observations
Contreventement verticaux	traction	1.35G+Q+W3	11.83	279.18	0.05	Vérifié
	Compression	1.35G+1.5W3	14.40	50.99	0.28	Vérifié

Tableau VI.3 : Vérification des éléments de contreventement verticaux.

VI.4 : Vérification des poteaux (HEA300) :

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité et dans notre cas : le poteau le plus sollicité est le N°298 de hauteur $H=7.32m$; comme illustré en rouge sur la figure suivante :

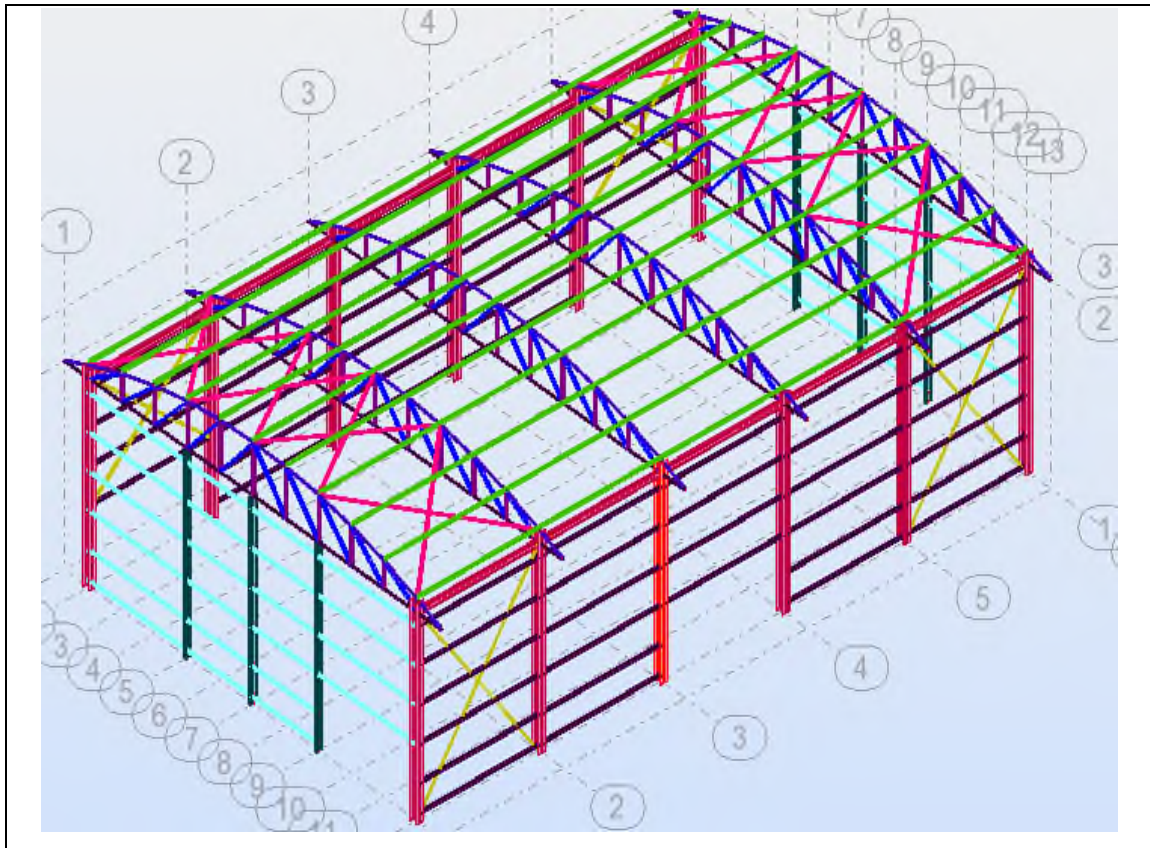


Figure VI.: Illustration du poteau le plus sollicité.

Les sollicitations les plus défavorables tirés à partir du logiciel ROBOT sont :

Combinaison	h (m)	N (kN)	M_y (kN.m)	M_z (kN.m)	V_z (kN)
1.35 (G+Q+W ₁)	7.32	82.13	$M_y^+ = 21.19$ $M_y^- = -12.9$	$M_z^+ = 0.36$	-1.31

Tableau VI.4 : Les sollicitations du poteau le plus sollicité

a) Vérification à la résistance :

Classe de la section :

- Classe de la semelle : (comprimée)

$$C / t_f = b_f / 2 \cdot t_f \leq 10 \varepsilon \Rightarrow 300 / 2 \cdot 14 = 10.71 < 10 \varepsilon \Rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

- Âme (flexion composée)

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

$$d_c = \left(\frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} \right) = \frac{82.13}{0.85 \times 23.5} = 4.11$$

$$\alpha = \frac{1}{208} \left(\frac{208 + 4.11}{2} \right) = 0.51 \leq 1 \frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{208}{8.5} = 24.47$$

$$\frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)} = \frac{396}{(13 \times 0.51 - 1)} = 70.37$$

$$\text{Donc : } \frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)} \Rightarrow \text{classe 01}$$

b) Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que : $V_{sd} \leq V_{plRd}$

$V_{sd} = -1.31 \text{ Kn}$ (Note de calcul sur la pièce 513 du Robot sous la combinaison 1.35 (G+Q+W_I))

$$V_{plRd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{23.5 \times 37.3}{\sqrt{3} \times 1.1} = 460.07 \text{ KN} > V_{sd}$$

$V_{sd} < 0.5 V_{plRd} \rightarrow$ Pas de réduction du moment plastique.

c) Vérification à l'effort normal :

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_{plRd}$

$$N_{sd} = 82.13 \text{ KN}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{112.5 \times 23.5}{1.1} = 2403.41 \text{ KN}$$

$N_{sd} < N_{plRd} \dots \dots \dots$ **Vérifié.**

d) Vérification au moment fléchissant :

Il faut vérifier que : $M_{sd} \leq M_{plRd}$

$M_{sd} = 21.19 \text{ KN.m}$ (Note de calcul sur la pièce 298 du Robot sous la combinaison 1.35 (G+Q+W_I))

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{10^{-2} \times 23.5 \times 641.18}{1.1} = 136.98 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} < M_{plRd} \dots \dots \dots$ **Vérifié.**

e) Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

- Flexion composée avec risque de flambement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{plRd}} + \frac{k_y \cdot M_{ysd}}{M_{plyRd}} + \frac{k_z \cdot M_{zsd}}{M_{plzRd}} \leq 1$$

- Flexion composée avec risque de déversement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y.Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{pl.y.Rd}} \leq 1$$

-Calcul du coefficient de réduction χ_{\min}

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

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

α : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donne par le **tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3.**

$$\eta_1 = \frac{K_c}{K_c + K_{Travée}}$$

$$\eta_2 = 0 \text{ (Encastrement à la base)}$$

$$K_c = \frac{I_y}{L} = \frac{18263.5}{732} = 24.95 \text{ cm}^3$$

$$K_{Travée} = \frac{I_y}{L} = \frac{43193.5}{1186} = 36.42 \text{ cm}^3$$

$$\eta_1 = 0.41$$

• **Suivant l'axe y-y :**

$$\lambda_y = I_{Ky} / i_y = 0.5 \cdot 732 / 12.74 = 28.72$$

$$\lambda_y^- = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} (\beta_A)^{0.5} = 0.31 > 0.2 \text{ (il y a risque de}$$

flambement)

Le choix de la courbe de flambement :

$$h/b = 350/300 = 1.16 > 1.2$$

$$t_f = 14 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

Axe de flambement **y-y** → courbe de flambement a ; $\alpha = 0.21$ (tableau 3).

$$X_y = 0.98$$

• **Suivant l'axe faible z-z : (hors du plan du portique)**

$$\lambda_z = I_{Kz} / i_z = 0.5 \cdot 732 / 7.49 = 48.86$$

$$\lambda_z^- = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} (\beta_A)^{0.5} = 0.52 > 0.2 \text{ (il y a risque de flambement)}$$

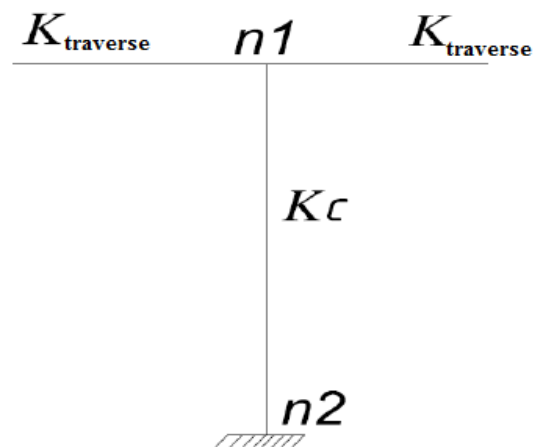
Le choix de la courbe de flambement :

$$h/b = 350/300 = 1.16 > 1.2$$

$$t_f = 14 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

Axe de flambement **z-z** → courbe de flambement b ; $\alpha = 0.34$ (tableau 3).

$$X_z = 0.86$$



Donc : $\chi_{\min} = 0.86$

f) Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis de déversement $\bar{\lambda}_{LT}$

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

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{732}{7.49}}{(1.132)^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{732/1.4}{\frac{732}{7.49}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 19.63$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \times [B_A]^{0.5} = 0.21$$

$\bar{\lambda}_{LT} < 0.4$Il n'y a pas de risque de déversement.

• Calcul des coefficients K_y K_z :

$$\mu_y = \lambda_y^- (2 \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\mu_z = \lambda_z^- (2 \beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}}$$

• Calcul des coefficients réducteurs :

Suivant l'axe (Y-Y) :

$$\Psi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = -\frac{12.9}{21.19} = -0.61$$

$$\beta = 1.8 - 0.7 (0.61) = 1.37$$

$$\mu_y = 0.31 (2(1.37) - 4) + \frac{1383.4 - 1259.63}{1259.63} = -0.29 \text{ avec } \mu_z = -0.29 < 0.9$$

$$\chi_y = 0.98$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N}{\chi_y \cdot A f_y} = 1 - \frac{-0.17 \cdot 82.13}{0.98 \cdot 235 \cdot 112.5 \cdot 10^2} = 1 \quad \text{avec } K_z = 1 < 1.5$$

Suivant l'axe (Z-Z) :

$$\Psi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = 0$$

$$\beta = 1.8$$

$$\mu_z = 0.52 (2 \cdot 1.8 - 4) + \frac{641.2 - 420.7}{420.7} = -0.31 \quad \text{avec } \mu_z = -0.31 < 0.9$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N}{\chi_z \cdot A f_y} = 1 - \frac{0.31 \cdot 82.13}{0.86 \cdot 235 \cdot 112.5 \cdot 10^2} = 0.99 \quad \text{avec } K_z = 0.99 < 1.5$$

$$N_{sd} = 82.13 \text{ KN}$$

$$M_{y, sd} = 21.19 \text{ KN.m}$$

$$M_{z, sd} = 0.36 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl.Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{m0} = 112,5 \cdot 23,5 / 1,1 = 2403 \text{ KN}$$

$$M_{ply.Rd} = 1383,3 \cdot 23,5 \cdot 10^{-2} / 1,1 = 295.52 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz.Rd} = 641,2 \cdot 23,5 \cdot 10^{-2} / 1,1 = 136.98 \text{ KN.m}$$

- **Vérification au flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{plRd}} + \frac{k_y \cdot M_{ysd}}{M_{plyRd}} + \frac{k_z \cdot M_{zsd}}{M_{plzRd}} \leq 1$$

$$\frac{82.13}{0.86 \cdot 2403} + \frac{1 \cdot 21.19}{295.52} + \frac{0.99 \cdot 0.36}{136.98} = 0.1 < 1$$

Toutes les conditions sont vérifiées

Conclusion :

Dans le calcul et dans le modèle robot on a opté pour un **HEA300** qui vérifie les calculs, le logiciel Robot à son tour nous propose un **HEA300**

Le profilé choisi **HEA300** est adéquat comme poteau.

VI.5 : Vérification par logiciel ROBOT 2013 :✓ **Vérification de la membrure inférieure de la ferme:**

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	
Famille : 1 membrures inf							
206 membrures i	OK	2 CAE 50x7 I	ACIER E24	90.46	71.13	0.52	11 G+1.5W1

Tableau VI.5 : vérification de membrure inférieure par ROBOT

✓ **Vérification de la membrure supérieure de la ferme :**

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	
Famille : 13 membrures sup							
59 membrures s	OK	2 CAE 50x7 S	ACIER E24	90.50	71.16	0.83	16 1.35(G+Q+S)

Tableau VI.6 : vérification de membrure supérieure par ROBOT

✓ **Vérification des diagonales de la ferme:**

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	
Famille : 14 digonales							
96 diagonales_9	OK	2 CAE 70x7di	ACIER E24	66.07	60.52	0.80	16 1.35(G+Q+S)

Tableau VI.7 : vérification des diagonales par ROBOT

✓ **Vérification des montants de la ferme :**

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	
Famille : 4 montant							
424 montant_42	OK	2 CAE 90x10	ACIER E24	45.59	41.36	0.90	13 G+1.5W3

Tableau VI.8 : vérification des montants par ROBOT

✓ **Vérification des montants de rive de la ferme :**

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	
Famille : 5 montant de rive							
323 montant de r	OK	HEA 300	ACIER E24	2.65	5.64	0.58	16 1.35(G+Q+S)

Tableau VI.9 : vérification des montants de rive par ROBOT

✓ **Vérification des diagonales de la poutre au vent :**

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	
Famille : 5 poutre au vent							
494 poutre au ve	OK	2 CAE 60x4	ACIER E24	186.36	140.30	0.81	16 1.35(G+Q+S)

Tableau VI.10 : vérification des diagonales de la poutre au vent par ROBOT

✓ **Vérification de la palée de stabilité :**

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 7 palée						
48 palée_48	OK CAE 70X9	ACIER E24	207.54	207.54	0.56	13 G+1.5W3

Tableau VI.11: vérification de la palée de stabilité par ROBOT

✓ Vérification des poteaux :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 4 poteaux						
97 Poteaux_97	OK HEA 300 POT	ACIER E24	4.87	16.59	0.57	17 1.35(G+Q+W1)

Tableau VI.12 : vérification des poteaux par ROBOT.

✓ Vérification des potelets:

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 9 Potelets						
463 POTELET_4	OK IPE 240 potele	ACIER E24	69.18	48.69	0.54	13 ELU3

Tableau VI.13 : vérification des potelets par ROBOT.

✓ Vérification des pannes:

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 4 PANNES						
116 PANNE_116	OK IPE 120 pann	ACIER E24	101.95	345.49	0.86	13 ELU3

Tableau VI.14 : vérification des pannes par ROBOT.

éléments	Section choisit
Membrures supérieures	2L(50*50*7)
Membrure inférieures	2L(50*50*7)
montants	2L(90*90*10)
Montant de rive	HEA300
Diagonales	2L(70*70*7)
Contreventement horizontal	2L(60*60*4)
Contreventement vertical	L(70*70*9)
poteaux	HEA 300
Potelets	IPE240
pannes	IPE120

Tableau VI.15 :nouvelles sections des éléments

CHAPITRE VII

Calcul des Assemblages

VII.1 : Introduction :

Les caractéristiques essentielles des ossatures métalliques est d'être composée d'éléments élaborés en des lieux et des instants différents qui sont ensuite assemblés sur le site de construction.

Les liaisons ont ainsi un double rôle : permettra la construction d'une structure spatiale et assurer la fiabilité et la stabilité de cette structure.

L'assemblage sert à réunir ensemble de d'un ou plusieurs pièces en assurent la bonne transmission des efforts.

VII.2 : Les principes de l'assemblage :

- L'assemblage le plus simple est à la fois le plus économique et le plus efficace.
- Respecter la convergence des axes de barre.
- Respecter pour la réalisation de l'assemblage les hypothèses de calcul (articulation, encastrement).
- Assurer l'étanchéité de l'assemblage lorsqu'une possibilité d'évacuation.
- Réduire le plus possible l'assemblage des éléments de charpente sur le chantier (difficulté de la mise en œuvre, intempéries).
- Il est recommandé d'exécuter en atelier le plus d'éléments de charpente finis, en tenant compte toutefois des impératifs de transport et mise en œuvre.

VII.3 : Fonctionnement des assemblages :

Les principaux modes d'assemblages sont :

a) 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 offre sur site.

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}(N/mm^2)$	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{ub}(N/mm^2)$	400	400	500	500	600	600	800	1000

Tableau VII.1: Caractéristique mécanique des boulons selon leur classe d'acier.

b) Le soudage :

Le principe de soudage consiste à créer une continuité de la matière entre deux pièces différentes. Dans le domaine de la construction métallique, la continuité est obtenue par la création d'un cordon de soudure provenant de la fusion d'une partie des pièces à assembler et d'un métal d'apport sous forme d'électrode.

Il existe trois types des cordons de soudure qui reliant les pièces qui sont :

- cordons latéraux : cordons sont parallèle à la direction de l'effort.
- Cordons frontaux : cordons sont perpendiculaire à la direction de l'effort.
- Cordons obliques : cordons faisant un angle α avec la direction de l'effort.

c) Fonctionnement par adhérence :

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact.

Cela concerne le soudage , le collageet le boulonnage par boulons HR .

❖ Coefficients partiels de sécurité :

- Résistance des boulons au cisaillement : $\gamma_{Mb} = 1.25$ (chap.6.1.2 –eurocode3)
- Résistance des boulons à traction : $\gamma_{Mb} = 1.50$

❖ Coefficient de frottement : (EC03 Chap6 Art.6.5.8.3)

Un bon assemblage par boulons HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment :

- Le coefficient de frottement μ doit correspondre à sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation des surfaces, par brossage ou grenaillage, pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine ; de graissage, etc.

Surface de classe A	$\mu=0,5$	Pour surfaces grenaillées ou sablées
Surface de classe B	$\mu=0,4$	Pour surfaces grenaillées, sablées et peintes.
Surface de classe C	$\mu=0,3$	Pour surfaces brossées
Surface de classe D	$\mu=0,2$	Pour surfaces non traitées

Tableau VII. 2 : Valeur du coefficient de frottement μ selon la surface.**VII.4 : Rôle des assemblages :**

Pour réaliser une structure métallique ; on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage, rabotages).
- Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticulés).

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- **Les assemblages articulés** : qui transmettront uniquement les efforts normaux et tranchants.
- **Les assemblages rigides** : qui transmettront en outre les divers moments.

VII.5 : Assemblage des éléments de la ferme:

Les fermes sont généralement constituées par cornières assemblées par des goussets. Les barres de triangulation doivent, autant que possible, concourir à l'axe neutre des profils constitutifs, ils cependant d'usage courant, dans la construction rivée, de faire concourir les lignes de trusquin âge (c'est-à-dire les lignes des rivées d'attache).cette méthode facilite le traçage en atelier. On n'a pas les même raison d'opérer ainsi dans les fermes soudée, où il est préférable de faire concourir les axes neutres. On diminue ainsi les efforts secondaires. Les barres sont donc reliées entre elles par les extrémités: ces joints de liaison sont appelés nœuds. La conception d'une poutre à treillis consiste à choisir le type de barre la composant, le type de nœuds et le moyen d'assemblage (soudée ou boulonné). Les sections des barres peuvent être constituées de cornières jumelées à ailes égales ou inégale parfois renforcées par des plat, des sections tubulaire (rond ou carré) et pour des très fortes charges des sections en I, H ou T. L'assemblage des différentes barres aux nœuds se fait soit par un assemblage boulonné ou soudée à l'aide de cordons de soudures, jamais les deux moyens ensemble.

Le calcul se fait selon les sollicitations les plus défavorables données dans le tableau ci-dessous :

Eléments	Membrures supérieures	Membrures inférieures	Diagonales	Montants
Effort (KN)	139.15	149.09	136.12	30.68

Section	2L (50×50×8)	2L (50×50×8)	2L (70×70×7)	2L (90×90×10)
---------	--------------	--------------	--------------	---------------

Tableau VII.3: Efforts dans les éléments de la ferme.

Les éléments de la ferme sont constitués de deux cornières d'où l'effort sollicitant sera divisé par deux.

VII.5.1 : Pré dimensionnement du gousset:

L'épaisseur du gousset dépend essentiellement de l'effort appliqué, on suppose l'épaisseur de gousset est $e = 8\text{mm}$.

VII.5.2 : Pré dimensionnement de la gorge: EC3 Art 6.6.5.2

La gorge de soudure doit vérifier les critères de la mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivant:

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5 t_{\max} \text{ avec :}$$

t_{\max} : épaisseur maximal des pièces assemblées.

$$t_{\max} = 8\text{mm} \text{ (épaisseur du gousset).}$$

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5 \times 8\text{mm}$$

$$3\text{mm} \leq a \leq 4\text{mm} \Rightarrow a = 3,5\text{mm}$$

a) Les longueurs de soudures:

Les longueurs de soudure sont données comme suit:

$$L_{\text{bord}} \geq \frac{\frac{N}{2} \times \gamma_{m0} \times \beta_w \times \sqrt{3}}{a \times f_u \times \left(1 + \frac{d'}{d}\right)}$$

EC3 Art 6.6.5.3

$$L_{\text{talon}} \geq \frac{\frac{N}{2} \times \gamma_{m0} \times \beta_w \times \sqrt{3}}{a \times f_u \times \left(1 + \frac{d'}{d}\right)}$$

On considère que la cornière est soudée seulement au bord donc on aura:

$$L_{\text{bord}} \geq \frac{\frac{N}{2} \gamma_{m0} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u}$$

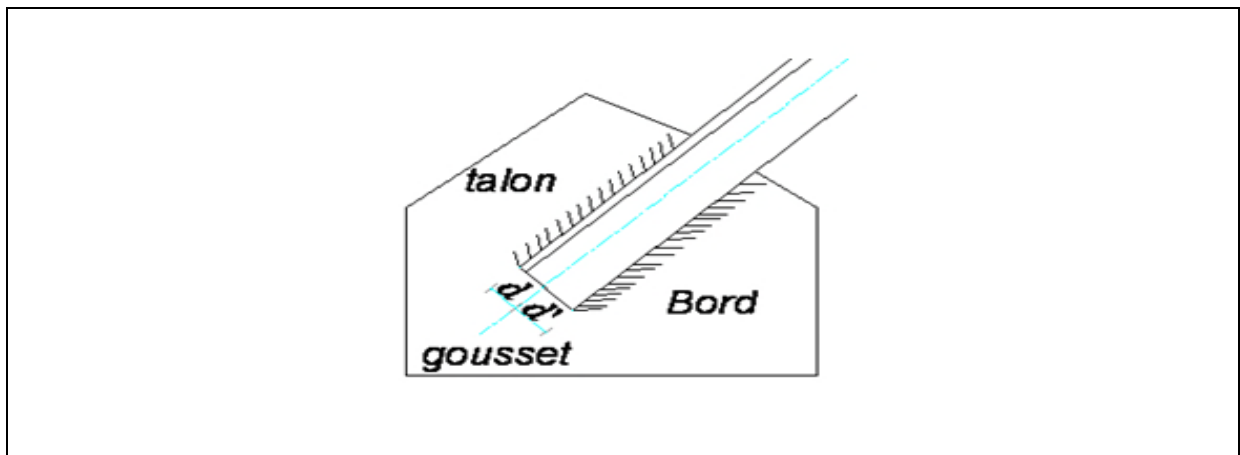


Figure VII.1 : longueurs des soudures.

$N/2$: effort repris par une cornière

γ_{m0} : Coefficient de sécurité $\gamma_{m0}=1,25$.

β_w : Coefficient de corrélation $\beta_w = 0,8$.

f_u : Résistance limite de rupture $f_u = 360$ Mpa.

a : Gorge de la soudure $a = 3.5$ mm.

d : Distance du centre de gravité au talon.

d' : Distance du centre de gravité au bord.

a) Assemblage montant gousset :

L'effort de traction dans le montant est $N=30.68$ KN.

L'effort de traction dans le montant est parallèle à la gorge de soudure, donc le cordon de soudure est un cordon latéral.

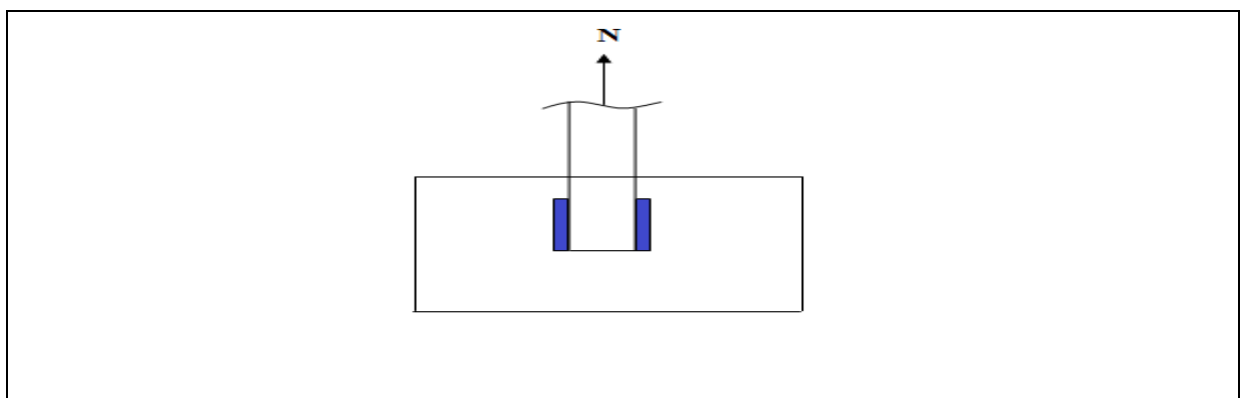


Figure VII.2 : Détail assemblage Gousset- montant.

b) Assemblage membrure- gousset :

L'effort de traction dans la membrure supérieure est $N=139.15\text{KN}$.

L'effort de traction dans la membrure inférieure est $N=149.09\text{KN}$.

L'effort de traction dans les membrures est parallèle à la gorge, donc le cordon de soudure est un cordon latéral.

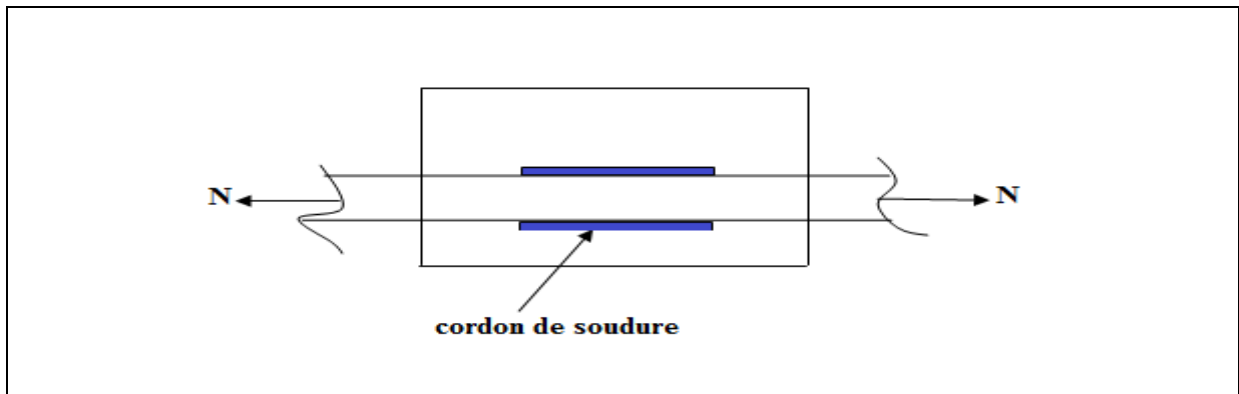


Figure VII.3 : *Détail assemblage Gousset- membrures.*

c) Assemblage diagonale- gousset :

L'effort de traction dans la diagonale est $N=136.12\text{KN}$.

L'effort de traction dans les membrures est parallèle à la gorge, donc le cordon de soudure est un cordon latéral.

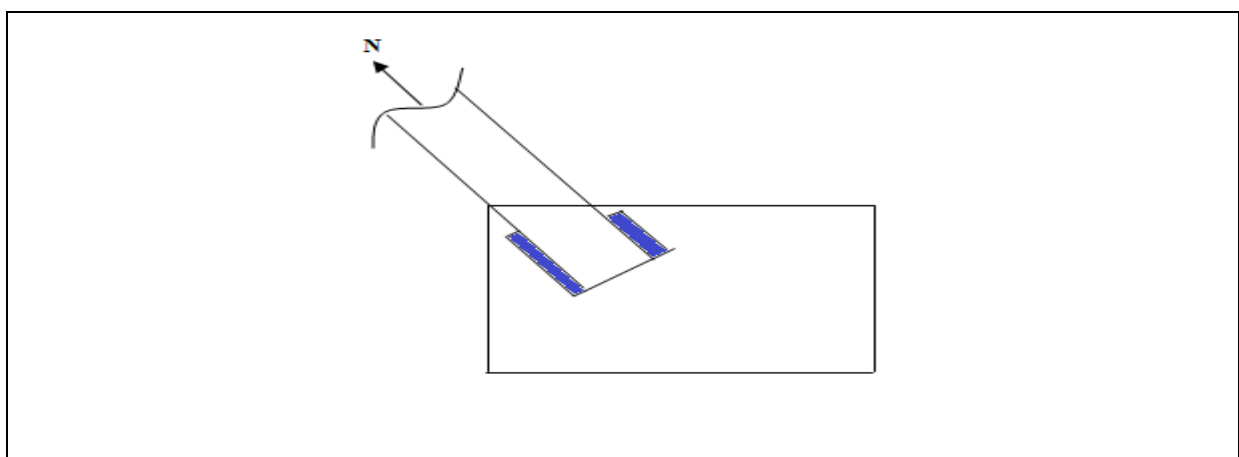


Figure VII.4 : *Détail assemblage Gousset- membrures.*

Les dimensions choisies pour les différents cordons de soudures sont données dans le tableau suivant :

Élément	Type de cornière	Distance		Longueur des soudures		Gorges (mm)
		d' (cm)	d (cm)	L _{talón} (cm)	L _{bord} (cm)	
Membrures supérieure	2L (50×50×8)	3.48	1.52	6.65	9.6	3.5
Membrures inférieure	2L (50×50×8)	3.48	1.52	7.13	10.2	3.5
Diagonales	2L (70×70×7)	5.03	1.97	6.72	9	3.5
Montants	2L (90×90×10)	7.42	2.58	1.5	4.2	3.5

Tableau VII.6 : Dimension des cordons de soudure.

VII.6 : Assemblage poteau – ferme : (HEA300 – 2L (90×90×10)) :

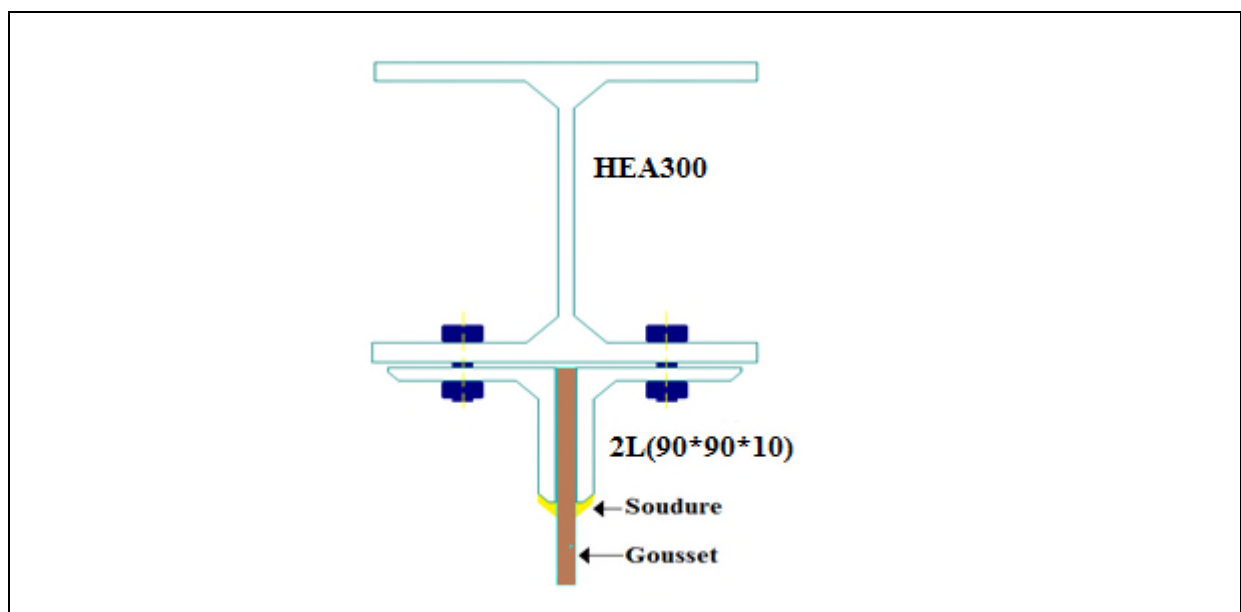


Figure VII.5 : Détail assemblage ferme – poteau.

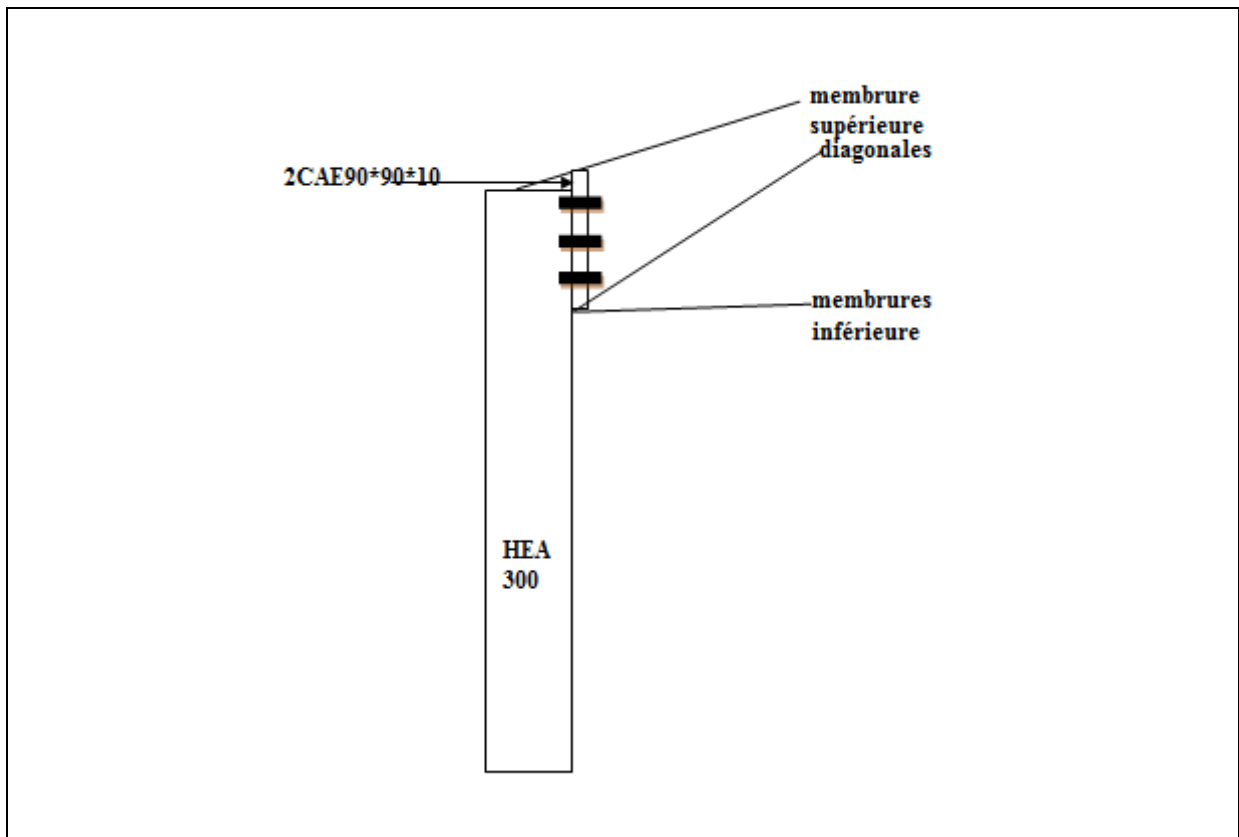


Figure VII.6 : coupe transversale d'assemblage ferme – poteau.

VII.6.1 : Disposition des boulons :

L'assemblage sera sollicité par un moment M , et un effort tranchant V .

❖ L'ELU : cas (1,35(G+Q+S))

$$\begin{cases} M_U = 89.36 \text{ KN.m} \\ V_U = 60.20 \text{ KN} \end{cases}$$

On considérera forfaitairement 4 rangés de boulon M20 $\rightarrow d_0 = 22 \text{ mm}$

Cornière **2L (90x90x10)**, $t = 10 \text{ mm}$

$$\begin{cases} 1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t \end{cases} \quad d'ou \quad \begin{cases} 24 \text{ mm} \leq e_1 \leq 120 \text{ mm} \\ 44 \text{ mm} \leq p_1 \leq 140 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{EC3 tableau 6.5.1.8}$$

Soit $e_1 = 4 \text{ cm}$ et $p_1 = 5 \text{ cm}$

Les 3 rangées de boulons supérieurs travaillent en traction, le plus sollicité reprend un effort

qui vaut :

$$N_1 = \frac{M \cdot d_1}{\sum_{i=1}^3 d_i^2}$$

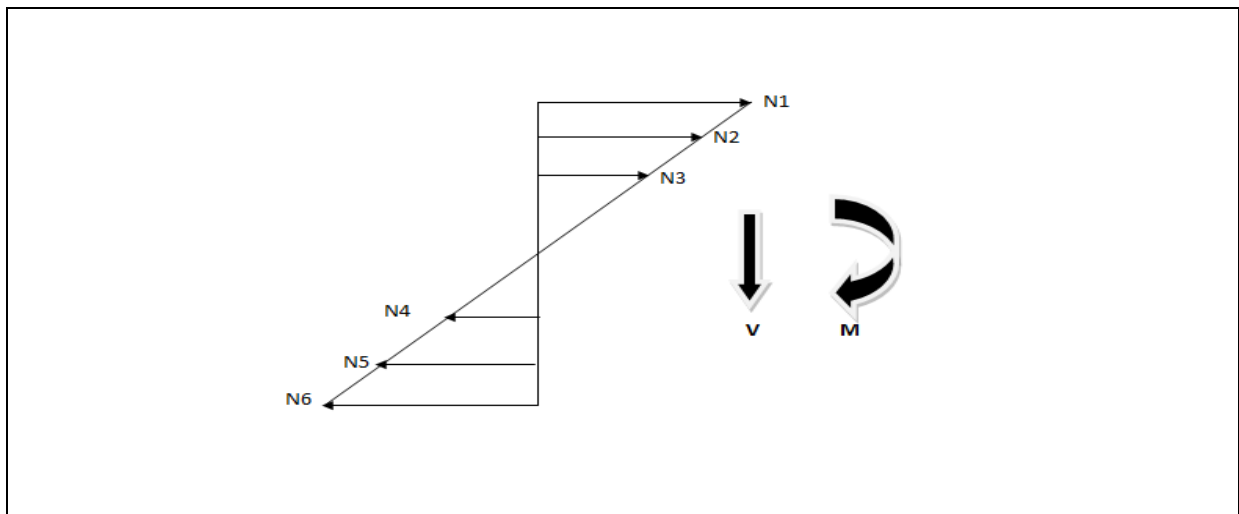


Figure VII.7 :distribution des efforts.

d_i : la distance des boulons tendus au sommet du montant

$$d_1 = 42 - 4 = 38\text{cm}$$

$$d_2 = 38 - 5 = 33\text{cm}$$

$$d_3 = 33 - 5 = 28\text{cm}$$

$$\sum_i^n d_i^2 = \sum_{i=1}^3 0.38^2 + 0.33^2 + 0.28^2 = 0.3317\text{m}^2$$

$$N_1 = \frac{89.36 \times 0.38}{0.3317} = 102.37\text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{89.36 \times 0.33}{0.3317} = 88.90\text{KN}$$

$$N_3 = \frac{89.36 \times 0.28}{0.3317} = 75.43\text{ KN}$$

VII.6.2 : Vérifications nécessaires :

a) Vérification à la traction :

$$F_{t,sd} \leq F_{t,rd}$$

$$F_{t,sd} = \frac{N}{n} = \frac{102.37}{12} = 8.53\text{KN.}$$

$$F_{t,rd} = \frac{0.9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_{t,rd} = \frac{0.9 \times 800 \times 254}{1.5} = 121.9 \text{ KN}$$

$$F_{t,sd} = 8.53 \text{ KN} \leq F_{t,rd} = 121.9 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

b) Vérification au cisaillement :

Le boulon reprend en plus de l'effort de traction, un effort de cisaillement qui vaut :

$$V_{sd} = \frac{V}{n \cdot p}$$

n : nombre de boulon

p : nombre de plan de cisaillement

$$V_{sd} = \frac{60.20}{12 \times 1} = 5.02 \text{ KN}$$

La résistance d'un boulon précontraint à l'interaction cisaillement-traction est donnée comme suit:

$$V_R = \frac{K_s \cdot \mu \cdot p (F_p - 0.8 F_{tsd})}{\gamma_s} \geq V_{sd}$$

$$F_p = 0.7 \cdot A_s \cdot f_{ub}$$

F_p : effort de précontrainte

f_{ub} : résistance ultime du boulon

A_s : section résistante de la partie fileté.

Boulon de classe 8.8 (haute résistance) $f_{ub} = 800 \text{ MPa}$

γ_{ms} : Coefficient de sécurité $\gamma_{m0} = 1.25$

K_s : facteur de forme ; trous nominaux $K_s = 1$

p : nombre de plan de contacte p=1

μ : Coefficient de frottement $\Rightarrow \mu = 0.3$ surface brossée

$$F_{t,sd} = \frac{N_1}{2} = \frac{160.63}{2} = 80.32 \text{ KN}$$

$$F_{t,rd} = 80.32 \text{ KN}$$

$$F_p = 0.7 \times 245 \times 800 = 137.2 \text{ KN}$$

$$V_{Rd} = \frac{1 \times 0.3 \times 1 \times (137.2 - 0.8 \times 80.32)}{1.25} = 17.51 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 5.02 \text{ KN} \leq V_{Rd} = 17.51 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

VII.6.3 : Vérification supplémentaire :

a) Assemblages longs:

La longueur de l'assemblage est :

$$L = 420 - (2 \times 40) = 340 \text{ mm}$$

$$15 \times d = 15 \times 20 = 300 \text{ mm}$$

$$L = 340 \text{ mm} > 15 \times d = 300 \text{ mm}.$$

Donc l'assemblage est long il faut réduire l'effort tranchant résistant $F_{v,rd}$ par un coefficient réducteur β_{Lf} .

➤ Calcul du coefficient réducteur β_{Lf} : EC3 Art 6.5.10

La résistance au cisaillement $F_{v,rd}$ doit être minorée par un coefficient β_{Lf} si la distance L_j entre les centres des éléments d'attache situés aux extrémités, mesurés dans la direction de transmission des efforts est supérieure à $15d$, d étant le diamètre nominal des boulons.

$$\beta_{Lf} = 1 - \left(\frac{L - 15 \times d}{200 \times d} \right) \text{ Avec } 0.75 \leq \beta_{Lf} \leq 1$$

$$\beta_{Lf} = 1 - \left(\frac{340 - 15 \times 13}{200 \times 13} \right) = 0.94$$

$$F_{v,rd} = 2.5 \times \beta \times A_s \times \frac{f_y}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_{v,rd} = 2.5 \times 84.3 \times 0.94 \times \frac{235}{1.25} = 37.24 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 5.02 \text{ KN} \leq F_{v,rd} = 37.63 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b) Vérification au poinçonnement :

Il faut vérifier que :

$$F_{t,sd} \leq B_{prd}$$

Avec t_p : Epaisseur de la plaque sous la tête du vice.

d_m : diamètre moyen entre le cercle circonscrit et le cercle à tête du boulon.

$$B_{prd} = 0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$d_m = 32.4 \text{ mm}$$

$$f_u = 360 \text{ MPa}$$

$$B_{prd} = \frac{0,6 \times 3,14 \times 32,4 \times 10 \times 360}{1,5} = 146,5 \text{ KN}$$

$$F_{t,sd} = 80,32 \text{ KN} \leq B_{p,rd} = 146, \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

c-1) Vérification de la pression diamétrale sur la cornière:

Il faut vérifier que :

$$F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$$

$t_p = 10 \text{ mm}$ (épaisseur de la cornière)

D'où :

$$F_{b,rd} = 2,5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{bu}}{f_u}, 1 \right) = \min \left(\frac{40}{66}, \frac{50}{66} - \frac{1}{4}, \frac{800}{360}, 1 \right) = 0,51$$

$$F_{b,rd} = 2,5 \times 0,51 \times 32,4 \times 10 \times \frac{360}{1,25} = 118,97 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 5,02 \text{ KN} \leq F_{b,rd} = 118,97 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Il n'y a pas risque de rupture par pression diamétrale sur la cornière.

Conclusion : L'assemblage calculé est satisfait.

VII.7 : Assemblage des deux éléments de la ferme:

VII.7.1 : Détail d'assemblage du couvre joint :

Afin de faciliter le transport, ainsi que le montage (assemblage) sur chantier des fermes, on devra diviser cette dernière en quatre éléments, les deux auvents, ainsi que la ferme qui sera divisé au milieu.

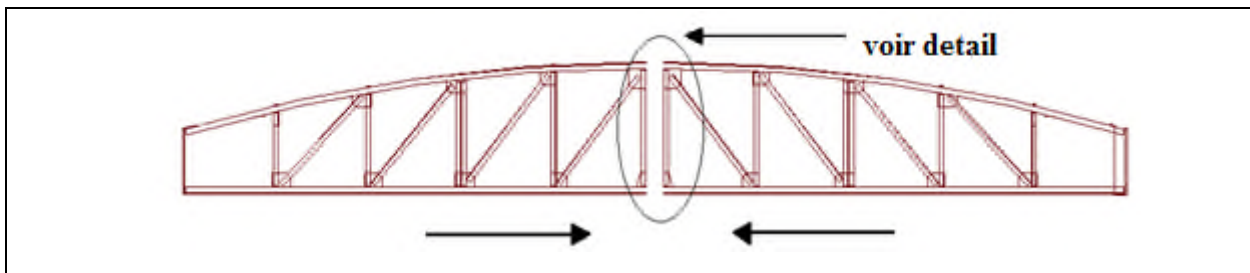


Figure VII.8 :assemblage des deux éléments de la ferme.

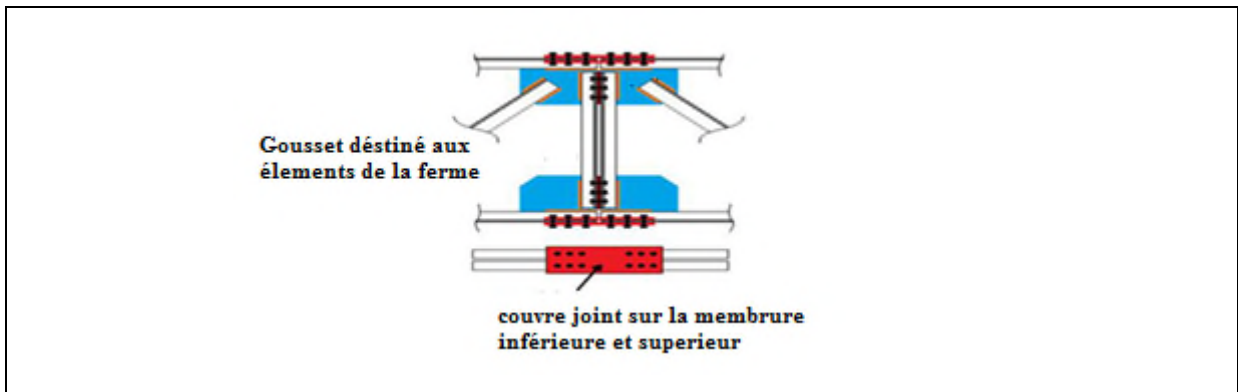


Figure VII.9: Détail d'assemblage des deux éléments de la ferme.

L'assemblage sera sollicité par un moment en travée qui résulte des efforts normaux dans les barres, qui se réduit par la suite a un effort de cisaillement dans les boulons.

On considérera forfaitairement 12 boulons ordinaires M12 de classe 6.8 ; $d_0 = 13\text{mm}$.

$$\begin{cases} 1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t \end{cases} \quad d'ou \quad \begin{cases} 15,6\text{mm} \leq e_1 \leq 72\text{mm} \\ 28,6\text{mm} \leq p_1 \leq 84\text{mm} \end{cases} \quad \text{EC3 tableau 6.5.1.8}$$

Soit $e_1 = 40\text{ mm}$ $P_1 = 60\text{ mm}$

VII.7.2 : Calcul du moment sollicitant en travée de la ferme :

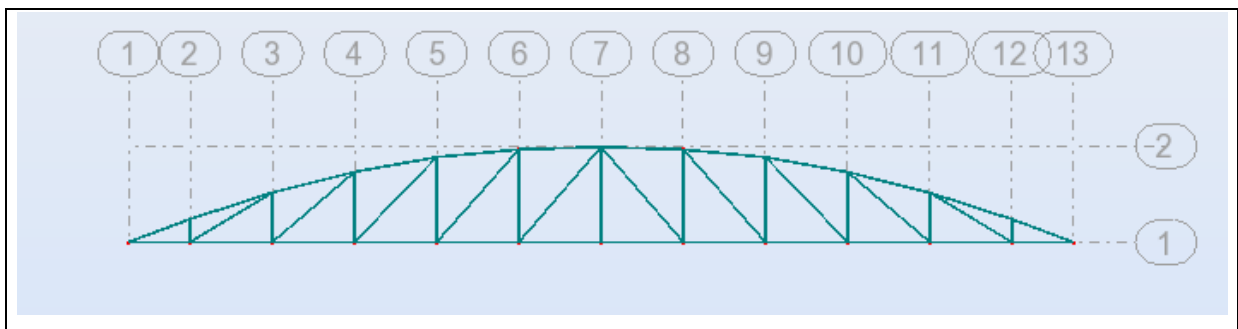


Figure VII.10 : modèle de la ferme.

- **Calcul de G :**

Poids de la ferme : 12.36kN

Poids des pannes : $11 \times 0,132 \times 5\text{m} = 7.26 \text{ kN}$

Poids de la couverture + accessoires d'attache : $0,142 \times 18.7\text{m} \times 5\text{m} = 13.28 \text{ kN}$

$G = 32.9 \text{ kN}$ donc $P_G = 32.9/17.25 = 1.91\text{kN/m}$

- **Calcul de S:**

$S = 0,82 \times 93.5 = 76.67\text{kN} \Rightarrow PS = 76.67/17.25 = 4.44 \text{ kN/m}$

- **Calcul de W:**

$W = -0.91\text{kN/m}^2 \Rightarrow PW = -0.91 \times 5 = -4.55 \text{ kN/m}$

1^{er} cas: G + 1.5 W

$P_u = 1.91 + 1.5 \times (-4.55) = -4.92\text{kN/m}$.

$$M_{\max} = \frac{p_u l^2}{8} = \frac{4.55 \times 17.25}{8} = 169.24\text{KN.m}$$

2^{eme} cas : 1,35G+1,5S.

$P_u = 9.24 \text{ KN/m}$

$$M_{\max} = \frac{9.24 \times 17.25^2}{8} = 184.03\text{KN.m}$$

On dimensionnera l'assemblage selon le cas le plus défavorable à savoir $1.35G + 1,5 S$.

Le couvre joint sera sollicité à un effort de traction qui vaut :

$$N_{\max} = \frac{M_{\max}}{h} = \frac{184.03}{1.74} = 105.77 \text{ KN}$$

D'où l'effort repris par chaque boulon est calculé comme suite :

$$F_{V, sd} = \frac{N_{\max}}{n \times P} = \frac{105.77}{12 \times 2} = 4,41\text{KN}$$

VII.7.3 : Vérifications :

a) Assemblage trop long

Longueur du couvre joint : 340 mm.

Longueur de l'assemblage : $L = 380 - 2 \times 40 = 300\text{mm}$.

$d = 15 \times 13 = 195\text{mm}$.

$$L=300\text{mm}>195\text{mm}$$

Donc l'assemblage est long.

- Calcul du coefficient réducteur β_{Lf} :

$$\beta_{Lf} = 1 - \left(\frac{L-15 \times d}{200 \times d} \right) \text{ Avec } 0.75 \leq \beta_{Lf} \leq 1$$

$$\beta_{Lf} = 1 - \left(\frac{300 - 15 \times 13}{200 \times 13} \right) = 0.95$$

$$F_{v,rd} = 2.5 \times \beta \times A_S \times \frac{f_y}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_{v,rd} = 2.5 \times 84.3 \times 0.95 \times \frac{235}{1.25} = 37.63 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 4.41 \text{ KN} \leq F_{v,rd} = 37.63 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- b) Vérification à la pression diamétrale :

$$F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$$

D'où :

$$F_{b,rd} = 2.5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right) = \min \left(\frac{40}{39}, \frac{60}{39} - \frac{1}{4}, \frac{600}{360}, 1 \right) = 1$$

$$F_{p,rd} = 2.5 \times 1 \times 1.2 \times 0.9 \times \frac{60}{1.25} = 129.6 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 4.41 \leq F_{b,rd} = 129.6 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

L'assemblage est vérifié à la pression diamétrale.

- c) Rupture de la section nette :

$$N_{u,rd} = 0.9 \times A_{\text{nette}} \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$A_{\text{nette}} = 2(A_1 + \xi A_2)$$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (90 - 13) \times 8 = 616 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1 = 1715 - (13 \times 8) - 616 = 995\text{mm}^2$$

$$\zeta = \frac{3 \times A_1}{3A_1 \times A_2} = \frac{3 \times 616}{3 \times 616 + 995} = 0.65$$

$$A_{net} = 2(616 + 0.65 \times 995) = 2525.5\text{mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 \times 2525.5 \times 360 / 1,25 = 654.61\text{KN}$$

$$F_{v,sd} = 105.77\text{KN} \leq N_{u,Rd} = 654.61\text{KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

VII.8: Assemblage du contreventement (Palées de stabilités) :

L'assemblage se fait par la détermination de l'élément le plus sollicité avec un effort de traction :

$N_{t,sd} = 18.56\text{KN}$. (Traction pour les diagonales de contreventement et cisaillement pour les boulons)

VII.8.1 : Assemblage gousset-nœud du portique :

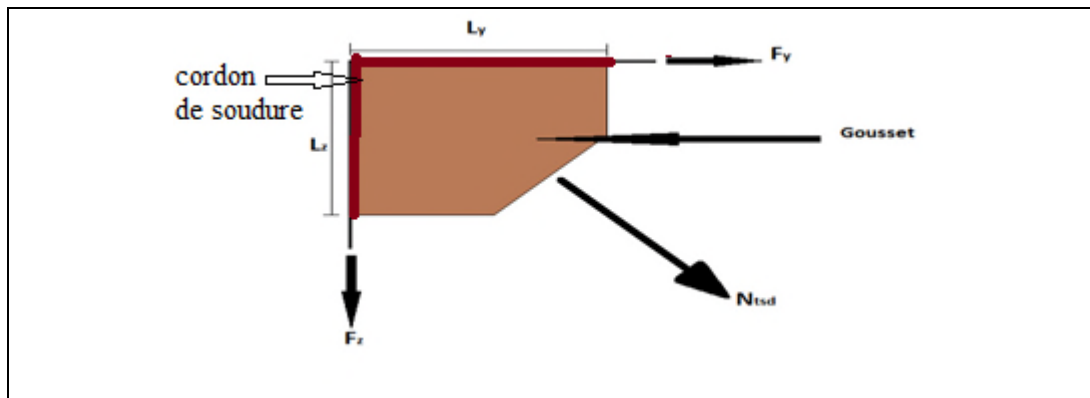


Figure VII.11 : Assemblage gousset nœud du portique par cordon de soudure.

L'épaisseur du gousset dépend de l'effort appliqué, elle est donnée par le tableau suivant :

F (KN)	≤ 200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e (mm)	8	10	12	14	16

Tableau VII.7: Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.

On a :

$N_{t, sd} = 18.56 \text{ kN} < 200 \text{ kN}$; donc on prend : **e = 8mm**.

a) Pré dimensionnement de la gorge de soudure : Eurocod3 Art 6.6.5.1

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivante :

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 t_{\max}$$

Avec :

t_{\max} : épaisseur maximal des pièces assemblées.

$t_{\max} = 10 \text{ mm}$ (épaisseur du gousset)

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 \times 8 \text{ mm} = 4 \text{ mm} \Rightarrow a = 3.5 \text{ mm}$$

La longueur du cordon de soudure est donnée par :

$$L \geq \frac{N}{2} \cdot \gamma_{Mw} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3} \dots \dots \dots (I) \quad \text{EC03 chapitre 6 et annexe M}$$

Il faut décomposer l'effort en deux composantes :

$$t_{g\alpha} = \frac{6.9}{5} \Rightarrow \alpha = 54.07^\circ$$

Donc:

$$F_y = N_{sd} \times \cos \alpha = 18.56 \times \cos 54.07 = 10.89 \text{ KN}$$

$$F_z = N_{sd} \times \sin \alpha = 18.56 \times \sin 54.07 = 15.03 \text{ KN}$$

A partir de l'équation (I), on aura :

$$\begin{cases} L_y \geq 1.29 \text{ cm} \\ L_z \geq 1.03 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} L_y = 2 \text{ cm} \\ L_z = 1.5 \text{ cm} \end{cases}$$

VII.8.2 : Assemblage des diagonales sur le gousset au niveau du nœud de portique :

Pour ce type d'assemblage, On choisit des boulons ordinaires de classe 6.8 et on dispose deux boulons dans chaque rangée.

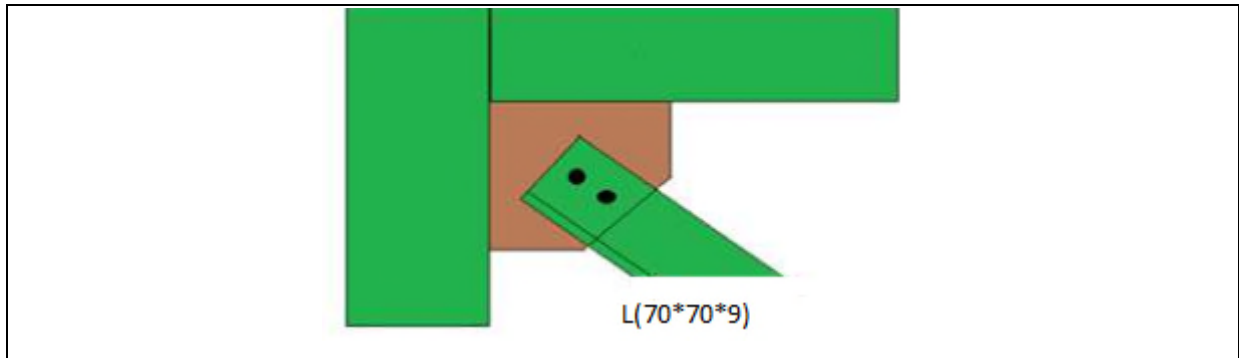


Figure VII.12 : Assemblage diagonale de palée sur gousset.

a) Distribution de l'effort normale sur les boulons :

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{n.p}$$

Avec : p : nombre de plan de cisaillement.

$$F_{v.sd} = \frac{18.56}{2 \times 1} = 9.28 \text{ KN}$$

b) Dimensionnement des boulons :

$$F_{v.sd} \leq F_{v.rd} = \frac{0.5 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}} \Rightarrow A_s \geq \frac{F_{v.sd} \times \gamma_{Mb}}{0.5 \times f_{ub}}$$

$$\Rightarrow A_s \geq \frac{9.28 \times 10^3 \times 1.25}{0.5 \times 600} = 38.67 \text{ mm}^2$$

On choisit des boulons de types M(12) avec $A_s = 84.3 \text{ mm}^2$.

c) Disposition géométrique :

Profilés : L (70*70*9), $t = 9 \text{ mm}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2.2d_0 \leq p_1 \leq 14t \\ 1.5d_0 \leq e_2 \end{array} \right. \text{ D'où } \left\{ \begin{array}{l} 15.6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 108 \text{ mm} \\ 28.6 \text{ mm} \leq p_1 \leq 126 \text{ mm} \\ 19.5 \text{ mm} \leq e_2 \end{array} \right.$$

On prend : $e_1 = 8 \text{ cm}$ et $p_1 = 10 \text{ cm}$.

d) Vérification de l'Assemblage trop long :

$$L = (n-1) \times P_1 = (2-1) \times 10 = 10 \text{ cm}$$

$$15d = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm}$$

$$L = 100 \text{ mm} < 15d = 180 \text{ mm}$$

Donc l'assemblage n'est pas long.

e) Vérification à la pression diamétrale :

$$F_{v,sd} \leq F_{b,rd} \text{ D'où :}$$

$$F_{b,rd} = 2.5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right) = \min \left(\frac{80}{39}, \frac{100}{39} - \frac{1}{4}, \frac{600}{360}, 1 \right) = 1$$

$$F_{p,rd} = 2.5 \times 1 \times 1.2 \times 0.9 \times \frac{60}{1.25} = 129.6 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 9.28 \leq F_{b,rd} = 129.6 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

L'assemblage est vérifié à la pression diamétrale.

VII.8.3 : Assemblage palée en croix de saint André :

a) Vérification de la résistance des boulons au cisaillement :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

Pour les classes de qualité 6.8.

$$F_{v,rd} = 0.5 \times A_s \times \frac{f_{ub}}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_{v,rd} = 0.5 \times 84.3 \times \frac{600}{1.25} = 20.32 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 9.28 \leq F_{v,rd} = 20.32 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

b) Vérification à la traction :

La résistance en traction des boulons ordinaires vaut :

$$F_{t,rd} = 0.9 \times A_s \times \frac{f_{ub}}{\gamma_{Mb}}$$

La vérification à faire est :

$$N_{sd} \leq F_{t,rd}$$

$$N_{sd} = 18.56 \text{ KN.}$$

$$N_{sd} = 18.56 / (2 \times 4) = 2.30 \text{ KN.}$$

$$F_{t,rd} = 0.9 \times 84.3 \times \frac{600}{1.5} = 30.35 \text{ KN.}$$

$$N_{sd} = 2.30 \text{ KN} < F_{t,rd} = 30.35 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

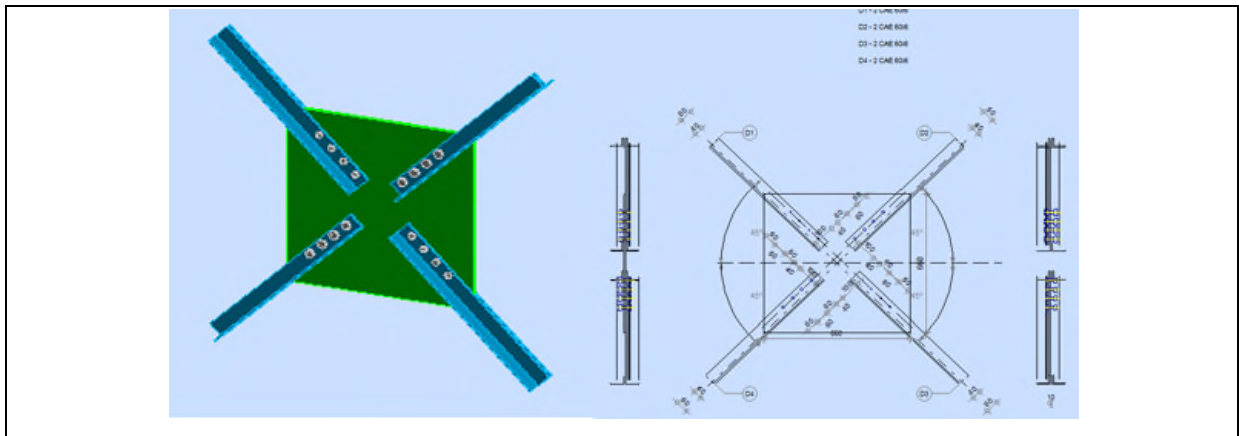


Figure VII.13: Représentation de l'assemblage palée de stabilité.

VII.9: Assemblage des éléments de la Poutre au vent :

VII.9.1 : Assemblage de la diagonale sur le gousset :

On a des diagonales : **2L (60*60*4)**

Les boulons sont sollicités en cisaillement seul. Dans ce cas, il convient de vérifier :

-d'une part, la résistance au cisaillement des boulons.

-d'autre part, la résistance à la pression diamétrale.

$$N = 21.93 \text{ KN.}$$

VII.9.1.1 : vérification nécessaire :

a) Vérification au cisaillement :

On utilise des boulons **M12** de **classe 6.8** de section $A_s = 84.3 \text{ mm}^2$, soumis au cisaillement d'où la vérification à faire est :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,rd} = 0.5 \times A_s \times \frac{f_{ub}}{\gamma_{Mb}} = 0.5 \times 84.3 \times \frac{600}{1.25} = 20.23 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{N_{v,sd}}{n \times p} \leq F_{v,rd} \rightarrow n \geq \frac{N_{sd}}{F_{v,rd} \times p}$$

$$n \geq \frac{21.93 \times 1}{20.23} \geq 1.08$$

On prend **n=4** boulons pour chaque cornière.

$$F_{v,sd} = \frac{21.93}{4 \times 1} = 5.48 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 5.48 \text{ KN} \leq F_{v,rd} = 20.23 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

❖ **Disposition des boulons :**

Cornières L60×60×4 :

$$t = 4 \text{ mm.}$$

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t \rightarrow 18 \text{ mm} \leq e_1 \leq 48 \text{ mm.}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq 12t \rightarrow 22.5 \text{ mm} \leq e_2 \leq 48 \text{ mm.}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq 14t \rightarrow 33 \text{ mm} \leq p_1 \leq 56 \text{ mm.}$$

On choisit :

$$e_1 = 30 \text{ mm.}$$

$$e_2 = 25 \text{ mm.}$$

$$p_1 = 50 \text{ mm.}$$

VII.9.1.2 : Vérifications supplémentaires :

a) Vérification de l'assemblage trop long :

$$L = (n-1) \times P_1 = (4-1) \times 4 = 12 \text{ cm}$$

$$15d = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm}$$

$$L = 120 \text{ mm} < 15d = 180 \text{ mm}$$

Donc l'assemblage n'est pas long.

b) Vérification de la pression diamétrale :

$$F_{v,rd} \leq F_{b,rd}$$

D'où :

$$F_{b,rd} = 2.5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{bu}}{f_u}, 1\right) = \min\left(\frac{30}{39}, \frac{50}{39} - \frac{1}{4}, \frac{600}{360}, 1\right) = 0.77$$

$$F_{b,rd} = 2.5 \times 0.77 \times 12 \times 4 \times \frac{600}{1.25} = 44.35 \text{ KN}$$

$F_{v,rd} = 2.74 \text{ KN} \leq F_{b,rd} = 44.35 \text{ KN}$Vérifiée. Pas de risque de rupture par pression diamétrale sur la cornière.

VII.9.2 : Dimensionnement du cordon de soudure :

a) La gorge de soudure :

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivante :

$$3\text{mm} \leq a \leq 0.5 \times t_{\max}$$

Avec :

t_{\max} : épaisseur maximal des pièces assemblées.

$$t_{\max} = 8\text{mm} \text{ (épaisseur du gousset)}$$

$$3\text{mm} \leq a \leq 0.5 \times 8\text{mm}$$

On prend $a=3.5\text{mm}$

N : effort repris par une cornière $N=57.79\text{KN}$.

b) Les longueurs de soudures :

Les longueurs de soudure sont données comme suit:

$$L_{\text{bord}} \geq \frac{\frac{N}{2} \times \gamma_{m0} \times \beta_w \times \sqrt{3}}{a \times f_u \times \left(1 + \frac{d'}{d}\right)}$$

EC3 Art 6.6.5.3

$$L_{\text{talon}} \geq \frac{\frac{N}{2} \times \gamma_{m0} \times \beta_w \times \sqrt{3}}{a \times f_u \times \left(1 + \frac{d'}{d}\right)}$$

On considère que la cornière est soudée seulement au bord donc on aura:

$$L_{\text{bord}} \geq \frac{\frac{N}{2} \gamma_{m0} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u}$$

Elément	Type de cornière	Distance		Longueur des soudures		Gorges (mm)
		d' (cm)	d (cm)	L talon (cm)	L bord (cm)	
Diagonale de la poutre au vent	2L (60×60×4)	2.37	1.63	1.2	3.9	3.5

Tableau VII.8 : Dimension des cordons de soudure.

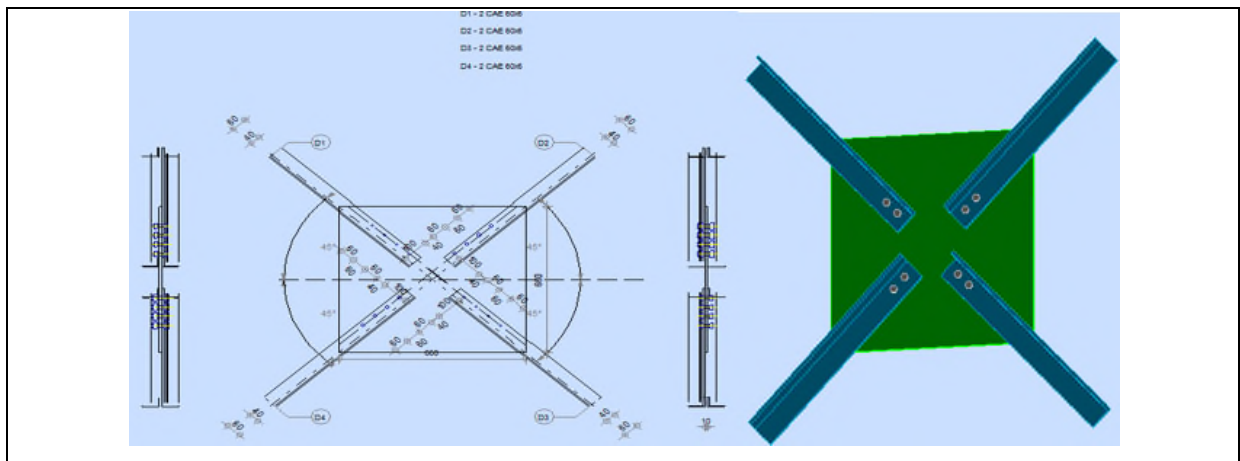


Figure VII.14 : Représentation de l'assemblage poutre au vent.

VII.10 : Assemblage poteau- poutre sablière :

Les sollicitations sont transmises de la poutre au poteau à l'aide d'une platine soudée à l'extrémité de la poutre et attachée au poteau par des boulons.

VII.10.1 :Assemblage platine – poteau :

L'assemblage sera réalisé par des boulons ordinaires de classe 6.8 sous les sollicitations les plus défavorables :

$$N=30\text{KN}$$

$$V_{sd}=50\text{KN}$$

$$M_{sd}=7.5 \text{ KN}$$

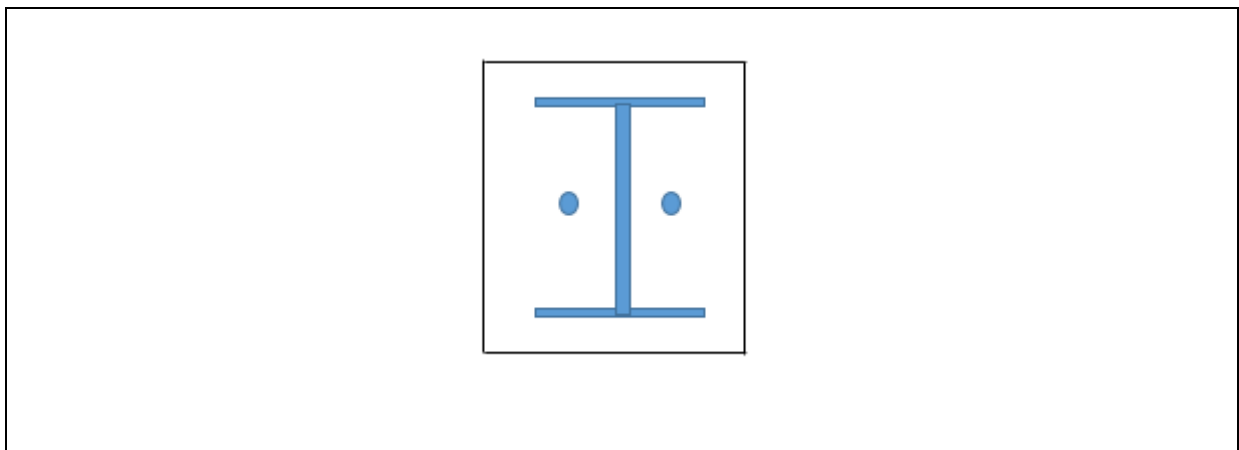


Figure VII.15 : Représentation de l'assemblage Poteau –poutre sablière.

a) Dimensionnement des boulons :

Le dimensionnement des boulons repose sur le principe qu'il faut empêcher le découlement des plaques platine semelle du poteau au niveau de la rangée supérieure la plus tendue.

$$N \leq n F_p \text{ Avec } F_p = 0.9 \times f_{ub} \times A_s$$

$$\text{Nombre de boulons} = 2$$

$$A_s \geq \frac{N}{0.9 \times f_{ub} \times n} = \frac{30}{0.9 \times 600 \times 2}$$

$$A_s \geq 35.71 \text{mm}^2$$

On choisit des boulons de types **M(12)** avec $A_s = 84.3 \text{mm}^2$.

b) Distance entre axe des boulons :

$$P_1 \geq 2,2d_0$$

$$P_2 \geq 3d_0$$

$$\text{Avec : } d_0 = 13 \text{ mm}$$

(tableau 6.1 Euro code 3)

$$P_1 \geq 2 \cdot 2 \times 13 = 28.6 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } P_1 = 50 \text{ mm}$$

$$P_2 \geq 3 \times 13 = 39 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } P_2 = 50 \text{ mm}$$

- **Pince longitudinale :**

$$e_1 \geq 1.2d_0$$

$$e_1 \geq 1.2 \times 13 = 15.6 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } e_1 = 60 \text{ mm}$$

- **Pince transversale :**

$$e_2 \geq 1.5d_0$$

$$e_2 \geq 1.5 \times 13 = 33 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } e_2 = 60 \text{ mm}$$

VII.10 .1.1 : Vérifications nécessaires:**a) Vérification de l'interaction (cisaillement + traction) :**

Boulons soumis simultanément à des efforts de traction et de cisaillement donc la vérification à faire est :

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1.4F_{t,rd}} \leq 1 \dots \dots \dots \text{(I)}$$

$$\text{Avec } F_{t,sd} \leq F_{t,rd}$$

$$F_{t,sd} = \frac{N}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ KN}$$

$$F_{t,rd} = 0.9 \times A_s \times \frac{f_{ub}}{\gamma_{Mb}} = 0.9 \times 84.3 \times \frac{600}{1.5} = 30.45 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n.p} = \frac{50}{4} = 12.5 \text{ KN}$$

$$F_{v,rd} = 0.5 \times A_s \times \frac{f_{ub}}{\gamma_{Mb}} = 0.5 \times 84.3 \times \frac{600}{1.25} = 20.23 \text{ KN}$$

$$\text{(I)} \rightarrow \frac{12.5}{20.23} + \frac{15}{1.4 \times 30.45} = 0.96 \leq 1 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$F_{t,sd} = 15 \text{ KN} \leq F_{t,rd} = 30.45 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

b) Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :

$$F_V < F_{t,rd}$$

Avec :

$$F_{t,rd} = t_{wc} \times b_{eff} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Où :

$F_{t,rd}$: Résistance de l'âme du poteau à la traction.

t_{wc} : épaisseur de l'âme du poteau.

$b_{eff} = P$: entraxe des rangées de boulons. ($P=40\text{mm}$).

$$\text{Donc : } F_{t,rd} = 0.85 \times 4 \times \frac{23.5}{1} = 79.9 \text{ KN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_V = \frac{M_{sd}}{h-t_f} = \frac{7.5}{0.28} = 26.71 \text{ KN}$$

$$F_V = 26.71 \text{ KN} < F_{t,rd} = 79.9 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ vérifiée.}$$

c) Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :

On doit vérifier que :

$$N_{sd} \leq F_{c,rd}$$

$$F_{c,rd} = f_y \times t_{wc} \left(1.25 - 0.5 \times \gamma_{M0} \times \frac{\sigma_n}{f_y} \right) \frac{b_{eff}}{\gamma_{M0}}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c)$$

$$\sigma_n = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{w_{el,y}}$$

σ_n : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau due à l'effort de compression et au moment fléchissant.

t_{fb} : Épaisseur semelle poutre.

t_{fc} : Épaisseur semelle poteau.

t_p : Épaisseur platine extrémité.

r_c : Rayon de raccordement âme /semelle du poteau.

$$b_{eff} = 9.2 + 2 \times 20 + 5(14 + 27) = 254.2 \text{ mm}$$

$$\sigma_n = \frac{50}{64.3} + \frac{7.5 \times 1^2}{515.2} = 2.23 \text{ KN/cm}^2$$

$$F_{c,rd} = 23.5 \times 0.85 \left(1.25 - 0.5 \times 1 \times \frac{2.23}{23.5} \right) \frac{25.42}{1} = 610.61 \text{ KN}$$

Calcul de N_{sd} tq : $N_{sd} = \sum N_i$

$\sum N_i$: La somme des efforts dans les boulons tendus.

$$d_1 = 0.120 \text{ m}$$

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2}, M_{sd} = 7.5 \text{ KN.m}$$

$$N_1 = \frac{M_{sd} \times d_1}{\sum d_i^2} = \frac{7.5 \times 0.120}{0.120} = 7.5 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 7.5 \text{ KN} \leq F_{c,rd} 610.61 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

d) Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée :

On doit vérifier que :

$$F_v \leq V_{rd}$$

$$V_{rd} = 0.58 \times f_y \times h \times \frac{t_w}{\gamma_{Mb}}$$

$$V_{rd} = 0.58 \times 23.5 \times 29 \times \frac{0.85}{1} = 335.97 \text{ KN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{7.5}{0.276} = 27.17 \text{ KN}$$

$$D'où : F_v = 27.17 \text{ KN} < V_R = 335.97 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

La résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue, comprimée et cisailée est vérifiée.

Donc n'y a pas lieu de mettre des raidisseurs ou fourrure d'âme.

VII.10.1.2 : Vérification supplémentaire :

a) Vérification au poinçonnement :

Il faut vérifier que :

$$F_{t,sd} \leq B_{prd} = 0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

Avec : t_p : Epaisseur de la plaque sous la tête du vice.

d_m : diamètre moyen entre le cercle circonscrit et le cercle à tête du boulon

$$d_m = 20.5 \text{ mm (boulons M12)}$$

$$f_u = 360 \text{ MPa}$$

$$B_{prd} = 0.6 \times \pi \times 2.05 \times 0.8 \times \frac{36}{1.5} = 74.19 \text{ KN}$$

$$F_{t,sd} = 5 \text{ KN} \leq B_{p,rd} = 74.19 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de poinçonnement.

VII.10.2 : Assemblage platine – poutre sablière :

L'assemblage est réalisé au moyen de cordon de soudure.

On suppose que le moment est équilibré uniquement par les cordons reliant le profilé à la platine.

Soit : $e=8\text{mm}$

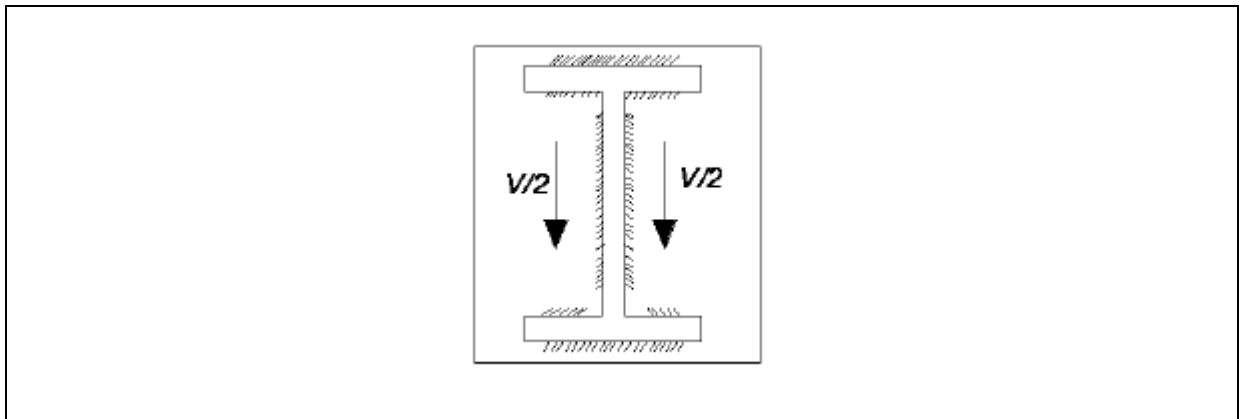


Figure VII.16: Assemblage platine poutre.

a) gorge reliant l'âme: EC3 Art 6.6.5.2

$$\begin{cases} 3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 t_w \\ 3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \times 5.9 \end{cases}$$

On prend $a=3\text{mm}$.

b) gorge reliant la semelle:

$$\begin{cases} 3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 t_f \\ 3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \times 9.2 \end{cases}$$

On prend $a=4mm$.

VII.10.2.1 : Distribution des efforts sur les différents cordons:

a) cordon âme - platine:

Chaque cordon reprend :

$$\frac{V}{2} = \frac{50}{2} = 25KN$$

$$L = h - 2t_f = 220 - (2 \times 9.2) = 201.6mm$$

b) Cordon- semelle:

$$L = 2b - 2t_w = (2 \times 110) - (2 \times 5.9) = 208.2mm$$

VII.10.2.2 : Vérification :

a) Cordon âme - platine:

Chaque cordon reprend :

$$L = 201.6 \text{ mm}$$

$$N \geq \frac{a \cdot L \cdot f_u}{\beta_w \times \gamma_{mw} \times \sqrt{3}} \Rightarrow L \geq \frac{N \times \beta_w \times \gamma_{mw} \times \sqrt{3}}{a \cdot f_u} \quad \text{EC3 Art 6.6.5.3}$$

$$L \geq \frac{30 \times 0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3}}{0.3 \times 36} = 4.81cm$$

$$L = 20.16cm > 4.81 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

b) Semelle cordon :

$$L = 208.2mm$$

$$N \geq \frac{a \cdot L \cdot f_u}{\beta_w \times \gamma_{mw} \times \sqrt{3}} \Rightarrow L \geq \frac{N \times \beta_w \times \gamma_{mw} \times \sqrt{3}}{a \cdot f_u}$$

$$L \geq \frac{30 \times 0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3}}{0.4 \times 36} = 3.61cm$$

$$L = 20.82cm > 3.61 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

VII.11 : Calcul de Pied de poteau :**Introduction :**

Les bases des poteaux et les tiges d'ancrage sont des éléments de continuité qui assurent la transmission des efforts de la superstructure aux fondations, ce sont des dispositifs de liaisons. Ces derniers sont constitués d'une plaque d'assise appelée platine assurant la réduction de la pression dans le béton, soudée au poteau reposant sur la fondation et fixée par des écrous aux tiges d'ancrage qui sont noyées dans le béton.

VII.11.1 : Dimensionnement de la tige d'ancrage des poteaux :

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de traction simple le plus défavorable

$N_t = 70,98 \text{ KN}$ et un moment $M_y = 0,78 \text{ KN.m}$

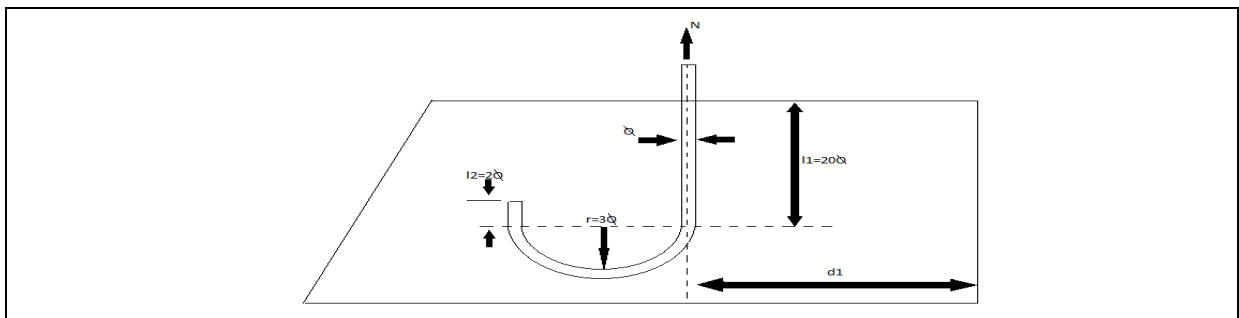


Figure VII.17: Tige d'encrage du pied du poteau.

$$b = h + 2c$$

h : la hauteur de la section HEA300 $\Rightarrow h = 290 \text{ mm}$

c : le débord, donné par : $c = (100 \div 150) \text{ mm}$

On prend : $c = 100 \text{ mm}$

D'où : $a = h + 2c = 290 + 2 \times 100 = 490 \text{ mm}$

$b = h + 2c = 290 + 2 \times 100 = 590 \text{ mm}$

a et b sont les dimensions de la semelle.

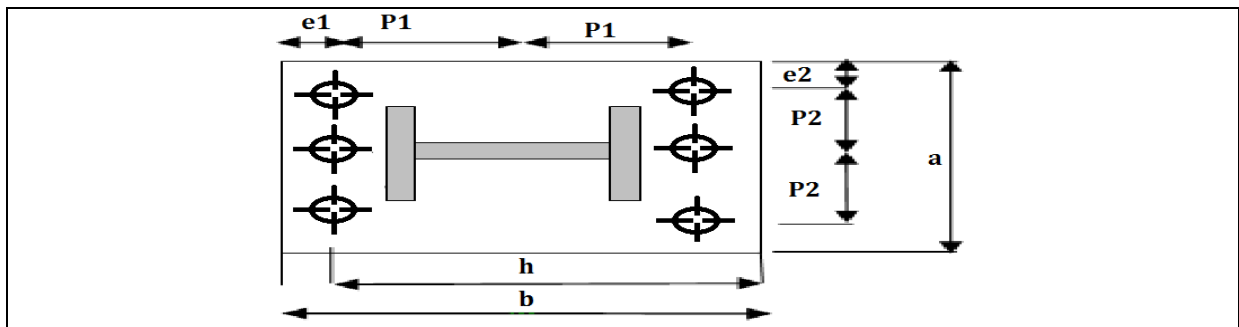


Figure VII.18 : Dispositions constructives.

Les tiges d'ancrages se dimensionnent à la traction simple, sous un effort de traction (N_t).

$$N_{st} = \frac{N_t}{n}$$

n : nombre de tiges.

N_t : effort sollicitant de traction.

L'ancrage est réalisé par 6 tiges :

$$\frac{N_t}{6} \leq \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} f_y \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{2 \cdot N_t}{3 \cdot \pi \cdot f_y}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{2 \cdot 70,98}{3,14 \cdot 3 \cdot 23,5}} = 0,80 \text{ cm}$$

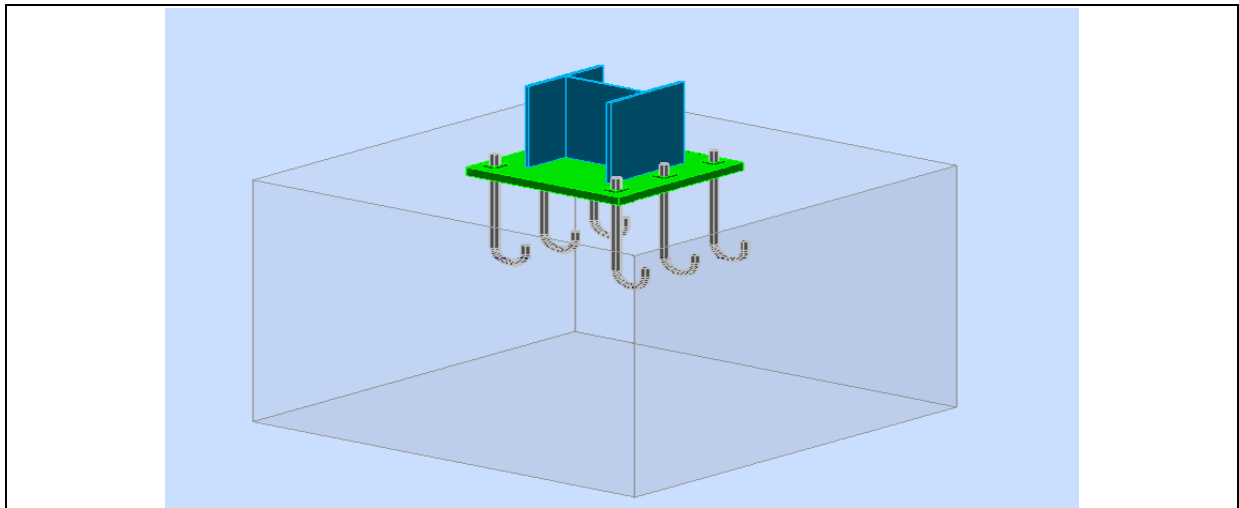


Figure VII.19 : Disposition des tiges d'encrages.

Donc on prend : $\phi = 2 \text{ cm}$

Soit des tiges d'ancrages de **20 mm** de diamètre.

a) Vérification de la tige d'ancrage :

L'effort admissible par scellement est fixé par la règle suivant :

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7 \cdot g_c}{1000} \right) \cdot \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1} \right)} \cdot (l_1 + 6.4 \cdot r + 3.5 \cdot l_2) \quad (\text{CCM97})$$

N_a : effort normal résistant d'une tige.

$$r = 3\phi, \quad l_1 = 20\phi, \quad l_2 = 2\phi$$

g_c : Le dosage en ciment = 350 Kg/m³

$$r = 6 \text{ cm}$$

$$l_1 = 40 \text{ cm}$$

$$l_2 = 4 \text{ cm}$$

$$d_1 = 10 \text{ cm}$$

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \cdot \frac{2}{\left(1 + \frac{2}{5} \right)^2} (40 + 6,4 \times 6 + 3,5 \times 4) = 32,53 \text{ KN} \ll 68.58 \text{ KN}$$

$$N_a = 23.10 \text{ KN} > \frac{N_t}{6} = 11,43 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

b) Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{0.78 \times 10^3}{70.98} = 10.99 \text{ mm}$$

$$e = 1.1 \text{ cm} < \frac{D}{6} = \frac{38}{6} = 6.33$$

Donc le centre de poussée se trouve dans le tiers central de la section, tous les boulons sont sollicités à la compression.

$$A = 3 \times \pi \times R^2 = 9.42 \text{ cm}^2; \text{ (A : aire de la section de 3 tiges à gauche du poteau).}$$

$$l = e + \frac{h}{2} + \frac{c}{2} = 59.5 \text{ cm.}$$

$$h = h_p + d_1 + \frac{d_1}{2} = 44 \text{ cm.}$$

$$b = 2 \times d_1 + h_p = 49 \text{ cm.}$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$h^3 + 3 \times (l - h) \times h'^2 + 90 \times A \times \frac{l}{b} \times h' - 90 \times A \times \frac{l}{b} \times h = 0$$

$$h' = 39.52 \text{ cm}$$

b-1) Les contraintes dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{2N \times l}{bh' \left(h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_{ub} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec} \quad \gamma_b = 1.5$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 70.98 \times 59.5}{49 \times 39.52 \left(44 - \frac{39.52}{3} \right)} = 1.41 \text{ MPa} < f_{ub} = 14.2 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Vé r i f i é e.}$$

b-2) Les contraintes dans l'acier :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \cdot \frac{l - h + \frac{h'}{3}}{\left(h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_y$$

$$\sigma_a = \frac{70.98}{9.42} \cdot \frac{59.5 - 44 + \frac{39.52}{3}}{\left(44 - \frac{39.52}{3} \right)} = 70.09 \text{ MPa} \leq f_y = 235 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{V é r i f i é e.}$$

VII.11.2 : Dimensionnement de l'épaisseur de la platine :

a) Vérification de la section 1-1 :

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal de contraintes situées à droite de la section, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire (1) et un diagramme triangulaire (2).

Les moments correspondant, pour une bande de largeur unité (1 cm) et d'épaisseur t, sont :

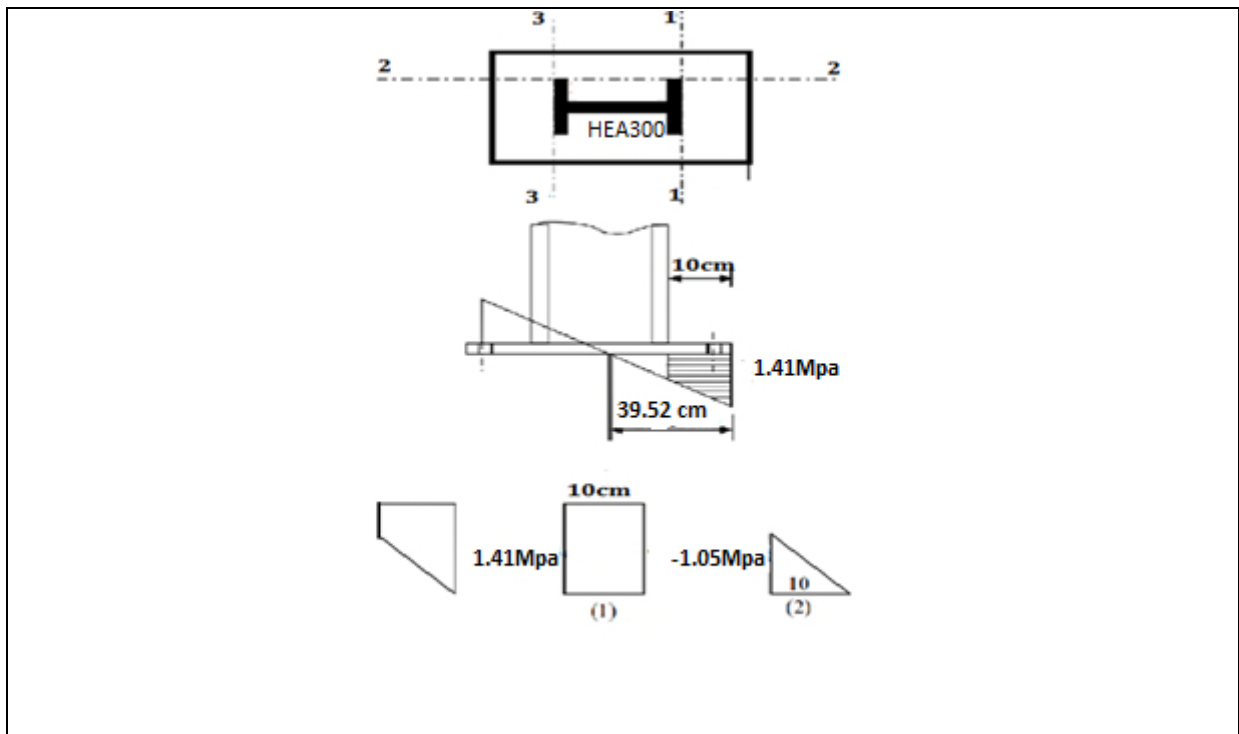


Figure VII.20: Vérification de la section 1-1.

$$M_1 = \sigma_b \times dI \times \frac{d1}{2}$$

$$M_1 = 1.41 \times 10 \times 5 \times 10^{-3} = 0.07 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = \left(10 \times \frac{1.05}{2} \right) \frac{2 \times 10}{3} \times 10^{-3} = 0.03 \text{ KN.m}$$

$$M = M_1 - M_2 = 0.04 \text{ KN.m}$$

• Le module d'inertie de la platine pour $b = 1\text{cm}$

$$\frac{I}{V} = \frac{\left(\frac{b.t^3}{12} \right)}{\frac{t}{2}} = \frac{b.t^2}{6}$$

▪ la contrainte de flexion dans la section est :

$$t \geq \sqrt{\frac{0.04 \times 6}{10^{-2} \times 23.5}} = 1.01 \text{ cm}$$

$t \geq 1.01\text{cm}$

b) Vérification de la section 2-2 :

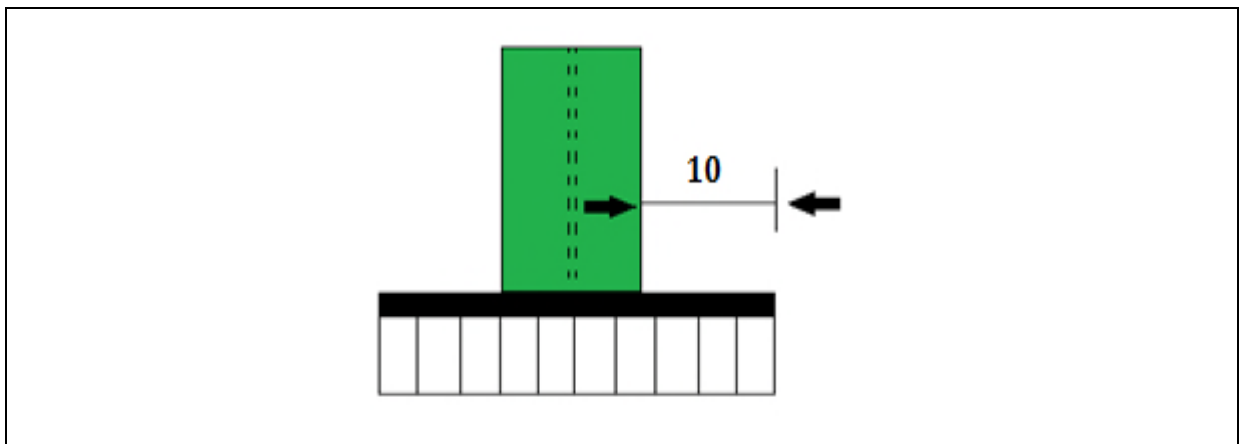


Figure VII.21 : Vérification de la section 2-2.

Par le même raisonnement, on aura le moment maximal :

$$M_1 = M_2 = 0.07 \text{ KN.m}$$

$$\text{D'où : } t \geq \sqrt{\frac{0.07 \times 6}{10^{-2} \times 23.5}} = 1.33 \text{ cm}$$

$$t \geq 1.33 \text{ cm}$$

c) **Vérification de la section 3-3 :**

Du côté tendu, la platine est soumise à un moment : $M = 0.1T$

$$T = A \cdot \sigma_a = 9.42 \times 70.09 \times 10^{-1} = 66.02 \text{ Kn.m}$$

$$M = 0.1 \times 66.02 = 6.60 \text{ KN.m}$$

$$W_{el} = \frac{50t^2}{6}$$

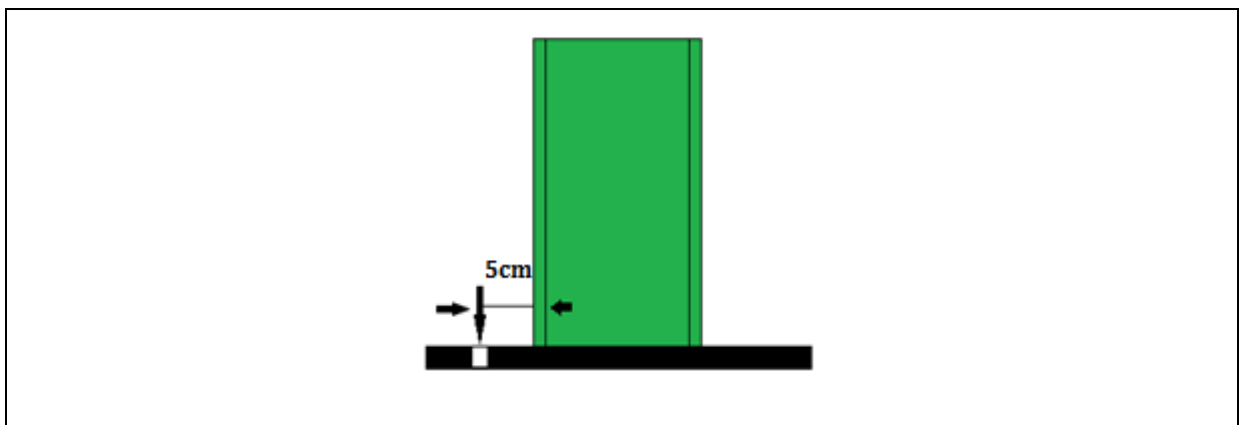


Figure VII.22 : Vérification de la section 3-3.

Il faut donc vérifier que :

$$\frac{6.60 \times 6}{50t^2} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{6M}{50f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 6.60}{50 \times 23.5}}$$

$$t \geq 0.18 \text{ cm}$$

En conclusion, on prendra une platine d'épaisseur : **t = 2.5 cm.**

VII.12 : Calcul de Pied de potelet :

Même calcul avec les pieds de poteaux.

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de traction le plus défavorable

$$N_t = 65.34 \text{ KN .}$$

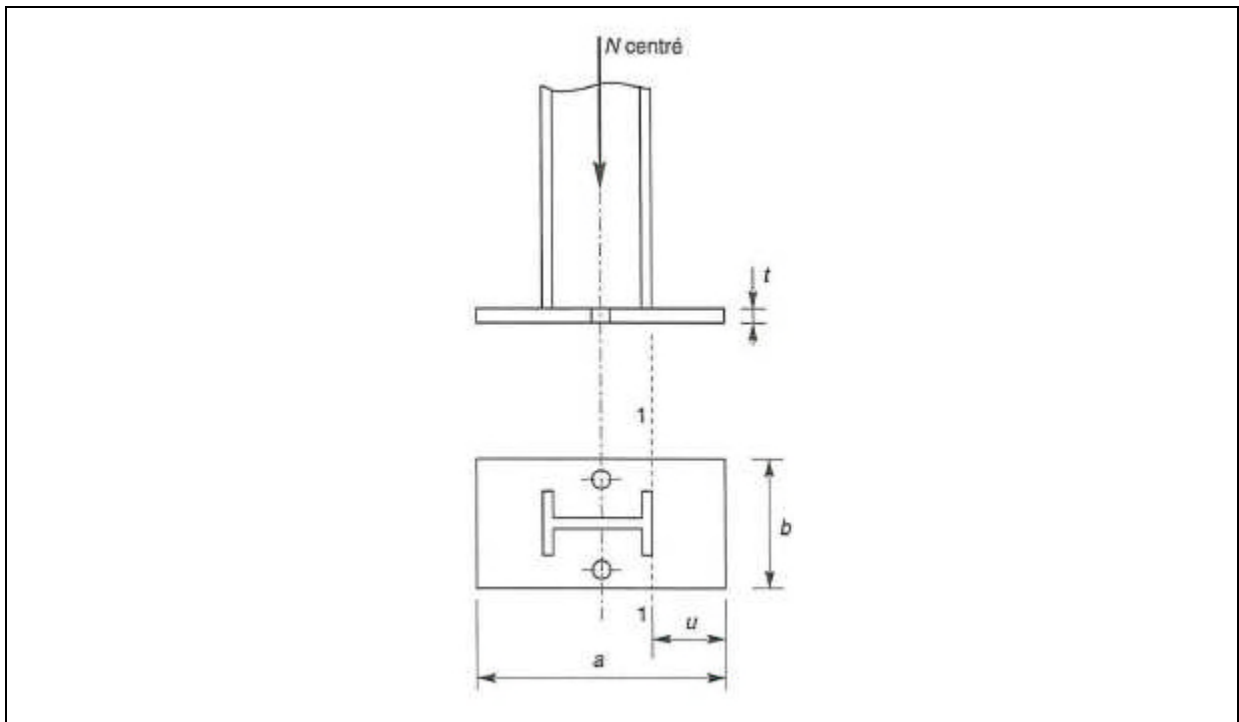


Figure VII.23 : pied de poteau articulé.

h : la hauteur de la section IPE240 $\Rightarrow h = 240 \text{ mm}$

c : le débord, donné par : $c = (100 \div 150) \text{ mm}$

on prend : $c = 100 \text{ mm}$

d'où : $a = h + 2c = 240 + 2 \times 100 = 440 \text{ mm}$

$b = h + 2c = 120 + 2 \times 100 = 320 \text{ mm}$

Les tiges d'ancrages se dimensionnent à la traction simple, sous un effort de traction (N_a).

$$N_{st} = \frac{N_t}{n}$$

n : nombre de tiges.

N_t : effort sollicitant de traction.

L'ancrage est réalisé par 6 tiges :

$$\frac{N_t}{6} \leq \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} f_y \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{2 \cdot N_t}{3 \cdot \pi \cdot f_y}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{2 \cdot 65.34}{3.14 \cdot 3 \cdot 23.5}} = 0.77 \text{ cm}$$

Donc on prend : $\phi = 2 \text{ cm}$

Soit des tiges d'ancrages de **20 mm** de diamètre.

VII.12.1 Vérification de la tige d'ancrage :

L'effort admissible par scellement est fixé par la règle suivante : selon (CCM97)

$$N_a = 0.1 \cdot \left(1 + \frac{7 \cdot g_c}{1000}\right) \cdot \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)} \cdot (l_1 + 6.4 \cdot r + 3.5 \cdot l_2)$$

N_a : effort normal résistant d'une tige.

$$r = 3\phi, \quad l_1 = 20\phi, \quad l_2 = 2\phi$$

g_c : Le dosage en ciment = 350 Kg/m³

$$r = 6 \text{ cm}$$

$$l_1 = 40 \text{ cm}$$

$$l_2 = 4 \text{ cm}$$

$$d_1 = 10 \text{ cm}$$

$$N_a = 65.34 \text{ KN} > \frac{N_t}{2} = 5.81 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

a) Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{24.31}{65.34} = 0.38 \text{ m}$$

$$e = 38 \text{ cm} > \frac{D}{6} = \frac{43}{2} = 21.5 \text{ cm}$$

Donc le centre de poussée se trouve hors de tiers central de la section, et la platine est soulevée à gauche (les boulons de gauche étant sollicités en traction).

$$A = 21.19 \text{ cm}^2 \quad (A : \text{aire de la section de 3 tiges à gauche du poteau})$$

$$l = 48.5 \text{ cm}$$

$$h = 48 \text{ cm}$$

$$b = 53 \text{ cm}$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$h^3 + 3(l-h)h^2 + 90A \frac{l}{b} h' - 90A \frac{l}{b} h = 0$$

$$h' = 30.5 \text{ cm}$$

a) Les contraintes dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{2N \times l}{bh' \left(h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_{ub} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec} \quad \gamma_b = 1.5$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 65.34 \times 48.5}{53 \times 30.5 \left(48 - \frac{30.5}{3} \right)} = 1.05 \text{ MPa} < f_{ub} = 14.2 \text{ MPa} \quad \text{Vérfiée}$$

b) Les contraintes dans l'acier :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \cdot \frac{l - h + \frac{h'}{3}}{\left(h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_y$$

$$\sigma_a = \frac{65.34}{21.19} \cdot \frac{48.5 - 48 + \frac{30.5}{3}}{\left(48 - \frac{30.5}{3} \right)} = 8.67 \text{ MPa} \leq f_y = 235 \text{ MPa} \quad \text{Vérfiée}$$

VII.12.2 Dimensionnement de l'épaisseur de la platine :

Vérfication de la section 1-1 :

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal de contraintes situées à droite de la section, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire (1) et un diagramme triangulaire (2).

Les moments correspondant, pour une bonde de largeur unité (1 cm) et d'épaisseur t, sont :

$$M_1 = 4 \times 10 \times 5 \times 10^{-3} = 0.2 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = \left(10 \times \frac{2.68}{2} \right) \frac{2 \times 10}{3} \times 10^{-3} = 0.09 \text{ KN.m}$$

$$M = M_1 - M_2 = 0.11 \text{ KN.m}$$

• le module d'inertie de la platine ou $b = 1 \text{ cm}$ la contrainte de flexion dans la section est :

$$\frac{I}{V} = \frac{\left(\frac{bt^3}{12} \right)}{\frac{t}{2}} = \frac{bt^2}{6}$$

$$\frac{M}{W_{el}} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{0.11 \times 6}{10^{-2} \times 23.5}} = 1.67 \text{ cm}$$

$$t \geq 1.67 \text{ cm}$$

Vérification de la section 2-2 :

Par le même raisonnement, on aura le moment maximal :

$$M = 4 \times 10 \times \frac{10}{2} \times 10^{-3} = 0.2 \text{ KN.m}$$

$$\text{D'où : } t \geq \sqrt{\frac{0.2 \times 6}{10^{-2} \times 23.5}} = 2.25 \text{ cm}$$

$$t \geq 2.25 \text{ cm}$$

Vérification de la section 3-3 :

Du côté tendu, la platine est soumise à un moment : $M = 0.1T$

$$T = A \cdot \sigma_a = 21.19 \times 8.67 \times 10^{-1} = 18.37 \text{ KN.m}$$

$$M = 0.1 \times 18.37 = 1.83 \text{ KN.m}$$

$$W_{el} = \frac{50t^2}{6}$$

Il faut donc vérifier que :

$$\frac{6.9 \times 6}{50t^2} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{6M}{50f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 1.83}{50 \times 23.5}}$$

$$t \geq 0.1 \text{ cm}$$

En conclusion, on prendra une platine d'épaisseur : $t = 2 \text{ cm}$.

CHAPITRE VIII

Etude de l'infrastructure

VIII.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 et la charge supportée par cette dernière.

➤ **Choix du type de fondation :**

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- _ La nature et le poids de la superstructure.
- _ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- _ La qualité du sol de fondation.

La contrainte admissible de notre sol site S_3 est : $\sigma_{adm} = 1.6 \text{ bar}$

La profondeur d'ancrage : $D = 1.5 \text{ m}$

VIII.2 : Calcul des fondations :**VIII.2.1 : Détermination des sollicitations :**

Pour le dimensionnement des fondations superficielles, les sollicitations sont déterminées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\begin{cases} G + Q + E \\ 0,8G \pm E \end{cases} \quad (\text{Art 10.1.4.1 RPA99/2003})$$

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91.

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	
		ELU	ELS
	G+Q+E	1,35(G+Q+S)	G+S
N^{\max} (KN)	41,75	143,82	103,46
M_y (KN.m)	9,29	21,02	15,07
M_z (KN.m)	1.96	51.81	0,91

V_y (KN)	1,63	24,53	10,42
V_z (KN)	30,72	81,41	59,50

Tableau V.III. 1: Les sollicitations à la base des poteaux HEA300.

VIII.2.2 : Pré dimensionnement de la semelle de poteau :

Les dimensions de la semelle sont choisies de manière qu'elles soient homothétiques avec celle du pied de poteau, les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base ($a*b$), donc les semelles sont rectangulaire ($A*B$).

a et b : dimension du poteau considéré. (HEA300)

A et B : dimension de la semelle.

$h_1 = d + c$; avec $c = 5$ cm. (Béton de propreté)

d : hauteur utile de la semelle est donnée par.

$$d = \max \begin{cases} \frac{B-b}{4} \\ \frac{H-h}{4} \end{cases} \quad (\text{BAEL 91-Ch 15.III-Art 1.2})$$

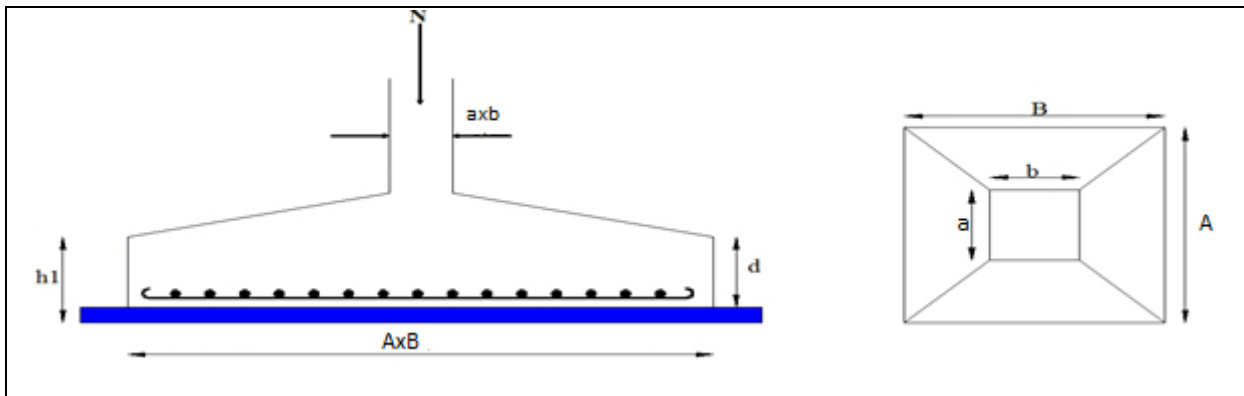


Figure VIII. 1: Dimension de la semelle.

a) Critère de non poinçonnement :

- $\sigma_M < 2\sigma_{sol}$: Situation accidentelle
- $\sigma_M < 1,33\sigma_{sol}$: Situation durable

σ_M : Contrainte maximale dans la semelle donnée par la formule suivante :

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right)$$

$$e_0 = \frac{M_Y}{N}$$

$$\sigma_{sol} = 1.6 \text{ bar}$$

$$a = 49 \text{ cm}$$

$$b = 44 \text{ cm}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow B = 1.11A$$

Ou :

a et b dimensions de la platine puisque les poteaux sont encastres. (**Voir chapitre 07 calcul des assemblages - pieds de poteau**).

VIII.2.3 : Dimensionnement de la semelle :

- **Situation accidentelle :** $\sigma_M \leq 2\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{A \times \left(\frac{b \times A}{a} \right)} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{\left(\frac{b \times A}{a} \right)} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$-A^3 + 0,697A + 2,08 \leq 0 \quad \text{avec } e_0 = \frac{9,29}{41,75} = 0,22$$

La résolution de cette équation donne, une racine réelle :

$$A = 1,46 \text{ m}$$

$$\Rightarrow B = 1.11 \times 1.46 = 1.62$$

$$B = 1.62 \text{ m}$$

Soit **A=1.46 m** et **B=1.62 m**

- **Situation durable :** $\sigma_M < 1,33\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq 1,33 \sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{A \times \left(\frac{b \times A}{a} \right)} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{\left(\frac{b \times A}{a} \right)} \right) \leq 1,33 \sigma_{sol}$$

$$-A^3 + 1,39A + 0,717 \leq 0 \quad \text{avec } e_0 = \frac{21,02}{143,82} = 0,146$$

La résolution de cette équation donne, une racine réelle:

$$A = 1,38m$$

$$\Rightarrow B = 1,11 \times 1,38 \Rightarrow B = 1,53m$$

On choisit pour toutes les semelles des poteaux de section (60*35) cm² **A=1.46m et B=1.62m**

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{A-a}{4} \end{array} \right.$$

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{1,62 - 0,44}{4} = 0,29m \\ \frac{1,46 - 0,49}{4} = 0,24m \end{array} \right.$$

soit $d = 0,29m$

$$h_1 = d + c = 29 + 5 = 34 \text{ cm}$$

l_1 : hauteur de l'amorce de poteau

$$l_1 = 1,50 - 0,34 = 1,16 \text{ m}$$

- **Poids de la semelle:**

$$P = A \times B \times h_1 \times f_{c28}$$

$$P = 1,46 \times 1,62 \times 0,34 \times 25 = 20,10 \text{ KN}$$

- **Les moments à la base:**

$$M_{by} = M_y + T_z \times (h_1 + l_1)$$

$$M_{bz} = M_z + T_y \times (h_1 + l_1)$$

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Sollicitation	Situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
		G+Q+E	1,35(G+Q+S)
N^{\max} (KN)	43,63	152.84	121.09
M_y (KN.m)	9,59	23.52	17.22
M_z (KN.m)	1.09	50.31	1.89
V_y (KN)	1,63	24,53	10,42
V_z (KN)	30,72	81,41	59,50

Tableau VIII. 2: Les sollicitations à la base de la semelle.

VIII.2.4 : Vérification des contraintes :

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes :

$$sensA \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right) \leq \begin{cases} 2.\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_z}{N} \end{cases}$$

$$sensB \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq \begin{cases} 2.\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_y}{N} \end{cases}$$

$$2.\sigma_{sol} = 2 \times 160 = 320 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$1.33\sigma_{sol} = 1.33 \times 160 = 212.8 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3.\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant :

Cas de chargement		Sens	e_0 (m)	σ_{max} (bar)	σ_{min} (bar)	σ_{moy} (bar)
Situation accidentelle		Sens A	0.22	$0.35 < 3.2$	0.01	$0.01 < 1.6$
		Sens B	0.02	$0.19 < 3.2$	0.17	$0.19 < 1.6$
Situation Durable	ELU	Sens A	0.15	$1.04 < 3.2$	0.25	$0.84 < 1.6$
		Sens B	0.33	$1.5 < 3.2$	-0.14	$1.09 < 1.6$
	ELS	Sens A	0.01	$0.8 < 3.2$	0.21	$0.65 < 1.6$
		Sens B	0,14	$0.53 < 3.2$	0.49	$0,52 < 1.6$

Tableau VIII.3: Vérification des contraintes dans le sol.

Les contraintes moyennes sont vérifiées.

VIII.2.5 : Détermination des armatures de la semelle :

On a deux conditions à vérifier :

$$(1) \begin{cases} e_0 < \frac{a}{6} \rightarrow \text{sensA} \\ e_0 < \frac{b}{6} \rightarrow \text{sensB} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} e_0 < \frac{A}{24} \\ e_0 < \frac{B}{24} \end{cases}$$

Si les deux conditions sont vérifiées, les armatures seront calculées sous un effort normal fictif:

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{sensA}$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{sensB}$$

Si l'une des deux conditions est vérifiée, les armatures seront calculées sous un moment M_1

$$M_1 = (4 \times A + 0,3 \times a - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{A}{2} - 0,35 \times a}{\frac{A}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sensA}$$

$$M_1 = (4 \times B + 0,3 \times b - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{B}{2} - 0,35 \times b}{\frac{B}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sensB}$$

a)-situation accidentelle:

- Armatures parallèles à " B ":

$$\begin{cases} e_0 = 0,02 < \frac{0,49}{6} = 0,08 \\ e_0 = 0,02 < \frac{0,44}{6} = 0,073 \end{cases} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Les armatures seront calculées sous un effort normal fictif:

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{sensB}$$

$$N' = 43,63 \left(1 + \frac{3 \times 0,02}{1,62} \right) = 45,25 \text{KN}$$

N'=45.25KN

$$A_s = N' \times \frac{(A - a)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = 45,25 \times \frac{1,46 - 0,49}{8 \times 0,29 \times 348} = 0,54 \text{cm}^2$$

$$A = 0,54 \text{cm}^2$$

- Armatures parallèles à " A ":

$$\begin{cases} e_0 = 0,22 > \frac{1,46}{24} = 0,06 \\ e_0 = 0,22 > \frac{1,62}{24} = 0,07 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de M1}$$

$$M_1 = (4 \times 1,46 + 0,3 \times 0,49 - 9 \times 0,22) \left(\frac{\frac{1,46}{2} - 0,35 \times 0,49}{\frac{1,46}{2} - 0,22} \right)^2 \frac{41,45}{27}$$

$$M_1 = 10,65 \text{KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$z = 0,9 \times d$$

$$A_s = \frac{10.65 \times 10^{-3}}{0,26 \times 400} = 1.02 \text{ cm}^2$$

$$A = 1.02 \text{ cm}^2$$

b) Situation durable :

• **A l'E.L.U :**

- **Armatures parallèles à B=1.62m:**

$$\begin{cases} e_0 = 0,15 \succ \frac{1.46}{24} = 0,06 \\ e_0 = 0,15 \succ \frac{1.62}{24} = 0,07 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de M1}$$

$$M_1 = (4 \times B + 0,3 \times b - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{B}{2} - 0,35 \times b}{\frac{B}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens B}$$

$$M_1 = (4 \times 1.62 + 0,3 \times 0,44 - 9 \times 0,33) \left(\frac{\frac{1.46}{2} - 0,35 \times 0,44}{\frac{1.46}{2} - 0,33} \right)^2 \frac{152.84}{27}$$

$$M_1 = 42.75 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{42.75 \times 10^{-3}}{0.26 \times 400} = 4.11 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.11 \text{ cm}^2$$

- **Armatures parallèle à A=1.46m:**

$$\begin{cases} e_0 = 0,33 \succ \frac{1.46}{24} = 0,06 \\ e_0 = 0,33 \succ \frac{1.62}{24} = 0,07 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de M1}$$

$$M_1 = (4 \times 1.46 + 0,3 \times 0,49 - 9 \times 0,15) \left(\frac{\frac{1.46}{2} - 0,35 \times 0,49}{\frac{1.46}{2} - 0,15} \right)^2 \frac{152.84}{27}$$

$$M_1 = 24.33 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{24.33 \times 10^{-3}}{0.26 \times 400} = 2.34 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.34 \text{ cm}^2$$

- **A l'E.L.S:**

- **Armatures parallèles à A=1.46m :**

$$\begin{cases} e_0 = 0,01 < \frac{1.46}{24} = 0,06 \\ e_0 = 0,01 < \frac{1.62}{24} = 0,07 \end{cases} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Les armatures seront calculées sous un effort normal fictif:

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{sens A}$$

$$N' = 121.09 \left(1 + \frac{3 \times 0.14}{1.46} \right) = 155.92 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{155.92 \times 10^{-3}}{0.26 \times 400} = 14.9 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 14.9 \text{ cm}^2$$

- **Armatures parallèles à B=1.62m :**

$$\begin{cases} e_0 = 0,14 > \frac{1.46}{24} = 0,06 \\ e_0 = 0,14 > \frac{1.62}{24} = 0,07 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de M1}$$

$$M_1 = (4 \times 1.62 + 0,3 \times 0.44 - 9 \times 0.14) \left(\frac{\frac{1.62}{2} - 0,35 \times 0.44}{\frac{1.62}{2} - 0.14} \right)^2 \frac{121.09}{27} \rightarrow \text{sens B}$$

$$M_1 = 11.44 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{11.44 \times 10^{-3}}{0.26 \times 400} = 1.1 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.1 \text{ cm}^2$$

c) Condition de non fragilité :

$$\min A_B = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \times h_1 = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 162 \times 34 = 6.65 \text{ cm}^2$$

$$\min A_B = 6.65 \text{ cm}^2$$

$$\min A_A = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times A \times h_1 = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 146 \times 34 = 5.99 \text{ cm}^2$$

$$\min A_A = 5.99 \text{ cm}^2$$

d) Dispositions constructives :

Les armatures seront munies des crochets si : ($l_s > H/4$ sens H et $l_s > B/4$ sens B)

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{ij}}$$

l_s : longueur de scellement

$$\psi_s = 1,5 \rightarrow HA$$

Suivant A :

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{2.4 \times 1.5^2 \times 2.1} = 42.32 \text{ cm} < \frac{146}{4} = 40 \text{ cm}$$

Suivant B :

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{2.4 \times 1.5^2 \times 2.1} = 42.32 \text{ cm} < \frac{162}{4} = 40.5 \text{ cm}$$

Donc les barres doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle, avec des crochets suivant B

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Armatures	Situation accidentelle	Situation Durable		A_{min} (cm ²)	Nombre De barre	A_s (c m ²)	l_s (cm)	S_t (cm)
		ELU	ELS					
A_s (A)	1.02	2.34	14.9	6.65	10HA14	15.39	50	17
A_s (B)	0.54	4.11	1.1	5.99	6HA12	6.79	50	12

Tableau VIII.6 : Les armatures des semelles.

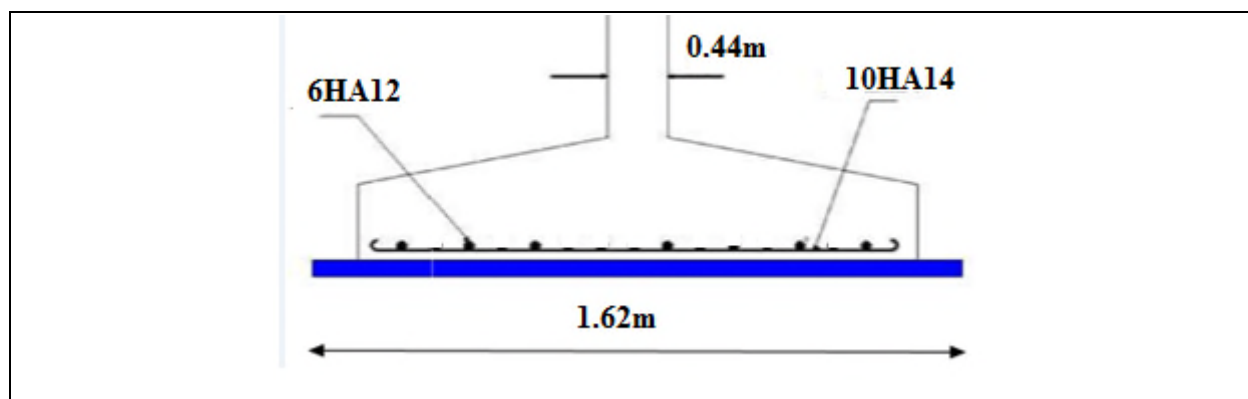


Figure VIII.2: Schéma de ferrailage de la semelle.

VIII.3 : Calcul des longrines :

VIII.3.1 : Introduction :

Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles. Elles sont soumises à des forces axiales de traction, ils sont en béton armé ou en béton précontraint.

VIII.3.2 : Pré dimensionnement :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le **RPA99vs2003** sont :

25 cm x 30 cm : sites de catégorie S_2 et S_3

30 cm x 30 cm : sites de catégorie S_4

Pour notre cas on optera pour des longrines de section : (30x35) cm² (puisque S_3)

VIII.3.3 : Ferrailage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à l'action d'une forces de traction qui est égale à :

$$N_t = \left(\frac{N}{\alpha} \right) \geq 20KN \quad (\text{Art 10.1.4.1 RPA99/2003})$$

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

N_u^{\max} : L'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

$$\alpha = 12 \text{ (zone II}_a\text{, site S}_3\text{)}$$

$$ELU \rightarrow N_t = \left(\frac{152.84}{12} \right) = 12.74KN$$

$$ELS \rightarrow N_t = \left(\frac{121.09}{12} \right) = 10.09KN$$

$$A_s = \frac{N_t}{\sigma_s}$$

$$ELU \rightarrow A_s = \left(\frac{12.74 \times 10^{-3}}{84} \right) = 1.51cm^2$$

$$ELS \rightarrow A_s = \left(\frac{10.09 \times 10^{-3}}{65} \right) = 1.55cm^2$$

$$A_{\min} = 0,6\% B = 0,6 \times 10^{-2} \times 30 \times 35$$

$$A_{\min} = 6,3cm^2$$

Donc on ferraille avec A_{\min}

Soit **6HA12**, avec $A_s = 6,79 cm^2$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s \geq \frac{\beta \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq \frac{30 \times 35 \times 2,1}{400} = 5,51$$

$$5,51cm^2 < 6,3cm^2 \quad \text{Vérfiée}$$

- **Vérification de la flèche :**

$$q_s = 10.09/5 = 2.01 \text{ KN/ml}$$

La plus grande portée est : $l=5m$

$$f = \frac{q_s \times l^4}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{500}{200} = 2.5 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b.h^3}{12} = \frac{30 \times 35^3}{12} = 107187.5 \text{ cm}^3$$

$$f = \frac{2.01 \times 500^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 107187.5} = 0.02 < 3 \text{ cm}$$

la condition est vérifiée

- **Armatures transversales :**

Soit des cadres de diamètre 8mm dont l'espace est inférieur à : $\min [20 \text{ cm}, 15\Phi]$

$$S_t < \min [20 \text{ cm}, 15 \times 1, 2] = 18 \text{ cm}$$

Les cadres sont espacés de 15 cm en travée et de 10cm en zone nodale.

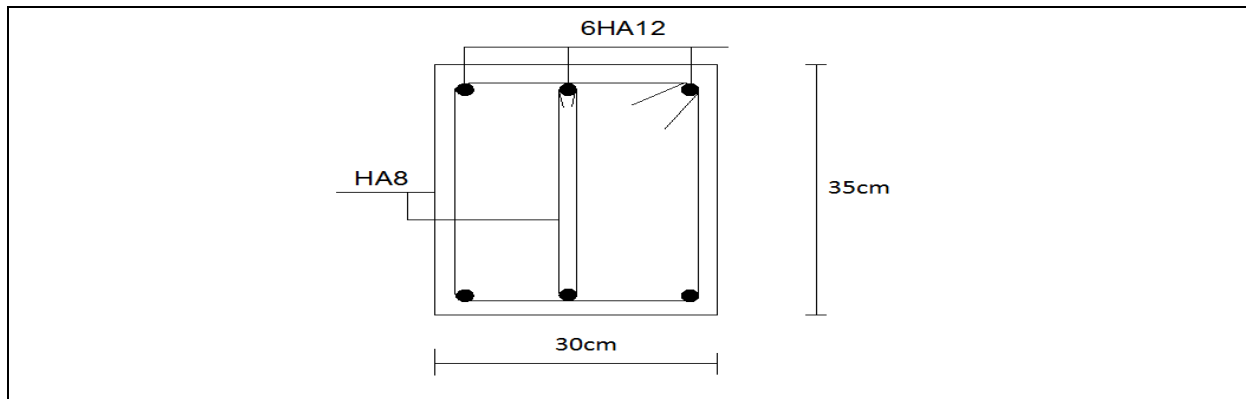


Figure VIII.3: Schéma de ferrailage des longrines.

VIII.4 : Ferrailage des futs :

Les fondations sont ancrées à $D=1.5\text{m}$; l'assemblage platine massif doit être au-dessus du sol ; donc on prévoit un poteau en B.A (fût) de dimension $(80 \times 60) \text{ cm}^2$.

Le fût est soumis à un effort normal, un effort tranchant et un moment fléchissant. Le ferrailage de la section sera calculé en flexion composé.

On calculera uniquement le fût le plus sollicité ; par les efforts (M. N .T)

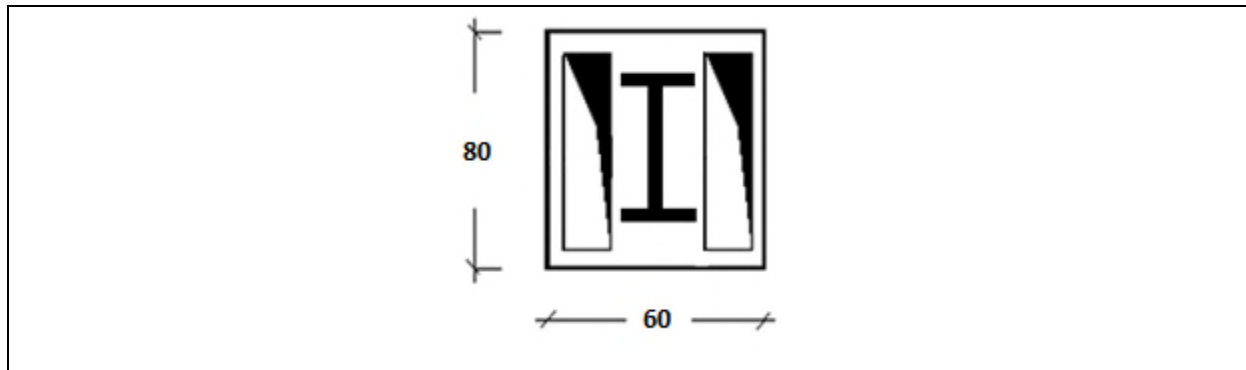


Figure VIII.4 : Section du fut à ferrailer.

$$\text{On a : } \begin{cases} N_u = 259.94 \text{ KN} \\ M_u = 23.12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{23.12}{259.94} = 0,10 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0,8}{6} = 0,13 \text{ m}$$

$e < \frac{h}{6} \rightarrow$ La section est entièrement comprimée.

Donc ; le calcul se fera par assimilation à la flexion simple avec M_{ua} .

- Calcul de M_{ua} :

$$M_{ua} = M_U + N_u \left(e + \left(d - \frac{h}{2} \right) \right) \Leftrightarrow M_{ua} = 23.12 + 259.94 \left(0,10 + \left(0,85 - \frac{0,8}{2} \right) \right) = 166.087 \text{ KN.m}^2$$

$$N_u (d - d') - M_{ua} = 259.94 (0.85 - 0.05) - 166.087 = 41.87 (I)$$

$$(0.337 \times d - 0.81 d') \times b \times h \times f_{bu} = (0.337 \times 0.85 - 0.81 \times 0.05) 0.6 \times 0.8 \times 14.2 = 1679.80 \text{ KN.m} (II)$$

$$(I) < (II) \Rightarrow A = 0$$

$$A' = \frac{N_u \psi \times b \times h \times f_{bu}}{f_{st}}$$

$$\psi = \frac{0.357 + \frac{N_u (d - d') - M_{ua}}{f_{bu} \times b \times h^2}}{0.857 - \frac{d'}{h}} = \frac{0.357 + \frac{259.94(0.85 - 0.05) - 166.087}{14.2 \times 10^3 \times 0.6 \times 0.8^2}}{0.857 - \frac{0.05}{0.8}} = 0.46$$

$$A' = -826.27 \text{ cm}^2 < 0$$

Donc on ferraille avec $A_{s \text{ min}}$

Selon RPA99/2003(art7.4.2.1) la section minimale d'armature longitudinale est :

$$A_{s \min} = 0.9\% b \times h = 43.2$$

- **Calcul de A_{\min} :**

$$A_{\min} = 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23.600.850.\frac{2,1}{400} = 6,15\text{cm}^2$$

⇒ on ferraille avec A_{\min}

Le choix de la section est : $A_{s,\min} = 6\text{HA}12$

- **Armatures transversales :**

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 :**

$$S_t \leq 10\text{cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 10\text{cm}$$

- **Dans la zone courante :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_1\right) = 14\text{cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 14\text{cm}$$

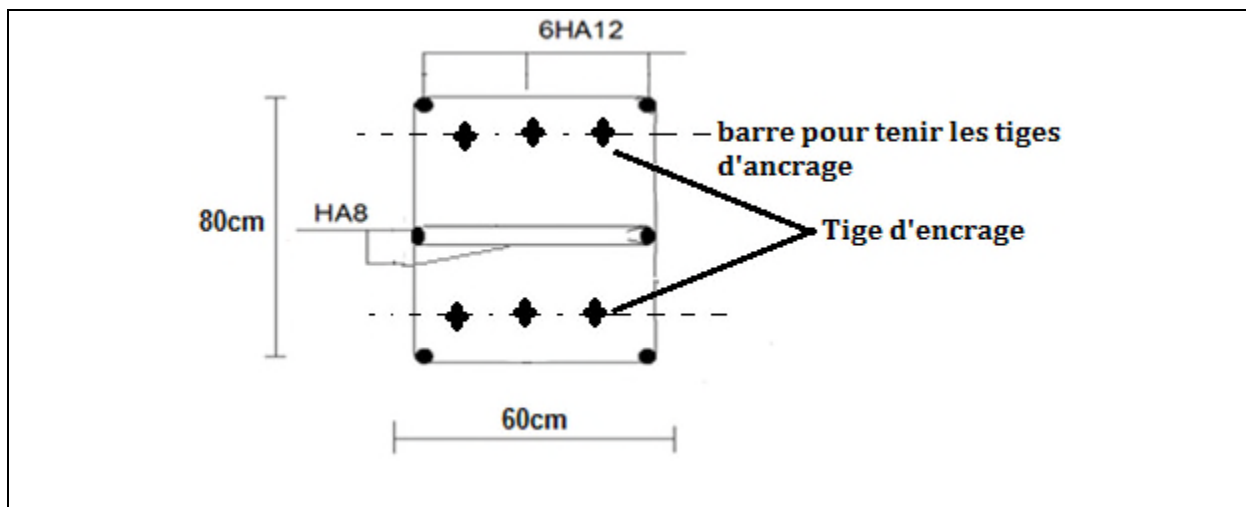


Figure VIII.5: Schéma de ferrailage des futs.

VIII.5 : Dimensionnement de la semelle de potelet:

La surface de la platine du potelet

$$S = a \times b \quad \text{avec } L_p = 53\text{cm} \quad \text{et } B_p = 36\text{cm}$$

$$S = 53 \times 36 = 1908\text{cm}^2$$

La semelle est soumise à un effort normal

$$N_{sd} = 41,85\text{KN}$$

(A, B) dimension (longueur et largeur) de la base inférieure

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{53}{36} = 1,472 \Rightarrow A = 1,472B$$

$$\sigma_c = \frac{N_{sd}}{A \times B} = \frac{N_{sd}}{1,472 \times B^2} \leq \sigma_{sol} \text{ avec } \sigma_{sol} = 0,15 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{41850}{0,15 \cdot 1,472}} = 43,5 \text{ cm}$$

Soit $B = 60 \text{ cm}$, d'ou $A = 1,472 \times 60 = 88,32 \text{ cm}$

Soit $A = 100 \text{ cm}$

- **Hauteur de la semelle :**

$$d \geq \max \begin{cases} \frac{(A-a)}{4} = \frac{100-53}{4} = 11,75 \text{ cm} \\ \frac{(B-b)}{4} = \frac{60-36}{4} = 6 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d \geq 11,75 \text{ cm}$$

On prend $d = 15 \text{ cm}$

- **L'enrobage :**

$$c = 5 \text{ cm} \Rightarrow h_t = d + c = 20 \text{ cm}$$

$$\text{on a : } \frac{h_t}{3} \leq h_p \leq \frac{h_t}{2} \Rightarrow 6,66 \leq h_p \leq 10 \text{ cm}$$

Soit $h_p = 10 \text{ cm}$

On doit vérifier que :

$$\sigma_c = \frac{N_e}{s} \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{Avec : } N_t = N_{sd} + 1,35 P_s$$

P_s : poids de la semelle

$$\gamma = 25 \text{ KN} / \text{m}^3$$

$$P_s = 20 \times 0,6 \times 1 \times 0,25 = 3 \text{ KN}$$

$$N_t = 41,85 + (1,35 \times 3) = 45,9 \text{ KN}$$

D'ou :

$$\sigma_c = \frac{45900}{1000 \times 600} = 0,076 \text{ MPa} < \sigma_{sol} = 0,15 \text{ MPa}$$

2.8 Calcul des armatures :

$$F_x = \frac{N_t (A-a)}{8d} = \frac{45,9(100-53)}{8 \times 15} = 17,977 \text{ KN}$$

$$F_y = \frac{N_i (B-b)}{8 \times d} = \frac{45,9(60-36)}{8 \times 15} = 9,18 \text{KN}$$

$$\frac{F_x}{\sigma_s} = A_x = \frac{17977}{\frac{400}{1,15}} = 0,51 \text{cm}^2 \quad \text{Avec } \overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\frac{F_y}{\sigma_s} = A_y = \frac{9180}{\frac{400}{1,15}} = 0,26 \text{cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$\text{On a : } \begin{cases} A_{x \min} > A_x \Rightarrow A_x = A_{x \min} = 1,81 \text{cm}^2 \\ A_{y \min} > A_y \Rightarrow A_y = A_{y \min} = 1,08 \text{cm}^2 \end{cases}$$

$A_{S//A}$, prend $4\phi 12 = 4,52 \text{cm}^2$

Avec un espacement de 17 cm entre deux barres

$A_{S//B}$, on prend $3\phi 12 = 3,39 \text{cm}^2$

Avec un espacement de 30cm entre deux barres

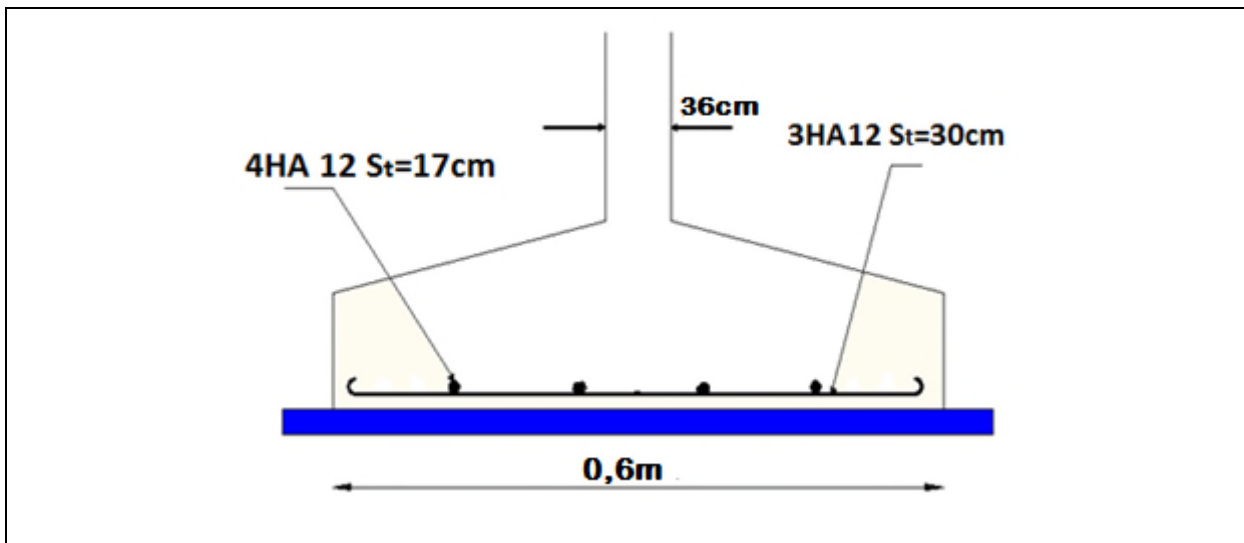


Figure VIII.6: schéma de la semelle de potelet

CHAPITRE IX

Stabilité d'ensemble

IX.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 :

Σ Moments résistants (stabilisateurs) \geq Σ moments renversants.

$\Sigma M_{st} \geq \Sigma M_R$

IX.2 : Détermination des moments renversants (M_R)**IX.2 1 : Cas du vent :**

L'action du vent est décomposée en deux composantes :

- Une composante horizontale (**Fwe h**)
- Une composante verticale (**Fwe v**)

a) Vent perpendiculaire au long pan V1 :

Forces extérieures : Fwe = $C_d \times \Sigma W_e \times A_{ref}$

$$X_T = \frac{\sum T_i \cdot x_i}{\sum T_i} ; Y_T = \frac{\sum T_i \cdot y_i}{\sum T_i} ; Z_T = \frac{\sum T_i \cdot z_i}{\sum T_i}$$

$$X_U = \frac{\sum U_i \cdot x_i}{\sum U_i} ; Y_U = \frac{\sum U_i \cdot y_i}{\sum U_i} ; Z_U = \frac{\sum U_i \cdot z_i}{\sum U_i}$$

zone	W_e	A (m ²)	Fwe _H (KN)	Fwe _V (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	-478.87	103.5	-49.56	0	0	17.25	3.45
E	-179.58	103.5	-18.58	0	25	0	3.45
F	-718.31	22.5	0	-15.81	4.875	1.5	8.18
Auvent1	-239.44	29.37	0	-7.03	25	1.125	6.90
G	-490.84	112.5	0	-104.75	8.625	1.5	8.59
H	-239.44	437.5	0	-6.17	4.875	3.75	8.59
Auvent2	-239.44	29.37	0	-7.03	25	17.25	6.90
F_r (toi)	0	-	-	-	-	-	-
F_r (par)	0	-	-	-	-	-	-
			FweH=-68.14	-	6.81	12.54	3,45
			-	FweV=-140.79	9.30	2.37	8.38

Tableau IX.1: forces extérieures sens V1.

Forces intérieures : $F_{w,i} = \sum W_i \times A_{ref}$

zone	W _i	A (m ²)	Fwi _H (KN)	Fwi _V (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	-65.84	103.5	-3.26	0	0	25	3.45
E	-65.84	103.5	-3.26	0	17.25	25	3.45
F	-77.81	5.63	0	-0.44	4.875	1.5	8.18
Auvent1	-77.81	28.13	0	-2.18	1.125	25	6.9
G	-77.81	5.63	0	-0.43	8.625	1.5	8.59
H	-77.81	16.87	0	-1.31	4.875	3.75	8.59
Auvent2	-77.81	28.13	0	-2.18	17.25	25	6.90
F_r (toi)	0						
F_r (par)	0						
			Fwi_H=-6.52	-	8.63	12.5	3,45
			-	Fwi_V=-6.54	8.00	17.61	7.43

Tableau IX.2: forces intérieures sens VI.

La force résultante:

	Action horizontale	Action verticale	Coordonnées du point d'application		
			x	y	Z
F_{w,e}	-68.14	0	6.81	12.54	3.45
F_{w,e}	0	-140.79	9.30	2.37	8.38
F_{w,i}	-6.52	0	8.63	12.5	3.45
F_{w,i}	0	-6.54	8.00	17.61	7.43
F_{fr(p.v)}	0	0	-	-	-
F_{fr(toiture)}	0	0	-	-	-
Résultante Fw	-74.66	0	6.98	12.54	3.45
Résultante Fw	0	-147.33	9.24	3.04	8.34

Tableau IX.3: la force Fw résultante cas VI

➤ Calcul du moment de renversement :

$$M_r = F_{WeH} \times 5.86 + F_{wev} \times (9.11-6.76) = 61.86 \times 5.86 + 206.02 \times 2.35 = 846.65 \text{ KN.m}$$

$M_r=846.65\text{KN.m}$

➤ **Calcul du moment stabilisant :**

$$M_s = w \times 17.25$$

Avec :

$W \approx 332.30 \text{ KN}$: Poids approximatif totale du bâtiment.

$$M_s = 332.30 \times 17.25 = 5732.175 \text{ KN.m}$$

$M_r < M_s$: La stabilité longitudinale est vérifiée.

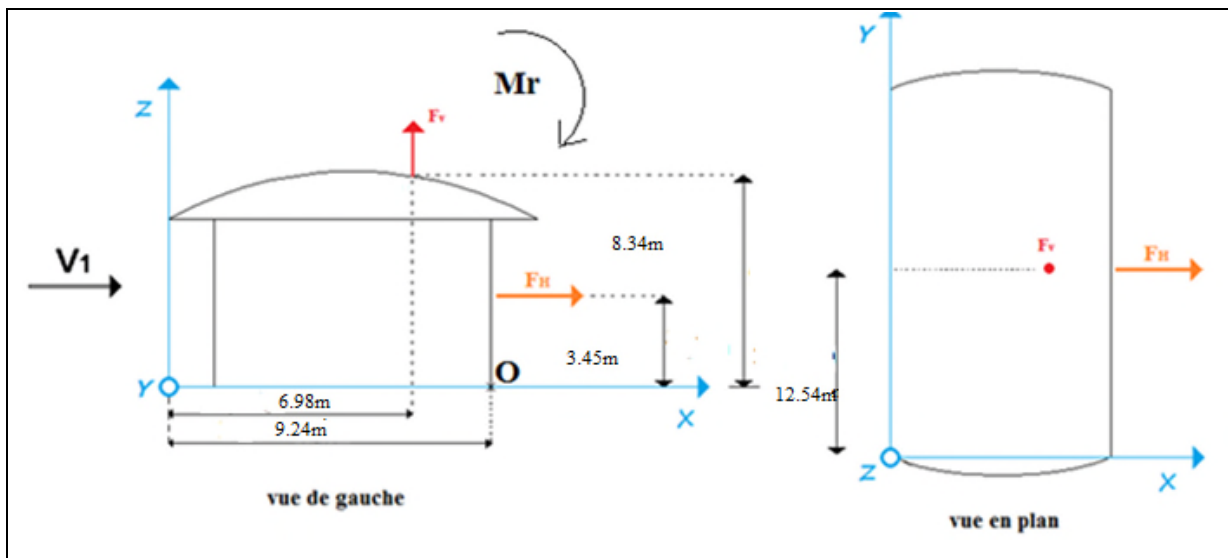


Figure IX.1 : Résultantes des forces horizontale et verticale sur la façade principale avec dépression intérieure.

b) Vent perpendiculaire au pignon sens V3 :

Forces extérieures : $F_{we} = C_d \times \sum W_e \times A_{ref}$

zone	W_e	A (m ²)	FweH (KN)	FweV (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	478.87	103.5	49.56	0	0	25	3.45
E	-179.58	103.5	-18.58	0	17.25	25	3.45
F₁	-1101.40	5.63	0	-6.20	4.875	1.5	8.18
F₂	-1101.40	5.63	0	-6.20	12.375	1.5	8.18
Auvent1	-239.44	28.13	0	-6.74	1.125	25	6.9
G₁	-778.17	5.63	0	-4.38	8.625	1.5	8.59
G₂	-778.17	5.63	0	-4.38	16.625	1.5	8.59
H₁	-365.73	16.87	0	-6.17	4.875	3.75	8.59

H₂	365.73	16.87	0	-6.17	8.625	3.75	8.59
I₁	-305.87	79.68	0	-24.37	4.875	25	8.59
I₂	-305.87	79.68	0	-24.37	8.625	25	8.59
Auvent2	-239.44	28.13	0	-6.74	17.25	25	6.90
F_r (toi)	0						
F_r (par)	0						
			FweH=30.98	-	-10.35	25	3,45
			-	FweV=-95.72	-7.87	17.07	8.29

Tableau IX.4: Forces extérieurs V3.

Forces intérieures : $F_{w,i} = \sum W_i \times A_{ref}$

zone	W _i (N)	A (m ²)	Fwi _H (KN)	Fwi _V (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	478.87	103.5	49.46	0	0	25	3.45
E	-179.58	103.5	-18.58	0	17.25	25	3.45
F₁	-193.94	5.63	0	-1.10	4.875	1.5	8.18
F₂	-193.94	5.63	0	-1.10	12.375	1.5	8.18
Auvent1	-193.94	28.13	0	-5.46	1.125	25	6.9
G₁	-193.94	5.63	0	-1.10	8.625	1.5	8.59
G₂	-193.94	5.63	0	-1.10	16.625	1.5	8.59
H₁	-193.94	16.87	0	-3.27	4.875	3.75	8.59
H₂	-193.94	16.87	0	-3.27	8.625	3.75	8.59
I₁	-193.94	79.68	0	-15.45	4.876	25	8.59
I₂	-193.94	79.68	0	-15.45	8.625	25	8.59
Auvent2	-193.94	28.13	0	-5.46	17.25	25	6.9
F_r (toi)	0						
F_r (par)	0						
			FwiH=30.88	-	-10.37	25	3.45
			-	Fwiv=-52.76	7.58	20.40	8.40

Tableau IX.5: forces intérieurs sens V3.

La force résultante:

	Action horizontale	Action verticale	Coordonnées du point d'application		
			x	y	Z
F_{w,e}	30.98	0	10.35	25	3.45
F_{w,e}	0	-95.72	10.37	25	3.45
F_{w,i}	30.88	0	7.87	17.07	8.29
F_{w,i}	0	-52.76	7.58	20.40	8.40
F_{fr(p.v)}	0	0	-	-	-
F_{fr(toiture)}	0	0	-	-	-
Résultante Fw	61.86	0	9.11	21.04	5.86
Résultante Fw	0	-206.02	6.76	16.84	3.75

Tableau IX.6: la force Fw résultante cas V3

➤ **Calcul du moment de renversement :**

$$M_r = F_{w,eH} \times 5.86 + F_{w,eV} \times (9.11 - 6.76) = 61.86 \times 5.86 + 206.02 \times 2.35 = 846.65 \text{ KN.m}$$

$$M_r = 846.65 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul du moment stabilisant :**

$$M_s = w \times 17.25$$

Avec :

W ≈ 332.30 KN : Poids approximatif totale du bâtiment.

$$M_s = 332.30 \times 17.25 = 5732.175 \text{ KN.m}$$

 $M_r < M_s$: La stabilité longitudinale est vérifiée.

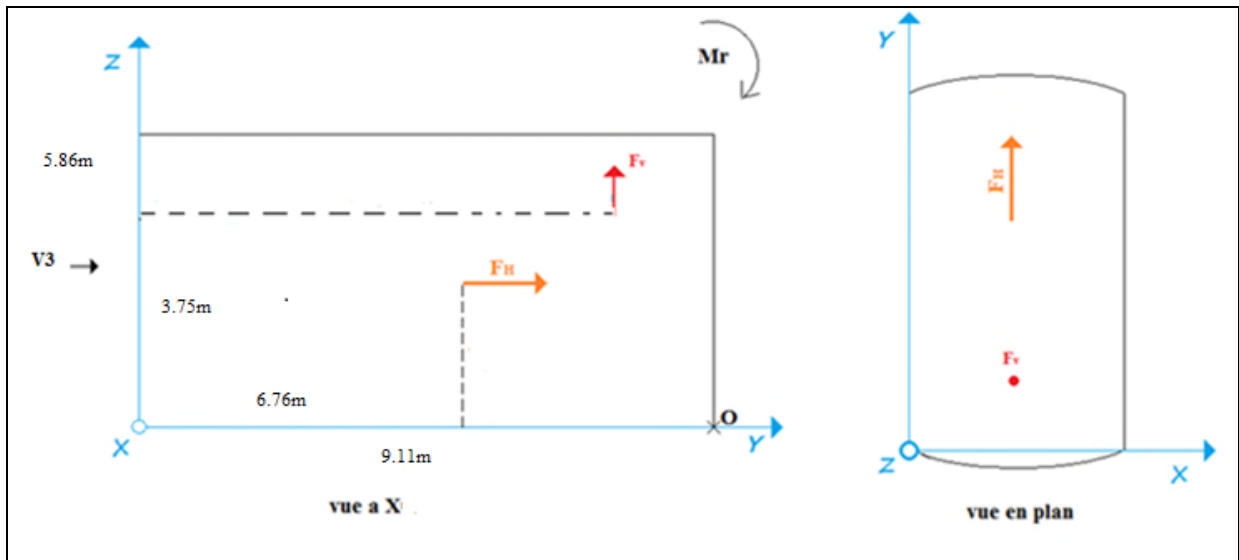


Figure IX.2 : Résultantes des forces horizontale et verticale sur la façade principale avec dépression intérieure

Tous les moments résistants (stabilisateurs) sont supérieurs aux moments renversants, donc il n’y a pas de risque au renversement et la stabilité d’ensemble est assurée.

IX.2.2 :Cas de séisme

Le moment de renversement qui peut être par l’action causé par l’action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol –fondation.

a) Réaction à la base :

Le mode	Réaction				
	F _x (KN)	F _y (KN)	F _z (KN)	M _{xx} (KN.m)	M _{yy} (KN.m)
CQC	2.71	2.71	31.89	1.8	8.05

Tableau IX.7 : Réactions à la base due aux effets sismiques.

N.B : Vu que l’effort Fz est positif, donc il ne crée aucun moment de renversement.

CQC : combinaison quadratique complète.

$$M_{R/yy} = M_{yy} = 1519,88KN.m$$

$$M_{R/xx} = M_{xx} = 913,25KN.m$$

b) Calcul des moments résistant (stabilisateurs) :

- Poids de la structure :

$$P_T = 330.50KN$$

1) Moment résistant

$$M_{ST/xx} = \sum P_i \times Y_i = P_T \times Y_G$$

$$M_{ST/yy} = \sum P_i \times X_i = P_T \times X_G$$

- $M_{st/XX} = 339.57 \times 8.650 = 2937.28 \text{KN.m}$
- $M_{st/YY} = 339.57 \times 12.5 = 4244.625 \text{KN.m}$

Cas du séisme	M_R (KN.m)		M_{st} (KN.m)		$0,8 M_{st}$ (KN.m)	
	Par rapport à l'axe x-x	Par rapport à l'axe y-y	Par rapport à l'axe x-x	Par rapport à l'axe y-y	Par rapport à l'axe x-x	Par rapport à l'axe y-y
	1972.28	1582.596	1005.152	20552.368	3604.122	1221.894

Tableau IX. 8: Vérification au renversement sous l'effet du séisme.

Tous les moments résistants (stabilisateurs) sont supérieurs aux moments renversants, donc il n'y'a pas de risque au renversement et la stabilité d'ensemble est assurée.

Conclusion :

La stabilité d'ensemble vis-à-vis du vent et du séisme respectivement est vérifiée ; donc notre construction est stable.

Conclusion général

L'étude de ce projet nous a permis d'une part de mettre en pratique les connaissances acquises durant notre cursus et de les approfondir, et d'autre part de nous familiariser avec les règlements en vigueur à savoir le RPA99 version 2003, les différents D.T.R et les Euro codes.

La complexité des calculs en génie civil fait inévitablement appel aux services d'outils numériques tels qu'**AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS**, à qui on doit un gain en temps, en précision et en fiabilité.

Au cours de notre étude, nous sommes parvenus à un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- La modélisation doit être aussi proche que possible de la réalité, afin d'approcher le comportement réel de la structure et obtenir de meilleurs résultats.
- Les systèmes de contreventement de la structure sont, la poutre auvent de pignon, les palées de stabilités.
- La stabilité de la structure est assurée par une minimisation des déplacements horizontaux ainsi qu'une stabilité de l'ensemble vis-à-vis du vent et du séisme.
- Le ferrailage de tous les éléments de notre structure est effectué dans le souci de garantir à l'ouvrage une bonne résistance, et de faciliter l'exécution des travaux au chantier tout en respectant les sections minimales imposées par le règlement.
- Vu sa bonne rigidité et son poids léger, l'acier nous offre la possibilité de concevoir des éléments de grandes portées.
- Le projet s'est fixé comme objectif la prévention de tout risque afin de garantir la sécurité des vies et des biens, qui constituent la principale règle dans le domaine du génie civil.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Règlement Neige et Vent : Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Ministère de l'habitat, 2013.
- [2] Règlement Parasismique Algérien : RPA 99/version 2003. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique, 2003.
- [3] Construction Métallique : Exemple Numérique Adaptés aux Eurocodes. *Jaques Brozzetti, Manfred A. Hirt et Rolf Bez.* Presse polytechnique et universitaire romandes, Lausanne, 1995.
- [4] Calcul des Eléments Résistants d'une Construction Métallique. *Lahlou Dahmani.* Office des publications universitaires, 2009.
- [5] Charpentes Métalliques : Conception et Dimensionnement des halles et Bâtiments. *Manfred A. Hert et Michel Crisinel.* Presse polytechnique et universitaire romandes, Lausanne, 2001.
- [6] Calcul des Structures Métalliques selon l'Eurocode 3. *Jean Morel.* Eyrolles Paris, 2008
- [7] Charges permanentes et surcharges d'exploitations. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Urbanisme et de la Construction, 1989.
- [8] Regles de Calcul des Fondation superficielles. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Equipement et de Logement, 1992.
- [9] B.A.E.L 91 : Béton Armé aux Etats Limites, troisième tirage, Eyrolles, 1997.
- [10] Calcul des Ouvrages en Béton Armé. *M. Belazougui.* Office des publications universitaires, 1986.

Annexe

Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

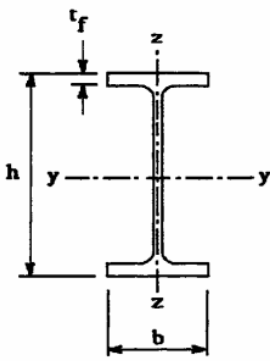
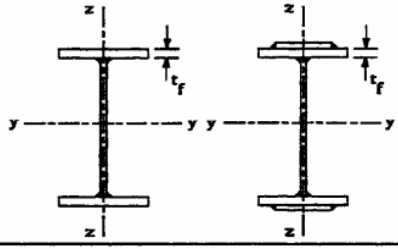

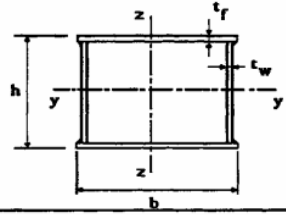

Tableau des armatures (1)

Section en cm^2 de N armatures de diamètre Φ (mm)

Valeur de χ en fonction de $\bar{\lambda}$

Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de χ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

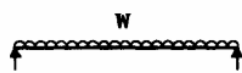

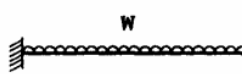


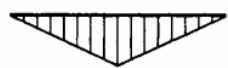
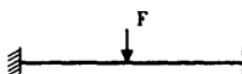

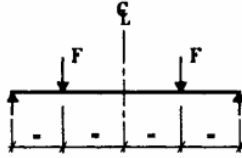

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section

Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb} *)	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{ya} *)	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

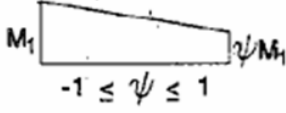
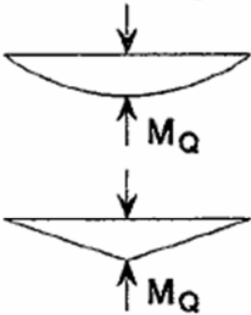
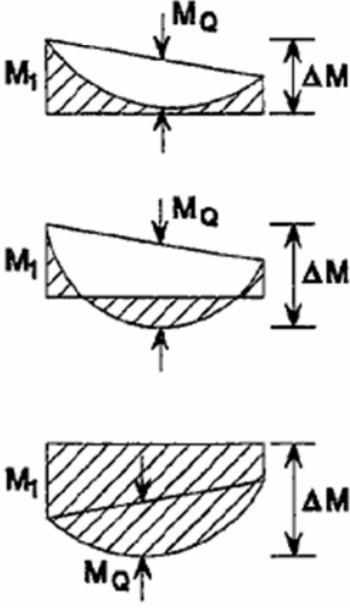
*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

Tableau F.1.2

Coefficients C_1 , C_2 et C_3 , pour différentes valeurs de k , dans le cas de charges transversales

Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

Facteurs de moment uniforme équivalent β_M

Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
<p>Moments d'extrémité</p>  <p>M_1 ψM_1 $-1 \leq \psi \leq 1$</p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan</p> 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité</p> 	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = \text{Max}M $ dû aux charges transversales seulement $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

VII. CONCLUSION

Le site choisi pour recevoir une construction d'une salle omnisport au profit de la commune de tibane Daira de la daïra de Chemini wilaya de Bejaia, implanté sur un terrain en pente moyenne, constitué d'argiles limoneuses graveleuses altérées avec passage de galets et pierres d'origine calcaire. C'est un terrain à vocation agricole.

Les essais pénétrométriques réalisés sur le terrain indiquent une certaine hétérogénéité verticale du terrain vis-à-vis de sa compacité. Nous avons remarqué l'existence de couches de sols de faible à moyenne compacité allant jusqu'à une profondeur de -7^m environ.

Du point de vue géotechnique et par rapport à la réalisation des fondations de l'ouvrage, on préconisera l'emploi de fondations superficielles.

- Le taux de travail préconisé sera de 1.6 bars à une profondeur de -1.5m par rapport à la surface du sol.
- Les caractéristiques mécaniques du sol nécessaires aux calculs des ouvrages de soutènement sont :
 $\phi = 23^\circ$ $C = 0.37 \text{ bars}$ et $\gamma_h = 19.7 \text{ kN/m}^3$.

Aussi, on conseille :

- Concevoir et réaliser d'une manière très efficace, un système de drainage des eaux superficielles ainsi que les eaux souterraines en amont des murs de soutènement.
- Procéder à la revégétalisation consciencieuse du site (arbres) afin de permettre l'évapotranspiration du sol et sa stabilité à long terme.

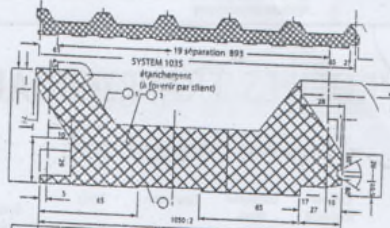
L'INGENIEUR CHARGE DE L'ETUDE

Ingénieur Charge D'études
M. DJEDJIG


LE LABORATOIRE

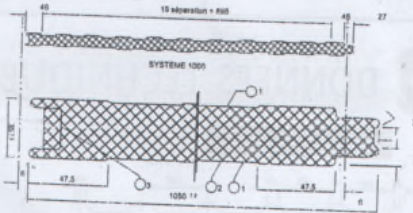


CARACTERISTIQUES TECHNIQUES DES PANNEAUX SANDWICH



1	Tôle de recouvrement liguée
2	Tôle de recouvrement profilé trapézoïdal 35/207 épaisseur 0.75 mm pour prélaqué et galvanisé
3	Mousse dure PUR sans CFC

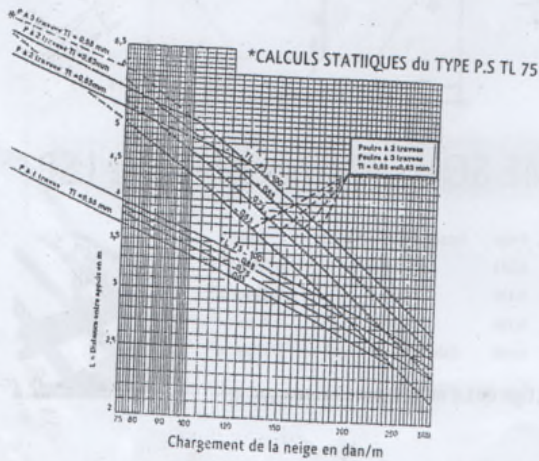
Panneau de couverture type TL 75



1	Tôle de recouvrement, épaisseur 0.55 mm en prélaqué ou en galvanisé
2	Mousse solide PUR sans CFC
3	Joint d'étanchéité 10 * 24 mm

Panneau de bardage type LL 35-60-80-100

	Longueur Maxi	Largeur Standard	Épaisseur	Poids	Résistance à la Conductibilité	Coefficient de Transmission thermique	Distance entre Traverses maxi en m
	m	mm	mm	kg/m ²	1/0 M2/Kw	K/w/m ² k	n supports de traverses
I) PANNEAUX de couverture T 75 en P-M-G	12.50	1035	75	14.20	2.32	0.40	* * *
II) PANNEAUX de bardage							
LL 35	12.50	1000	35	10.9	1.7	0.53	3.10 3.59 3.99
LL 60	12.50	1000	60	11.84	2.95	0.32	4.79 4.32 5.05
LL 80	12.50	1000	80	12.75	3.95	0.24	5.37 4.34 4.99
LL 100	12.50	1000	100	13.64	4.45	0.19	5.81 4.51 5.12
en P-M-G							



LÉGENDE:
 Nuances: -P= prélaqué - M= Mixte - G= Galvanisé
 * selon les calculs statiques.
 NB- longueur sur commande jusqu'à 12.50 m, exceptionnellement jusqu'à 14 m.
 TL: T= Trapezoïdale pour peau extérieure,
 L= linéaire pour peau intérieure.
 LL: les 2 peaux en linéaire linéaire.

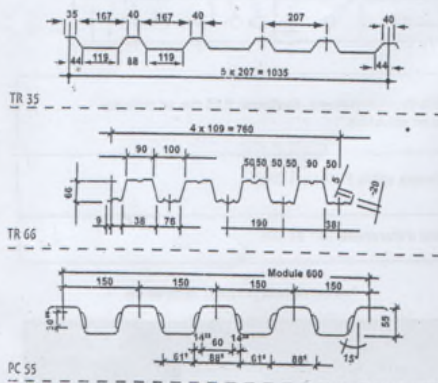
Caractéristiques techniques des tôles utilisées

	Tôle galvanisée		Tôle prélaquée	
	Intérieure	Extérieure	Intérieure	Extérieure
Panneau sandwich de bardage	0.55x1059	0.55x1059	0.55x1059	0.55x1059
Panneau sandwich de couverture	0.55x1094	0.75x1250	0.55x1094	0.75x1250
Epaisseur de la galvanisation	Selon NF EN 10326 et 10143, classification S320 GD galvanisée Z275			
Epaisseur du prélaquage	Selon NF EN 10169			
	Polyester: pour la face externe 25µm dont 5µm pour la couche primaire			
	Epoxy : 15 µm pour la face interne qui sera recouverte de mousse rigide de polyuréthane			

09 DONNEES TECHNIQUES PROFILES TRAPEZOIDAUX:

Formes de profils:

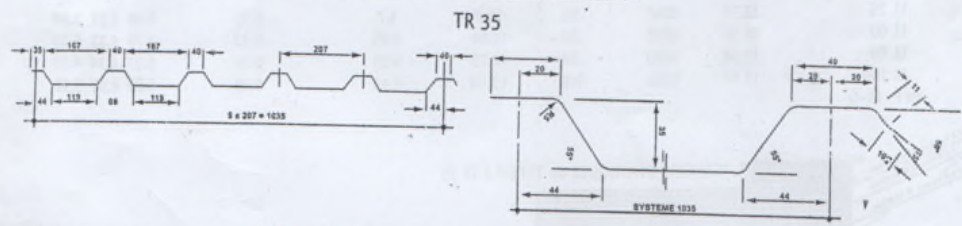
Type: TR35 - TR66 et HB - PC55.



Type	Largeur Standard mm	Longueur Maxi. m	Epaisseur mm	Poids Kg/m2	Système de revêtement
TR 35	760	6	0.55	7.5	Galvanisé et prélaqué
TR 66	760	6	0.55	7.5	Galvanisé et prélaqué
PC 55	600	6	0.55	5.10	Galvanisé

PS: TR35 mm, la fabrication en épaisseur de 0.55 mm et 0.60 mm est réalisable avec une largeur de 828 mm.

10 FORME DE PROFILE TYPE TR35



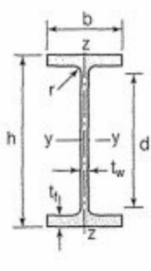
11 EXEMPLE DE SYSTEME SOUS PLAFOND Type LSP

Produit	Longueur maxi. mm	Epaisseur de la tôle mm	Poids	Système de revêtement	Nbre
Profil du panneau	6	0.4	0.371	Prélaqué	10 LSP par m ²
Profil de remplissage	6	0.4	0.112	Prélaqué	10 JR par m ²
Profil de bard	6	0.4	0.154	Prélaqué	1 JB par m ²
Rail de suspension	6	0.55	0.418	Galvanisé et prélaqué	1 RS par m ²

Accessoires de suspension: Tige filté et écrous (une tige de 1.0 m et quatre écrous par m²)

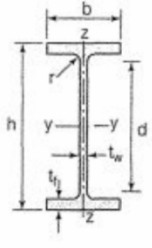


Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques

NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-205 Tolérances : NF EN 10034											
		Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion
I_x		I_x/V_x	i_x	-	-	I_y	I_y/V_y	i_y	-	-	J	
I_y		$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t	
cm ⁴		cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	
IPE (suite)	IPE 80	80,1	20,0	3,24	23,2	3,6	8,48	3,69	1,05	5,8	5,1	0,70
	IPE 100	171,0	34,2	4,07	39,4	5,1	15,91	5,78	1,24	9,1	6,7	1,20
	IPE 120	317,8	53,0	4,90	60,7	6,3	27,65	8,64	1,45	13,6	8,6	1,74
	IPE 140	541,2	77,3	5,74	88,3	7,6	44,90	12,30	1,65	19,2	10,6	2,45
	IPE 160	869,3	108,7	6,58	123,9	9,7	68,28	16,65	1,84	26,1	12,8	3,60
	IPE 180	1317,0	146,3	7,42	166,4	11,3	100,81	22,16	2,05	34,6	15,3	4,79
	IPE 200	1943,2	194,3	8,26	220,6	14,0	142,31	28,46	2,24	44,6	18,0	6,98
	IPE 220	2771,8	252,0	9,11	285,4	15,9	204,81	37,24	2,48	58,1	21,3	9,07
	IPE 240	3891,6	324,3	9,97	366,6	19,1	283,58	47,26	2,69	73,9	24,8	12,88
	IPE 270	5789,8	428,9	11,23	484,0	22,1	419,77	62,19	3,02	97,0	29,0	15,94
	IPE 300	8356,1	557,1	12,46	628,4	25,7	603,62	80,48	3,35	125,2	33,7	20,12
	IPE 330	11766,9	713,1	13,71	804,3	30,8	788,00	98,50	3,55	153,7	38,7	28,15
	IPE 360	16265,6	903,6	14,95	1019,1	35,1	1043,20	122,73	3,79	191,1	45,3	37,32
	IPE 400	23128,4	1156,4	16,55	1307,1	42,7	1317,58	146,40	3,95	229,0	51,1	51,08
	IPE 450	33742,9	1499,7	18,48	1701,8	50,8	1675,35	176,35	4,12	276,4	58,3	66,87
	IPE 500	48198,5	1927,9	20,43	2194,1	59,9	2140,90	214,09	4,30	335,9	67,2	89,29
IPE 550	67116,5	2440,6	22,35	2787,0	72,3	2666,49	253,95	4,45	400,5	76,1	123,24	
IPE 600	92083,5	3069,4	24,30	3512,4	83,8	3385,78	307,80	4,66	485,6	87,9	165,42	

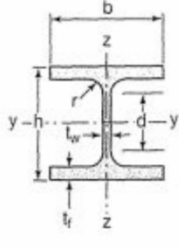
Poutrelles

MATIÈRE Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.

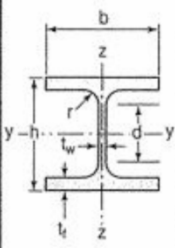
IPE		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	h ₁	P	A
		h	b	t _w	t _f	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²
IPE 80	80,0	46	3,8	5,2	5	59,6	6,0	7,6	
IPE 100	100,0	55	4,1	5,7	7	74,6	8,1	10,3	
IPE 120	120,0	64	4,4	6,3	7	93,4	10,4	13,2	
IPE 140	140,0	73	4,7	6,9	7	112,2	12,9	16,4	
IPE 160	160,0	82	5,0	7,4	9	127,2	15,8	20,1	
IPE 180	180,0	91	5,3	8,0	9	146,0	18,8	23,9	
IPE 200	200,0	100	5,6	8,5	12	159,0	22,4	28,5	
IPE 220	220,0	110	5,9	9,2	12	177,6	26,2	33,4	
IPE 240	240,0	120	6,2	9,8	15	190,4	30,7	39,1	
IPE 270	270,0	135	6,6	10,2	15	219,6	36,1	45,9	
IPE 300	300,0	150	7,1	10,7	15	248,6	42,2	53,8	
IPE 330	330,0	160	7,5	11,5	18	271,0	49,1	62,6	
IPE 360	360,0	170	8,0	12,7	18	298,6	57,1	72,7	
IPE 400	400	180	8,6	13,5	21	331,0	66,3	84,5	
IPE 450	450,0	190	9,4	14,6	21	378,8	77,6	98,8	
IPE 500	500,0	200	10,2	16,0	21	426,0	90,7	115,5	
IPE 550	550,0	210	11,1	17,2	24	467,6	105,5	134,4	
IPE 600	600,0	220	12,0	19,0	24	514,0	122,4	156,0	

Poutrelles

MATIÈRE Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.

HEA		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	h ₁	P	A
		h	b	t _w	t _f	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²
HEA 100	96	100	5,0	8	12	56	16,7	21,2	
HEA 120	114	120	5,0	8	12	74	19,9	25,3	
HEA 140	133	140	5,5	8,5	12	92	24,7	31,4	
HEA 160	152	160	6,0	9	15	104	30,4	38,8	
HEA 180	171	180	6,0	9,5	15	122	35,5	45,3	
HEA 200	190	200	6,5	10	18	134	42,3	53,8	
HEA 220	210	220	7,0	11	18	152	50,5	64,3	
HEA 240	230	240	7,5	12	21	164	60,3	76,8	
HEA 260	250	260	7,5	12,5	24	177	68,2	86,8	
HEA 280	270	280	8,0	13	24	196	76,4	97,3	
HEA 300	290	300	8,5	14	27	208	88,3	112,5	
HEA 320	310	300	9,0	15,5	27	225	97,6	124,4	
HEA 340	330	300	9,5	16,5	27	243	104,8	133,5	
HEA 360	350	300	10,0	17,5	27	261	112,1	142,8	
HEA 400	390	300	11,0	19	27	298	124,8	159,0	
HEA 450	440	300	11,5	21	27	344	139,8	178,0	
HEA 500	490	300	12,0	23	27	390	155,1	197,5	
HEA 550	540	300	12,5	24	27	438	166,2	211,8	
HEA 600	590	300	13,0	25	27	486	177,8	226,5	
HEA 650	640	300	13,5	26	27	534	189,7	241,6	
HEA 700	690	300	14,5	27	27	582	204,5	260,5	
HEA 800	790	300	15,0	28	30	674	224,4	285,8	
HEA 900	890	300	16	30	30	770	251,6	320,5	
HEA 1000	990	300	16,5	31	30	868	272,3	346,8	

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques

NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-201 Tolérances : NF EN 10034										
		Caractéristiques de calcul									
I_x		I_x/v_x	i_x	-	-	I_y	I_y/v_y	i_y	-	-	J
	I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t
	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴
HEA 100	349,2	72,8	4,06	83,0	7,6	133,8	26,8	2,51	41,1	16,9	5,24
HEA 120	606,2	106,3	4,89	119,5	8,5	230,9	38,5	3,02	58,9	20,1	5,99
HEA 140	1033,1	155,4	5,73	173,5	10,1	389,3	55,6	3,52	84,8	24,8	8,13
HEA 160	1673,0	220,1	6,57	245,1	13,2	615,5	76,9	3,98	117,6	30,1	12,19
HEA 180	2510,3	293,6	7,45	324,9	14,5	924,6	102,7	4,52	156,5	35,5	14,80
HEA 200	3692,2	388,6	8,28	429,5	18,1	1335,6	133,6	4,98	203,8	41,6	20,98
HEA 220	5409,7	515,2	9,17	568,5	20,7	1954,5	177,7	5,51	270,6	50,2	28,46
HEA 240	7763,2	675,1	10,05	744,6	25,2	2768,9	230,7	6,00	351,7	59,7	41,55
HEA 260	10455,0	836,4	10,97	919,8	28,8	3668,2	282,2	6,50	430,2	67,4	52,37
HEA 280	13673,3	1012,8	11,86	1112,2	31,7	4763,0	340,2	7,00	518,1	75,4	62,10
HEA 300	18263,5	1259,63	12,74	1383,3	37,3	6310,5	420,7	7,49	641,2	87,0	85,17
HEA 320	22928,6	1479,3	13,58	1628,1	41,1	6985,8	465,7	7,49	709,7	96,2	107,97
HEA 340	27693,1	1678,4	14,40	1850,5	45,0	7436,3	495,8	7,46	755,9	102,5	127,20
HEA 360	33089,8	1890,8	15,22	2088,5	49,0	7886,8	525,8	7,43	802,3	108,7	148,82
HEA 400	45069,4	2311,3	16,84	2561,8	57,3	8563,1	570,9	7,34	872,9	118,2	189,04
HEA 450	63721,6	2896,4	18,92	3215,9	65,8	9464,2	630,9	7,29	965,5	130,4	243,76
HEA 500	86974,8	3550,0	20,98	3948,9	74,7	10365,6	691,0	7,24	1058,5	142,7	309,27
HEA 550	111932,2	4145,6	22,99	4621,8	83,7	10817,2	721,1	7,15	1106,9	148,9	351,54
HEA 600	141208,1	4786,7	24,97	5350,4	93,2	11269,1	751,3	7,05	1155,7	155,2	397,81
HEA 650	175178,2	5474,3	26,93	6136,3	103,2	11721,3	781,4	6,96	1204,8	161,5	448,30
HEA 700	215301,4	6240,6	28,75	7031,8	117,0	12175,5	811,7	6,84	1256,7	168,0	513,89
HEA 800	303442,6	7682,1	32,58	8699,5	138,8	12634,7	842,3	6,65	1312,3	174,8	596,87
HEA 900	422075,0	9484,8	36,29	10811,0	163,3	13542,4	902,8	6,50	1414,5	187,4	736,77
HEA 1000	553846,2	11188,8	39,96	12824,4	184,6	13998,9	933,3	6,35	1469,7	193,7	822,41

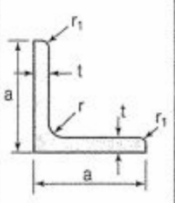
HEA
(suite)

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte														Classification EN 1993-1-1: 2005				EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z				Pure bending y-y		Pure compression								
	G	I_y	$W_{el,y}$	$W_{pl,y}$	i_y	A_z	I_z	$W_{el,z}$	$W_{pl,z}$	i_z	s_s	I_t	I_w	y_s	y_m	S235	S355	S235			
kg/m	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm x10	mm ² x10 ²	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm x10	mm	mm ⁴ x10 ⁴	mm ⁶ x10 ⁶	mm x10	mm x10							

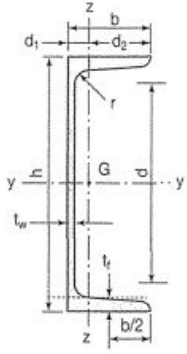
UPE 80	7,90	107	26,8	31,2	3,26	4,05	25,5	8,0	14,3	1,59	16,9	1,47	0,22	1,82	3,71	1	1	1	1	✓			
UPE 100	9,82	207	41,4	48,0	4,07	5,34	38,3	10,6	19,3	1,75	17,9	2,01	0,53	1,91	3,93	1	1	1	1	✓			
UPE 120	12,1	364	60,6	70,3	4,86	7,18	55,5	13,8	25,3	1,90	20,0	2,90	1,12	1,98	4,12	1	1	1	1	✓			
UPE 140	14,5	600	85,6	98,8	5,71	8,25	78,8	18,2	33,2	2,07	21,0	4,05	2,20	2,17	4,54	1	1	1	1	✓			
UPE 160	17,0	911	114	132	6,48	10,0	107	22,6	41,5	2,22	22,0	5,20	3,96	2,27	4,76	1	1	1	1	✓			
UPE 180	19,7	1350	150	173	7,34	11,2	144	28,6	52,3	2,39	23,0	6,99	6,81	2,47	5,19	1	1	1	1	✓			
UPE 200	22,8	1910	191	220	8,11	13,5	187	34,5	63,3	2,54	24,6	8,89	11,0	2,56	5,41	1	1	1	1	✓			
UPE 220	26,6	2680	244	281	8,90	15,8	247	42,5	78,2	2,70	26,1	12,1	17,6	2,70	5,70	1	1	1	1	✓			
UPE 240	30,2	3600	300	347	9,67	18,8	311	50,1	92,2	2,84	28,3	15,1	26,4	2,79	5,91	1	1	1	1	✓			
UPE 270	35,2	5250	389	451	10,8	22,2	401	60,7	112	2,99	29,8	19,9	43,6	2,89	6,14	1	1	1	2	✓			
UPE 300	44,4	7820	522	613	11,8	30,3	538	75,6	137	3,08	33,3	31,5	72,7	2,89	6,03	1	1	1	1	✓			
UPE 330	53,2	11010	667	792	12,7	38,8	681	89,7	156	3,17	37,5	45,2	112	2,90	6,00	1	1	1	1	✓			
UPE 360	61,2	14830	824	982	13,8	45,6	844	105	178	3,29	39,5	58,5	166	2,97	6,12	1	1	1	1	✓			
UPE 400	72,2	20980	1050	1260	15,1	56,2	1045	123	191	3,37	42,0	79,1	259	2,98	6,06	1	1	1	1	✓			

7.4 LAMINÉES MARCHANDS USUELS

d'après doc. OTUA

MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
		Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques de calcul			
Axe yy = Axe zz												
a		a	e	r	r ₁	P	A	d	I _x = I _y	I _x /d _x = I _y /d _y	i _x = i _y	
a	a	t	r	r ₁	P	A	d	I _y = I _z	W _{el,y} = W _{el,z}	i _y = i _z		
mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm ⁴	cm ³	cm		
L 20 x 20 x 3	20	20	3	4	2	0,88	1,13	0,60	0,39	0,28	0,59	
L 25 x 25 x 3	25	25	3	4	2	1,12	1,43	0,72	0,80	0,45	0,75	
L 25 x 25 x 4	25	25	4	4	2	1,46	1,86	0,76	1,01	0,58	0,74	
L 25 x 25 x 5	25	25	5	5	2,5	1,79	2,28	0,79	1,19	0,70	0,72	
L 30 x 30 x 3	30	30	3	5	2,5	1,36	1,74	0,84	1,40	0,65	0,90	
L 30 x 30 x 3,5	30	30	3,5	5	2,5	1,57	2,00	0,86	1,61	0,75	0,90	
L 30 x 30 x 4	30	30	4	5	2,5	1,78	2,27	0,88	1,80	0,85	0,89	
L 30 x 30 x 5	30	30	5	5	2,5	2,18	2,78	0,92	2,16	1,04	0,88	
L 35 x 35 x 3,5	35	35	3,5	4	2	1,84	2,34	0,99	2,66	1,06	1,06	
L 35 x 35 x 4	35	35	4	5	2,5	2,09	2,67	1,00	2,95	1,18	1,05	
L 35 x 35 x 5	35	35	5	5	2,5	2,57	3,28	1,04	3,56	1,45	1,04	
L 40 x 40 x 3	40	40	3	5	2,5	1,83	2,34	1,08	3,49	1,20	1,22	
L 40 x 40 x 4	40	40	4	6	3	2,42	3,08	1,12	4,47	1,55	1,21	
L 40 x 40 x 5	40	40	5	6	3	2,97	3,79	1,16	5,43	1,91	1,20	
L 40 x 40 x 6	40	40	6	6	3	3,52	4,48	1,20	6,31	2,26	1,19	
L 45 x 45 x 3	45	45	3	5	2,5	2,07	2,64	1,21	5,05	1,53	1,38	
L 45 x 45 x 4	45	45	4	5	2,5	2,72	3,47	1,25	6,55	2,02	1,37	
L 45 x 45 x 4,5	45	45	4,5	7	3,5	3,06	3,90	1,26	7,15	2,20	1,35	
L 45 x 45 x 5	45	45	5	7	3,5	3,38	4,30	1,28	7,84	2,43	1,35	
L 45 x 45 x 6	45	45	6	7	3,5	4,00	5,09	1,32	9,16	2,88	1,34	
L 50 x 50 x 3	50	50	3	5	2,5	2,31	2,94	1,33	7,01	1,91	1,54	
L 50 x 50 x 4	50	50	4	5	2,5	3,04	3,87	1,38	9,12	2,52	1,54	
L 50 x 50 x 5	50	50	5	7	3,5	3,77	4,80	1,40	10,96	3,05	1,51	
L 50 x 50 x 6	50	50	6	7	3,5	4,47	5,69	1,45	12,84	3,61	1,50	
L 50 x 50 x 7	50	50	7	7	3,5	5,15	6,56	1,49	14,61	4,16	1,49	
L 50 x 50 x 8	50	50	8	7	3,5	5,82	7,41	1,52	16,28	4,68	1,48	
L 55 x 55 x 6	55	55	6	7	3,5	4,94	6,29	1,57	17,40	4,43	1,66	

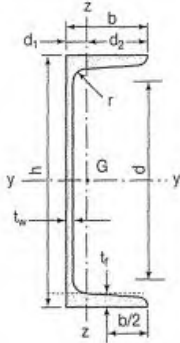
Laminées marchands usuels												
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
	Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques de calcul				
	a	a	e	r	r ₁	P	A	Axe yy = Axe zz				
	a	a	t	r	r ₁	P	A	d	I _x = I _y	I _x /d _x = I _y /d _y	i _x = i _y	
	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm ⁴	cm ³	cm	
L 60 x 60 x 4	60	60	4	5	2,5	3,66	4,67	1,63	16,11	3,68	1,86	
L 60 x 60 x 5	60	60	5	6	3	4,54	5,79	1,66	19,61	4,52	1,84	
L 60 x 60 x 6	60	60	6	8	4	5,42	6,91	1,69	22,79	5,29	1,82	
L 60 x 60 x 7	60	60	7	8	4	6,26	7,98	1,73	26,05	6,10	1,81	
L 60 x 60 x 8	60	60	8	8	4	7,09	9,03	1,77	29,15	6,89	1,80	
L x 60 x 10	60	60	10	12	6	8,76	11,15	1,83	34,26	8,21	1,75	
L 65 x 65 x 5	65	65	5	7	3,5	4,95	6,30	1,78	25,07	5,31	1,99	
L 65 x 65 x 6	65	65	6	8	4	5,89	7,51	1,81	29,36	6,26	1,98	
L 65 x 65 x 7	65	65	7	8	4	6,81	8,68	1,85	33,60	7,23	1,97	
L 65 x 65 x 8	65	65	8	8	4	7,72	9,83	1,89	37,66	8,18	1,96	
L 65 x 65 x 9	65	65	9	9	4,5	8,62	10,98	1,93	41,37	9,05	1,94	
L 70 x 70 x 5	70	70	5	6	3	5,33	6,79	1,91	31,76	6,24	2,16	
L 70 x 70 x 6	70	70	6	9	4,5	6,38	8,13	1,93	36,88	7,27	2,13	
L 70 x 70 x 7	70	70	7	9	4,5	7,38	9,40	1,97	42,30	8,41	2,12	
L 70 x 70 x 9	70	70	9	9	4,5	9,32	11,88	2,05	52,47	10,60	2,10	
L 75 x 75 x 5	75	75	5	6	3	5,72	7,29	2,04	39,37	7,20	2,32	
L 75 x 75 x 6	75	75	6	9	4,5	6,85	8,73	2,05	45,83	8,41	2,29	
L 75 x 75 x 7	75	75	7	9	4,5	7,93	10,10	2,10	52,61	9,74	2,28	
L 75 x 75 x 8	75	75	8	9	4,5	8,99	11,45	2,14	59,13	11,03	2,27	
L 75 x 75 x 10	75	75	10	10	5	11,07	14,11	2,21	71,17	13,46	2,25	
L 80 x 80 x 5	80	80	5	6	3	6,11	7,79	2,16	48,11	8,24	2,49	
L 80 x 80 x 5,5	80	80	5,5	10	5	6,75	8,60	2,14	51,52	8,80	2,45	
L 80 x 80 x 6	80	80	6	10	5	7,34	9,35	2,17	55,82	9,57	2,44	
L 80 x 80 x 6,5	80	80	6,5	10	5	7,92	10,08	2,19	60,04	10,34	2,44	
L 80 x 80 x 8	80	80	8	10	5	9,63	12,27	2,26	72,25	12,58	2,43	
L 80 x 80 x 10	80	80	10	10	5	11,86	15,11	2,34	87,50	15,45	2,41	
L 90 x 90 x 6	90	90	6	11	5,5	8,30	10,57	2,41	80,31	12,18	2,76	
L 90 x 90 x 7	90	90	7	11	5,5	9,61	12,24	2,45	92,55	14,13	2,75	
L 90 x 90 x 8	90	90	8	11	5,5	10,90	13,89	2,50	104,38	16,05	2,74	
L 90 x 90 x 9	90	90	9	11	5,5	12,18	15,52	2,54	115,83	17,93	2,73	
L 90 x 90 x 10	90	90	10	11	5,5	13,45	17,13	2,58	126,91	19,77	2,72	
L 90 x 90 x 11	90	90	11	11	5,5	14,70	18,72	2,62	137,64	21,57	2,71	
L 90 x 90 x 12	90	90	12	11	5,5	15,93	20,29	2,66	148,03	23,34	2,70	

Poutrelles												
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
UPN	 <p>Inclinaison des ailes : $h \leq 300$: 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 _z
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm
	UPN 80	80	45	6,0	8,0	8,0	4,00	47	8,7	11,0	1,45	3,05
	UPN 100	100	50	6,0	8,5	8,5	4,50	64	10,6	13,5	1,55	3,45
	UPN 120	120	55	7,0	9,0	9,0	4,50	82	13,3	17,0	1,61	3,89
	UPN 140	140	60	7,0	10,0	10,0	5,00	98	16,0	20,4	1,76	4,24
	UPN 160	160	65	7,5	10,5	10,5	5,50	116	18,9	24,0	1,84	4,66
	UPN 180	180	70	8,0	11,0	11,0	6,00	133	21,9	27,9	1,92	5,08
	UPN 200	200	75	8,5	11,5	11,5	6,50	151	25,2	32,2	2,01	5,49
	UPN 220	220	80	9,0	12,5	12,5	6,50	167	29,4	37,4	2,14	5,86
UPN 240	240	85	9,5	13,0	13,0	7,00	185	33,2	42,3	2,23	6,27	
UPN 260	260	90	10,0	14,0	14,0	7,50	201	37,9	48,3	2,36	6,64	
UPN 280	280	95	10,0	15,0	15,0	8,00	216	41,9	53,4	2,53	6,97	
UPN 300	300	100	10,0	16,0	16,0	8,00	231	46,1	58,8	2,70	7,30	

Produits sidérurgiques - formes, dimensions, caractéristiques

NORMES DE RÉFÉRENCE

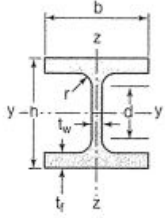
Dimensions : NF A 45-202
Tolérances : NF A 45-210



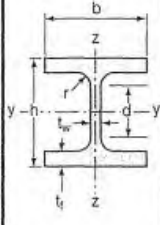
Inclinaison des ailes :
 $h \leq 300$: 8 %
 $h > 300$: 5 %

**UPN
(suite)**

Profils	Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion J
	I_x	I_x/v_x	i_x	-	-	I_y	I_y/v_y	i_y	-	J	
	I_y	$W_{el,y}$	i_y	W_{ply}	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	I_t	
	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	29,28	399,0	57,2	2,74	109,0	31,00	
UPN 300	8030	535,0	11,7	632,0	31,77	495,0	67,8	2,90	130,0	37,40	

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	
	HEB 100	100	100	6,0	10	12	56	20,4	26,0
	HEB 120	120	120	6,5	11	12	74	26,7	34,0
	HEB 140	140	140	7,0	12	12	92	33,7	43,0
	HEB 160	160	160	8,0	13	15	104	42,6	54,3
	HEB 180	180	180	8,5	14	15	122	51,2	65,3
	HEB 200	200	200	9,0	15	18	134	61,3	78,1
	HEB 220	220	220	9,5	16	18	152	71,5	91,0
	HEB 240	240	240	10,0	17	21	164	83,2	106,0
	HEB 260	260	260	10,0	17,5	24	177	93,0	118,4
	HEB 280	280	280	10,5	18	24	196	103,1	131,4
	HEB 300	300	300	11,0	19	27	208	117,0	149,1
	HEB 320	320	300	11,5	20,5	27	225	126,7	161,3
	HEB 340	340	300	12,0	21,5	27	243	134,2	170,9
	HEB 360	360	300	12,5	22,5	27	261	141,8	180,6
	HEB 400	400	300	13,5	24	27	298	155,3	197,8
	HEB 450	450	300	14,0	26	27	344	171,1	218,0
HEB 500	500	300	14,5	28	27	390	187,3	238,6	
HEB 550	550	300	15,0	29	27	438	199,4	254,1	
HEB 600	600	300	15,5	30	27	486	211,9	270,0	
HEB 650	650	300	16,0	31	27	534	224,8	286,3	
HEB 700	700	300	17,0	32	27	582	240,5	306,4	
HEB 800	800	300	17,5	33	30	674	262,3	334,2	
HEB 900	900	300	18,5	35	30	770	291,5	371,3	
HEB 1000	1000	300	19,0	36	30	868	314,0	400,0	

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
		I_x	I_x/v_x	i_x	-	-	I_y	I_y/v_y	i_y	-	-	
	I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t	
	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	
HEB 100	449,5	89,9	4,16	104,2	9,0	167,2	33,4	2,53	51,4	21,1	9,25	
HEB 120	864,4	144,1	5,04	165,2	11,0	317,4	52,9	3,06	81,0	27,6	13,84	
HEB 140	1509,2	215,6	5,93	245,4	13,1	549,5	78,5	3,58	119,8	34,9	20,06	
HEB 160	2492,0	311,5	6,78	354,0	17,6	889,0	111,1	4,05	170,0	43,4	31,24	
HEB 180	3831,1	425,7	7,66	481,4	20,2	1362,5	151,4	4,57	231,0	52,4	42,16	
HEB 200	5696,2	569,6	8,54	642,5	24,8	2002,9	200,3	5,06	305,8	62,4	59,28	
HEB 220	8091,0	735,5	9,43	827,0	27,9	2842,7	258,4	5,59	393,9	73,0	76,57	
HEB 240	11259,3	938,3	10,31	1053,1	33,2	3921,9	326,8	6,08	498,4	84,7	102,69	
HEB 260	14919,4	1147,6	11,22	1282,9	37,6	5134,0	394,9	6,58	602,2	94,4	123,78	
HEB 280	19270,3	1376,4	12,11	1534,4	41,1	6593,7	471,0	7,08	717,6	104,4	143,72	
HEB 300	25165,7	1677,7	12,99	1868,7	47,4	8562,1	570,8	7,58	870,1	118,2	185,05	
HEB 320	30823,5	1926,5	13,82	2149,2	51,8	9237,7	615,8	7,57	939,1	127,4	225,07	
HEB 340	36656,4	2156,3	14,65	2408,1	56,1	9688,5	645,9	7,53	985,7	133,7	257,20	
HEB 360	43193,5	2399,6	15,46	2683,0	60,6	10139,4	676,0	7,49	1032,5	139,9	292,45	
HEB 400	57680,5	2884,0	17,08	3231,7	70,0	10816,5	721,1	7,40	1104,0	149,5	355,75	
HEB 450	79887,6	3550,6	19,14	3982,4	79,7	11718,4	781,2	7,33	1197,7	161,7	440,48	
HEB 500	107175,8	4287,0	21,19	4814,6	89,8	12620,6	814,4	7,27	1291,6	174,0	538,44	
HEB 550	136690,9	4970,6	23,20	5590,6	100,1	13073,2	871,5	7,17	1341,1	180,3	600,33	
HEB 600	171041,1	5701,4	25,17	6425,1	110,8	13526,1	901,7	7,08	1391,1	186,6	667,18	
HEB 650	210616,1	6480,5	27,12	7319,9	122,0	13979,4	932,0	6,99	1441,4	192,9	739,20	
HEB 700	256888,4	7339,7	28,96	8327,1	137,1	14435,4	962,4	6,86	1495,0	199,5	830,94	
HEB 800	359083,6	8977,1	32,78	10228,7	161,8	14896,9	993,1	6,68	1553,1	206,3	946,02	
HEB 900	494064,7	10979,2	36,48	12584,1	188,8	15808,0	1053,9	6,53	1658,3	219,0	1137,47	
HEB 1000	644748,3	12895,0	40,15	14855,1	212,5	16267,3	1084,5	6,38	1716,3	225,3	1254,42	

HEB
(suite)