



République Algérienne Démocratique et Populaire



*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 voute*

Réalisé par :

Mr KEDJAR Abdelouhab
Mr AZROUG Faouzi

Encadré par :

Mr ATTAL.R

Membres de jury :

Iddir Abdelekader
Benyessad Djamel

Promotion 2015-2016

Remerciements

Louange à dieu, sans sa miséricorde, ce travail n'aura pas abouti.

Nous tenons à remercier notre encadreur Mr Attal pour son soutien, la confiance dont il a fait preuve à notre égard, mais aussi pour ses précieux conseils qui ont permis une bonne orientation dans la réalisation de ce modeste travail. Qu'il trouve ici nos sincères remerciements.

Nous remercions les membres de jury d'avoir accepté de consacrer leurs temps à la lecture et à la correction de ce travail.

Nous ne remercierons jamais assez nos parents et nos familles, qui nous encouragent sans cesse.

Et il est tout aussi important pour nous de remercier nos enseignants qui nous ont enrichis avec un précieux savoir qui est le meilleur héritage à l'avenir.

Ainsi qu'à toutes les personnes qui nous ont porté leurs aides et soutiens de près ou de loin.



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

A mes cher frères et sœurs sans exception

A tous mes amis qui ont été toujours présent pour moi

A toute la promo CM 2016.

Abdelouhab « Abdou »





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*

*A mes chers frères, ma sœur Kenza, ma cousine et mes
oncles*

A tous mes amis de près et de loin

A toute la promo CM 2016.

« Faouzi »



Sommaire

REMERCIEMENTS.....	I
Dédicace.....	II
Liste des figure.....	III
Liste des tableaux.....	IV
Sollicitations-Contraintes-Déformations :	V
Introduction générale	1

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage.

I.1 Introduction	3
I.2. Présentation de l'ouvrage	3
I.3. Caractéristiques de l'ouvrage	3
I.3.1. Architecture : la structure est constituée de :	3
I.3.2. Géométrie	3
I.4. Elément de l'ouvrage.....	5
I.5. Caractéristiques du sol.....	6
I.6. Matériaux utilisés	6
I.6.1. L'acier.....	6
I.6.2. Essai de contrôle des aciers	6
a. Les essais mécaniques (essais destructifs) :	6
b. Les essais métallographiques (essais non destructifs).....	6
I.6.3. Les Propriétés de l'acier doux :	7
I.6.4. Le béton	7
I.6.5. Règlements Utilisés.....	8

CHAPITRE II : Étude climatique

II.1. Introduction	9
II.2. Etude au vent.....	9
II.3. Les coefficients de calcul	10
II.3.1. Effet de la région ($q_{réf}$)	10

II.3.2. Effet de site ($K_T, Z_0, Z_{min}, \epsilon$)	10
II.3.3. Coefficient topographique (C_t).....	10
II.3.4. Coefficient dynamique (C_d)	11
II.3.5. Détermination de la pression dynamique (q_p).....	11
II.3.6. Calcul de coefficient d'exposition (C_e).....	12
II.3.6.1. Coefficient de rugosité	12
II.3.6.2. Détermination de C_r, C_e et $I_v(z)$	12
II.4. Calcul de $W(z_i)$ selon les différentes directions de vent.....	13
II.4.1. Direction du vent V_1 perpendiculaire au long pan	13
II.5. Coefficient de pression intérieure :	15
II.6. Détermination de la pression aérodynamique	17
a) Calcul des forces à l'aide des pressions de surfaces.....	18
II.7. Forces de frottements :	20
II.6.1. Force totale exercée par le vent F_w :.....	21
II.7. Direction du vent V_2 perpendiculaire au pignon.....	21
Calcul des coefficients de pression extérieure C_{pe}	21
Coefficient de pression intérieure.....	23
II.7.1. Détermination de la pression aérodynamique	23
a) Calcul des forces à l'aide des pressions de surfaces.....	23
II.8. Forces de frottements	25
e) Force totale exercée par le vent F_w	25
II.8.1. Direction du vent V_3 perpendiculaire au long pan	26
a) Calcul des coefficients de pression extérieure C_{pe}	26
b) Calcul du coefficient de pression intérieure C_{pi}	26
c) Détermination de la pression aérodynamique.....	26
d) Calcul des forces à l'aide des pressions de surfaces.....	27
II.9. Forces de frottements :	28
II.10. Force totale exercée par le vent F_w	28
II.11. Actions d'ensemble sur la structure	28
II.11.1. Vent sur long pan (sens V_1).....	28
II.11.3. Vent sur long pan (sens V_3).....	30
II.12. Etude de la neige	31

II.13. Calcul de la charge de neige sur le sol	31
II.13.2.Neige sur la toiture.....	32

CHAPITRE III : Étude des éléments secondaire

III.1. Etude de la couverture	34
III.2. Calcul du poids propre.....	34
III.3. Calcul des pannes.....	34
III.3.1. Définition :	34
III.3.2. Détermination des charges et surcharges.....	35
a) Les charges permanentes :	35
b) Surcharge d'entretien P :	35
c) Surcharge climatique due au vent :	35
d) Surcharge climatique de la neige :	36
III.4. Etude de la panne N°1	36
III.4.1 Charges et surcharges correspondantes:	36
III.4.2. Combinaisons d'actions :	36
III.4.3. Pré dimensionnement :	36
III.4.4. Dimensionnement des pannes :	37
a) Les combinaisons de calcul.....	37
b) Détermination des sollicitations.....	38
III.4.4. Vérification de la résistance des pannes :	38
a) Vérification a l'effort tranchant :	38
b) Vérification au diversement :	39
c) Les combinaisons de calcul :	41
III.4.5. Détermination des sollicitations :	41
III.4.6. Vérification de la résistance des pannes	42
a) Vérification a l'effort tranchant.....	42
b) Vérification au diversement.....	42
III.4.7. Vérification à L'ELS.....	44
a) Combinaisons de calcul.....	44
b) vérification de la flèche.....	44

III.4.8. Etude de la panne N°2 :	44
III.4.9. Combinaisons de charge les plus défavorables :	44
III.4.10. Combinaisons d'actions :	45
III.4.11. Pré dimensionnement :	46
III.4.12. Dimensionnement des pannes :	46
a) Les combinaisons de calcul :	47
b) Détermination des sollicitations :	47
III.4.13. Effort tranchant :	48
III.4.14. Vérification de la résistance des pannes :	48
a) Vérification à l'effort tranchant :	48
b) Vérification au diversement :	49
c) Condition de résistance :	50
d) Vérification à L'ELS :	51
III.5. Calcul des liernes :	51
III.6. Calcul de l'échantignolle	53
III.6.1. Introduction.....	53
III.6.2. Dimensionnement de l'échantignolle	53
III.6.3. Détermination des sollicitations :	54
a. Calcul des réactions :	54
b. Moment de renversement :	54
c. Epaisseur de l'échantignolle :	55
III.7. Calcul des fermes	55
III.7.1. Introduction.....	55
III.7.2. Détermination des forces revenantes à la ferme	56
III.7.3. Calcul des charges revenant à chaque nœud.....	56
III.7.4. Détermination des efforts dans les éléments de la ferme.....	58
III.7.5. Pré dimensionnement des éléments	59
III.7.6. Membrure supérieure :	60
III.7.6.1. Membrure inférieure :	60
III.7.6.2. Diagonale :	60
III.7.6.3. Les montants :	60
III.7.6.4. Vérification des éléments comprimés au flambement.....	61

III.7.6.5. Sections adoptes.....	62
III.7.6.6. Calcul du poids réel de la ferme :.....	63
III.8. Calcul des lisses de bardage :.....	63
III.8.1. Lisses de bardage sur le pignon	63
III.8.2. Modes de fonctionnement :.....	64
III.8.3. Données de calcul :.....	64
III.8.4. Evaluation des charges et surcharges :.....	64
a) Charges permanentes (G) :(perpendiculaire à l'âme) :.....	65
b) Surcharge climatique due au vent (v) (dans le plan de l'âme).....	65
III.8.5. Pré dimensionnement des lisses :.....	65
III.8.6. Vérification au cisaillement :.....	67
III.8.7. Vérification à l'état limite de service :.....	67
III.9. Calcul des liernes :.....	67
a) Calcul de l'effort de tractions dans le lierne la plus sollicité :.....	68
b) Calcul de la section des liernes :.....	69
III.9.1. Lisses de bardages sur le long pan :.....	69
III.9.2. Evaluation des charges et surcharges.....	70
a)Charges permanentes (G) :(perpendiculaire à l'âme) :.....	70
b) Surcharge climatique due au vent (v) (dans le plan de l'âme).....	70
c) Charges appliquées à l'ELU :.....	70
d) Charges appliquées à l'ELS :.....	71
III.9.3. Pré dimensionnement des lisses :.....	71
III.9.4. Vérification à l'état limite ultime :.....	71
III.9.5. Vérification au cisaillement :.....	72
III.9.6. Vérification à l'état limite de service :.....	72
III.10. Les potelets	73
III.10.1. Définition	73
III.10.2. Dimensionnement des potelets	73
III.10.3. Détermination de la section de potelet (calcul a L'ELS).....	74
III.10.4. Evaluation des charges.....	75
a) les charges variables (la charge de vent).....	75
b) les charges permanentes :.....	75

III.10.5. Vérification de la flexion composée	75
a) Vérification de l'effort axial.....	75
b) Vérification de l'effort tranchant.....	76
III.10.6. Vérification de la stabilité au flambement	76
a) Calcul de la longueur de flambement.....	77
b) Calcul des élancements :	77
c) calcul les élancements critique :	77
d) classe de la section :	77
e) Calcul les élancements réduits :	78
f) calcul de coefficient de réduction :	78
h) calcul l'élancement réduit $\overline{\lambda}_{LT}$:	79

CHAPITRE IV : Étude de contreventement.

IV. 1. Introduction :	82
IV.2. Effort du vent sur le pignon:	82
IV. 2.1. Calcul des efforts horizontaux :	82
IV.3. Vérification des éléments de la poutre au vent :	83
IV.3.1. Les diagonales :	83
IV.3.2. Vérification des pannes (montants de la toiture au vent) :	84
IV.3.3. Vérification de la panne intermédiaire :	84
a. Vérification au flambement:.....	85
b. Vérification au diversement :	85
c. Calcule des coefficients réducteurs.....	86
IV.4. Vérification de la panne sablière	87
IV.5. Calcul de palées de stabilité :	90

CHAPITRE V: Étude sismique.

V.1- Introduction.....	91
V.2- Paramètre de l'analyse sismique.....	91
V.2.1. Classification de la zone sismique	91

V.2.2. Groupe d'usage	91
V.2.3. Coefficient de comportement	91
V.2.4. Facteur de qualité	91
V.2.5. Coefficient de pondération	92
V.3. Modélisation.....	92
V.3.1. Concept de base de la M.E.F.....	92
V.3.2. Description de Robot Structural Analysis.....	92
V.3.3. Analyse de la structure.....	93
V.3.3.1. Type d'analyse.....	93
V.3.3.2. Méthodes de calcul.....	93
V.3.4. Les combinaisons de calcul adopté.....	93
V.4. L'utilisation de la méthode modale spectrale	94
a) Spectre de réponse de calcul	94
b) Nombre de modes de vibrations à considérer.....	96
V.5. Analyse sismique	96
a) Pourcentage de participation de masse.....	96
b) Les réponses modales de la structure.....	98
V.6. Vérification de la résultante des forces sismiques	100
V.7. Vérification des déplacements	102
V.7.1 Effet de seconde ordre	104

CHAPITRE VI : Vérification des éléments porteurs.

VI.1. Introduction.....	106
VI.2. Vérification des éléments porteurs	106
VI.2.1. A la traction	106
VI.2.2. Au flambement	106
VI.2.3. La condition de résistance	106
VI.3. Vérification des éléments de la ferme	106
VI.4. Vérification des poteaux (HEA300) :.....	112
a) Vérification a la résistance.....	113
b)Vérification de l'effort tranchant.....	113

c) Vérification de l'élément aux instabilités	113
VI.5. Vérification des contreventements	116
VI.5.1. Vérification des diagonales des contreventements horizontal : 2(60×60×6)	116
VI.5.2. Vérification des diagonales des contreventements verticaux : (70×70×9).....	117
VI.5.3. Vérification des diagonales des contreventements verticaux : 2(80×80×8).....	119
VI.6. Vérification par logiciel ROBOT 2014	121

CHAPITRE VII: Calcul des assemblages.

VII.1. Introduction	123
VII.2. Assemblage des éléments de la ferme	123
VII.2.1. Pré dimensionnement du gousset	123
VII.2.2. Pré dimensionnement de la gorge	124
VII.3. Assemblage poteau – ferme : (HEA300 – 2L (80*80*10)).....	125
VII.3.1. Disposition des boulons.....	125
a)-Vérification à la traction.....	126
b)-Vérification au cisaillement.....	127
VII.3.2 Vérification.....	127
a) à l'assemblage trop long.....	127
b) Vérification au poinçonnement.....	128
La pression diamétrale.....	128
VII.4. Assemblage des deux éléments de la ferme	128
VII.4.1. Détail d'assemblage du couvre joint	128
VII.4.2. Calcul du moment sollicitant en travée de la ferme	130
VII.4.2.1. Schéma statique équivalent.....	130
VII.4.3. Vérifications	131
a) Assemblage trop long.....	131
b) Pression diamétrale.....	131
c) Rupture de la section nette.....	131
VII.5. Assemblage des éléments de la poutre au vent	132
VII.5.1. Assemblage de la diagonale sur le gousset	132
VII.5.1.1. Vérifications supplémentaires.....	133

VII.5.2. Dimensionnement du cordon de soudure	134
La gore de soudure.....	134
Les longueurs de soudures.....	134
VII.6.Assemblage de l'échantignolle.....	135
VII.6.1. Assemblage de l'échantignolle sur la panne	135
VII.6.2. Assemblage de l'échantignolle sur la membrure supérieure.....	136
VII.7. Assemblage de palées de stabilités du long pan.....	136
VII.7.1. Assemblage gousset-nœud du portique.....	136
a) Pré dimensionnement de la gorge de soudure :.....	137
VII.7.2. Assemblage des diagonales sur le gousset au niveau du nœud de portique.....	137
a) Distribution de l'effort normale sur les boulons.....	137
b) Dimensionnement des boulons.....	138
c) Disposition géométrique.....	138
d) Vérification de l'Assemblage trop long.....	138
e) Vérification à la pression diamétrale.....	138
VII.7.3. Assemblage palée en croix de saint André.....	139
Vérification de la résistance des boulons au cisaillement.....	139
VII.8.Assemblage de palées de stabilités du pignon.....	140
VIII.1 : Assemblage gousset-nœud du portique	140
a) Pré dimensionnement de la gorge de soudure	140
VII.8.2. Assemblage des diagonales sur le gousset au niveau du nœud de portique.....	141
a) Distribution de l'effort normale sur les boulons.....	141
b) Dimensionnement des boulons.....	141
c) Disposition géométrique.....	141
d) Vérification de l'Assemblage trop long.....	142
e) Vérification à la pression diamétrale.....	142
VII.8.3. Assemblage palée en croix de saint André.....	142
VII.9. Calcul des pieds de poteaux	143
VII.9.1. Introduction	143
VII.9.2. Dimensionnement de la tige d'ancrage des poteaux.....	144
a) Vérification de la tige d'ancrage.....	145
b)Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.....	156

c) Les contraintes dans le béton.....	147
b) Les contraintes dans l'acier.....	147
VII.9.3. Dimensionnement de l'épaisseur de la platine	147
a) Vérification de la section 1-1.....	147
b) Vérification de la section 3-3.....	149
VII.10. Calcul du pied de potelet	150
VII.10.1. Vérification de la tige d'ancrage	151
a) Les contraintes dans le béton.....	152
b) Les contraintes dans l'acier.....	152
VII.10.2. Dimensionnement de l'épaisseur de la platine.....	153

CHAPITRE VIII: Étude de l'infrastructure

VIII.1. Introduction.....	155
VIII.2. Calcul des fondations	155
VIII.2.1. Détermination des sollicitations.....	155
VIII.2.2. Pré dimensionnement de la semelle de poteau.....	156
VIII.2.3. Dimensionnement de la semelle	157
VIII.2.4. Vérification des contraintes	158
VIII.2.5. Vérification de la stabilité au renversement.....	159
VIII.2.6. Vérification des contraintes	160
VIII.2.7. Vérification de la stabilité au renversement.....	161
VIII.2.8. Détermination des armatures de la semelle.....	161
a) situation accidentelle.....	162
b) Situation durable.....	163
d) Dispositions constructives.....	165
VIII.3. Calcul des longrines	167
VIII.3.1. Introduction.....	167
VIII.3.2. Pré dimensionnement.....	167
VIII.3.3. Ferrailage	167
VIII.4. Ferrailage des futs.....	169
VIII.5. Dimensionnement de la semelle de potelet.....	171

a) Calcul des armatures :	172
---------------------------------	-----

CHAPITRE IX : Vérification de la stabilité d'ensemble.

IX.1. Introduction.....	174
IX.2. Détermination des moments renversants (M_R)	174
IX.2 .1. Cas du vent	174
a) Vent perpendiculaire au long pan V_1	174
b) Vent perpendiculaire au pignon sens V_2	176
IX.2.2. Cas de séisme	179
CONCLUSION GENERALE.....	181
REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE.....	182

Liste des figures

Figure I.1 : Vue en plan de la salle de sport.	4
Figure I.2 : Vue de la façade principale.....	4
Figure I.3 : Vue sur le pignon de l'ouvrage.....	4
Figure I.4 : Panneau sandwich TL 75 P BATICOMPOS.....	5
Figure II.1 : Vent sur la façade principale et secondaire de la salle.....	9
Figure II.2 : Vent sur la façade droite de la salle.....	9
Figure II.3 : Vent sur plan de la couverture.....	10
Figure II.4 : Répartition de la pression dynamique sur la salle (H=9,45m).....	11
Figure II.5 : Vue en élévation cas de vent V_1	13
Figure II.6 : Légende pour les parois verticales sous V_1	14
Figure II.7 : Légende pour la toiture sous V_1	14
Figure II.8 : Coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture sous V_1	15
Figure II.9 : Surfaces des ouvertures sur la façade principale.....	15
Figure II.10 : Surfaces des ouvertures sur la façade latérale droite (en cm).....	16
Figure II.11 : Surfaces des ouvertures sur la façade latérale gauche (en cm).....	16
Figure II.12 : Surfaces des ouvertures sur la façade secondaire.....	17
Figure II.13 : Aire de frottement pour une toiture en forme de voute.....	20
Figure II.14 : Vue en élévation (cas de V_2).....	21
Figure II.15 : Légende pour les parois verticales sous V_2	21
Figure II.16 : Représentation des pentes.....	22
Figure II.17 : Légende pour les toitures à deux versants.....	22
Figure II.18 : Pression sur la toiture sous V_1	28
Figure II.19 : Pression sur les parois verticales sous V_1	29
Figure II.20 : Pression sur la toiture sous V_2	29
Figure II.21 : Pression sur les parois verticales sous V_2	30
Figure II.22 : Pression sur la toiture sous V_3	30
Figure II.23 : Pression sur les parois verticales sous V_3	31
Figure II.24 : Représentation du versant de la toiture.....	32
Figure II.25 : Chargement de la neige sur la toiture.....	33
Figure III.1 : Moment due à la charge d'entretien.....	35
Figure III.2 : panne N°1.....	36
Figure III.3 : Schéma statique de la panne sous chargement.....	38
Figure III.4 : panne N°2.....	45

Figure III.5 : Chargement de la panne dans les plans Y et Z	47
Figure III.6 : Disposition des liernes.	52
Figure III.7 : Echantignolle.	53
Figure III.8 : Dimensions de l'échantignolle.....	55
Figure III.9 : Schéma statique de la ferme.....	56
Figure III.10 : Surface afférente des nœuds.	57
Figure III.11 :Le modèle de la ferme sous SAP2000.	59
Figure III.12 : Double cornière sans espacement.	59
Figure III.13 : disposition des lisses	64
Figure III.14 : les schémas statiques de la lisse dans les deux plans y-y et z-z.....	65
Figure III.15 : disposition des liernes	68
Figure III.16: disposition des lisses	69
Figure III.17 : les schémas statiques de la lisse dans les deux plans y-y et z-z.	70
Figure III.18 : Disposition des potelets.	74
Figure IV.1 : Poutre au vent en pignon	82
Figure IV.2 : Sollicitation de la panne intermédiaire.	84
Figure IV.3 : Chargementde la panne sablière.	88
Figure IV.4 :Palée de stabilité long pan.	90
Figure V.1 :Modèle de l'ouvrage en 3D.....	94
Figure V.2 : Schéma du spectre de réponse suivant X-X et Y-Y.	96
Figure V.3 : Mode de déformation (1) selon xx.	98
Figure V.4 : Mode de déformation (2) selon yy.	99
Figure V.5 : Mode de déformation (3) selon zz.	100
Figure VI.1: Illustration du poteau le plus sollicité.....	112
Figure VII.1 : Détail assemblage Gousset- éléments de la ferme	124
Figure VII.2 : Longueurs des soudures	124
Figure VII.3 : Détail assemblage ferme – poteau.....	125
Figure VII.4 : assemblage des deux éléments de la ferme	129
Figure VII.5 :Détail d'assemblage des deux éléments de la ferme	129
Figure VII.6 : Schéma statique équivalent de la ferme	130
Figure VII.7 : Poutre au vent (pignon-longpan).	132
Figure VII.8 : Représentation de l'assemblage poutre au vent.....	135
Figure VII.6.Assemblage de l'échantignolle.....	135
Figure VII.9 :Vue de l'assemblage de l'échantignolle.	135

Figure VII.10 : Assemblage diagonale de palée sur gousset.....	137
Figure VII.11 : Représentation de la palée de stabilité au longpan.....	139
Figure VII.12 : Assemblage diagonale de palée sur gousset.....	141
Figure VII.13 : Représentation de la palée de stabilité au pignon.....	143
Figure VII.14 : Tige d'encrage du pied du poteau.....	144
Figure VII.15 : Dispositions constructives.....	144
Figure VII.16 :Disposition des tiges d'encrages du poteau.....	145
Figure VII.17 : Vérification de la section 1-1.....	147
Figure VII.18 : Vérification de la section 2-2.....	148
Figure VII.19 : Vérification de la section 3-3.....	149
Figure VII.20 : pied de poteau articulé.....	150
Figure VII.21 :Disposition des tiges d'encrages du potelet.....	151
Figure VIII.1: Dimension de la semelle.....	156
Figure VIII.2: Schéma de ferrailage de la semelle.....	166
Figure VIII.3: Schéma de ferrailage des longrines.....	169
Figure VIII.4 : Section du fut à ferrailer.....	169
Figure VIII.5: Schéma de ferrailage des futs.....	171
Figure VIII.6 : schéma de la semelle de potelet.....	173
Figure IX.1 : Résultantes des forces horizontale et verticale sur le longpan.....	176
Figure IX.2 : Résultantes des forces horizontale et verticale sur le pignon.....	178

Liste des tableaux

Tableau II.1 : Les valeurs de C_d pour l'atmosphère.....	11
Tableau II.2 : Les valeurs de C_d pour les parois.....	11
Tableau II.3 : Les valeurs de C_r , I_v et C_e	12
Tableau II.4 : Les valeurs de la pression dynamique.....	13
Tableau II.5 : Les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone de paroi verticale sous V_1	13
Tableau II.6 : Coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture sous V_1	15
Tableau II.7 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture sous V_1	17
Tableau II.8 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone des parois verticales sous V_1	18
Tableau II.9 : Valeurs des forces extérieures pour la toiture sous V_1	18
Tableau II.10 : Valeurs des forces extérieures pour les parois verticales sous V_1	19
Tableau II.11 : Valeurs des forces intérieures pour la toiture sous V_1	19
Tableau II.12 : Valeurs des forces intérieures pour les parois verticales sous V_1	19
Tableau II.13 : Les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone de paroi verticalesous V_2	21
Tableau II.14 : Les coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de toituresous V_2	22
Tableau II.15 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture sous V_2	23
Tableau II.16 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone des parois verticales sous V_2	23
Tableau II.17 : Valeurs des forces extérieures pour la toiture sous V_2	24
Tableau II.18 : Valeurs des forces extérieures pour les parois verticales sous V_2	24
Tableau II.19 : Valeurs des forces intérieures pour la toiture sous V_2	24
Tableau II.20 : Valeurs des forces intérieures pour les parois verticales sous V_2	25
Tableau II.21 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture sous V_3	26
Tableau II.22 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone des parois verticales sous V_3	26
Tableau II.23 : Valeurs des forces intérieures pour la toiture sous V_3	27

Tableau II.24 : Valeurs des forces intérieures pour les parois verticales sous V_3	27
Tableau III.1 : Les efforts dans les éléments de la ferme.....	58
Tableau III.2 : Vérification des éléments de la ferme au flambement.....	61
Tableau.III.3 : Les sections des éléments de la ferme choisies.....	63
Tableau III.4 : Caractéristiques de l'IPE 200.....	75
Tableau III.5: Coefficients de flambement correspondant à la section IPE 200.....	79
Tableurs IV.1 : Valeur de force (F_i).....	83
Tableau V.1 : Pénalité de vérification.....	91
Tableau V.2 : Combinaisons de calcul.....	94
Tableau V.3 : pourcentage de la participation massique.....	97
Tableau V.4 : Vérification de l'effort tranchant à la base.....	102
Tableau V.5 : Déplacement max en situation durable.....	103
Tableau V.6 : Déplacement relatif des niveaux.....	104
Tableau V.7 : Effet P- Δ suivant X-X.....	105
Tableau V.8 : Effet P- Δ suivant Y-Y.....	105
Tableau VI.1 : Vérification les éléments de la ferme.....	112
Tableau VI.2 : Les sollicitations du poteau le plus sollicité.....	113
Tableau VI.3 : les efforts dans les éléments de contreventement.....	117
Tableau VI.4 : Vérification des éléments de contreventement verticaux de lang pa..	119
Tableau VI.5 : Vérification des éléments de contreventement verticaux de pignon...	121
Tableau VI.6 : vérification de la membrure supérieure parROBOT.....	121
Tableau VI.7 vérification de la membrure inferieure.....	121
Tableau VI.8 vérification des diagonales par ROBOT.....	121
Tableau VI.9 vérification des montants par ROBOT.....	121
Tableau VI.10 vérification des montants de rive par ROBOT.....	122
Tableau VI.11 vérification des diagonales de la poutre au vent par ROBOT.....	122
Tableau VI.12 Vérification de la palée de stabilité par ROBOT.....	122
Tableau VI.13 Vérification de la palée de stabilité par ROBOT.....	122
Tableau VI.14 Vérification des poteauxpar ROBOT.....	122

Tableau VII.1 : Efforts dans les éléments de la ferme.....	123
Tableau VII.2 : Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.....	123
Tableau VII.3 : Dimension des cordons de soudure.....	125
Tableau VII.4 : Dimension des cordons de soudure.....	135
Tableau VII.5 : Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.....	136
Tableau VII.6 : Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.....	140
Tableau VIII.1: Les sollicitations à la base des poteaux HEA300.....	155
Tableau VIII. 2: Les sollicitations à la base de la semelle.....	158
Tableau VIII. 3: Vérification des contraintes dans le sol.....	159
Tableau VIII. 4 :Les sollicitations à la base de la semelle.....	160
Tableau VIII. 5: Vérification des contraintes dans le sol.....	161
Tableau VIII.6 : Les armatures des semelles.....	166
Tableau VIII.7 : récapitulationdes résultats trouvés.....	173
Tableau IX.1 : Forces extérieurs sens V_1	174
Tableau IX.2 : forces intérieurs sens V_1	175
Tableau IX.3 : la force F_w résultante cas V_1	175
Tableau IX.4 : Forces extérieurs V_2	176
Tableau IX.5 : forces intérieurs sens V_2	177
Tableau IX.6 :La force F_w résultante cas V_2	178
Tableau IX.7 : Réactions à la base due aux effets sismiques.....	179
Tableau IX.8 : Vérification au renversement sous l'effet du séisme.....	179

Sollicitations-Contraintes-Déformations

E_a	: Module d'élasticité longitudinale de l'acier (MPa).
ν	: Coefficient de poisson pour l'acier.
G	: Module d'élasticité transversale de l'acier (MPa).
F_p	: Effort de précontrainte dans un boulon (kN).
M_{sd}	: Moment sollicitant maximum (kN.m).
M_{rd}	: Moment résistant (kN.m).
M_{st}	: Moment stabilisateur
M_{cr}	: Moment critique élastique de déversement.
N_{sd}	: Effort normal due aux charges verticales (kN).
N_u	: Effort normal pondéré (kN).
N_{rd}	: Effort normal résistant (kN).
N_{pl}	: Effort normal de plastification (kN).
$W_{ply,Z}$: Module plastique de la section
$W_{ely,Z}$: Module élastique de la section.
W_{eff}	: Module élastique efficace de la section.
M_{ply}	: Moment résistant plastique de la section.
$M_{ely,Z}$: Moment résistant élastique de la section.
V_{sd}	: Effort tranchant sollicitant (kN).
V_{pl}	: Effort tranchant de plastification (kN).
V_u	: Effort tranchant de calcul ultime.
F	: Flèche d'une poutre (mm).
F_{adm}	: Flèche admissible (mm).
f_y	: Contrainte limite d'élasticité d'un acier (MPa).
f_u	: Contrainte de rupture d'une pièce (MPa).
f_{ub}	: Contrainte de rupture d'un boulon (MPa).
ξ_y	: Déformation correspondant à la contrainte limite d'élasticité (%).
ξ	: allongement relatif (déformation %).
f_{yb}	: Résistance limite d'élasticité d'un boulon (MPa).
σ	: Contrainte normale (MPa).
τ	: Contrainte tangentielle ou de cisaillement (MPa).

Caractéristiques Géométriques

A	: Section brute d'une pièce (cm ²).
A_{net}	: Section nette d'une pièce (cm ²).
A_v	: Aire de cisaillement (cm ²).
I_y	: Moment d'inertie de flexion maximal (cm ⁴).
a	: Épaisseur utile (ou gorge) d'un cordon de soudure (mm).
b	: Largeur d'une semelle d'une poutre (mm).
h	: Hauteur d'une pièce en générale (mm).
A_s	: Section d'armature de béton (cm ²).
L	: Longueur, ou portée d'une poutre(m).
L_{cr}	: Longueur critique (m).
t	: Épaisseur d'une pièce ou d'une tôle (mm).
t_f	: Épaisseur d'une semelle de poutre (mm).
t_w	: Épaisseur d'une âme de poutre (mm).
i	: Rayon de giration d'une section (mm).

- L_f : Longueur de flambement (mm).
 Φ : Diamètre d'une armature transversale.
 G : Action permanente.
 Q : Action d'exploitation.
 e : L'excentricité de l'effort normal.

Coefficients et grandeurs sans dimensions

- n : Nombre de connecteur réparti sur une longueur critique.
 P : Nombre de plans de cisaillement ou de frottement.
 n : Coefficient d'équivalence acier-béton.
 C_{pi} : Coefficient de pression intérieur.
 C_{pe} : Coefficient de pression extérieur.
 K : Coefficient de flambement.
 K_y, K_z : Coefficient de flambement-flexion.
 β_M : Facteur de moment uniforme équivalent (flambement).
 ξ : Coefficient de réduction élastique de l'acier (
 λ : Élancement de l'élément.
 K_λ : Élancement eulérien.
 $\lambda_{y,z}$: Elancement géométrique pour le mode de flambement.
 λ_{cr} : Elancement critique d'Euler.
 μ : Coefficient de frottement entre deux pièces en contact.
 χ : Coefficient de réduction de flambement.
 $\chi_{y,z}$: Coefficient de réduction pour le mode de flambement considéré.
 λ_{LT} : Elancement réduit pour le déversement.
 χ_{LT} : Coefficient de réduction pour le déversement.
 α_{LT} : Facteur d'imperfection pour le déversement.
 $\beta_{My,z}$: Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.
 β_{MLT} : Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.
 γ : Coefficient partiel de sécurité.
 Ψ_s : Coefficient de scellement relatif a une armature (psi).

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.

En termes de comparaison avec les constructions en béton armé ou précontraint les éléments régis d'une construction métallique permettent de dégager des grands espaces utiles au sol. La portée des éléments d'ossature peut atteindre plusieurs dizaines de mètres.

En outre le poids de ces éléments d'ossature, comparé à ceux d'une même structure en béton armé (ou maçonnerie) est réduit et allège considérablement les charges transmises au sol.

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 la présentation de l'ouvrage.
- Le deuxième chapitre, portera sur l'étude climatique.
- Le troisième chapitre est l'étude des éléments secondaire.
- Le quatrième chapitre, concernant le calcul de contreventement.
- Le cinquième chapitre présent une étude sismique.
- Le sixième chapitre, qui est la vérification des éléments porteurs.
- Le septième chapitre portera le calcul des assemblages.

Introduction Générale

- 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.

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 d'Adekar wilaya de Bejaia qui est classée selon le règlement parasismique algérien (**RPA99 version 2003**) comme zone moyenne sismicité **IIa**.

I.3. Caractéristiques de l'ouvrage

I.3.1. Architecture : la structure est constituée de :

-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. Géométrie : les dimensions géométriques de la salle sont :

- Longueur totale en plan 34,2m ;
- Largeur totale en plan 18,01m ;
- Longueur totale de la couverture 34,6m ;
- Largeur totale de la couverture 19,32m ;
- La hauteur totale (au milieu) 9,45m ;

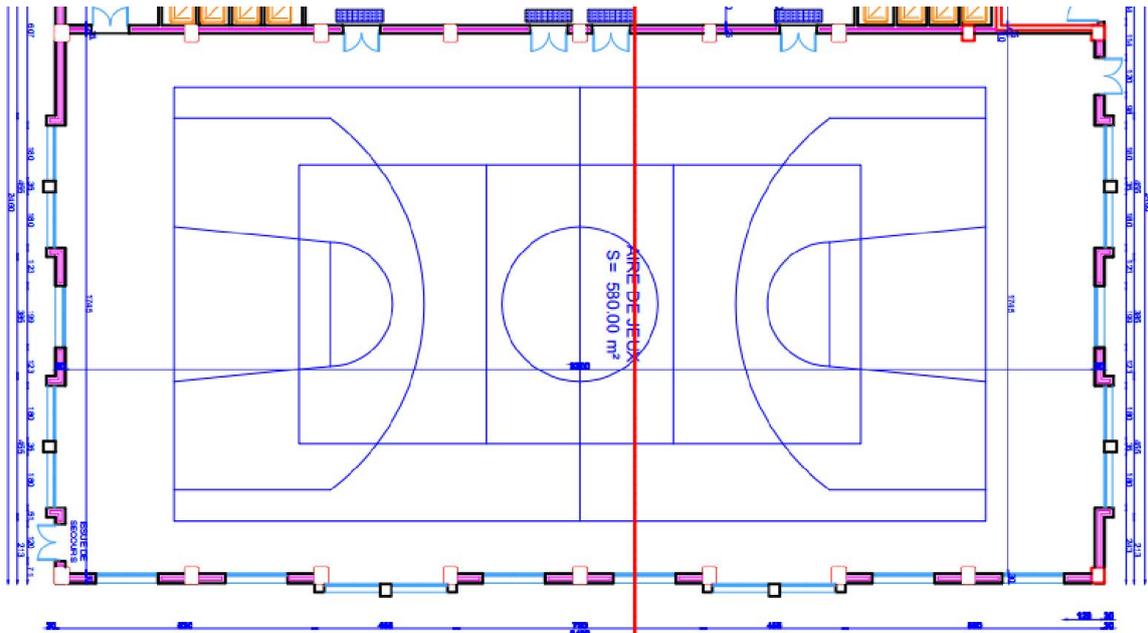


Figure I.1 : Vue en plan de la salle de sport.

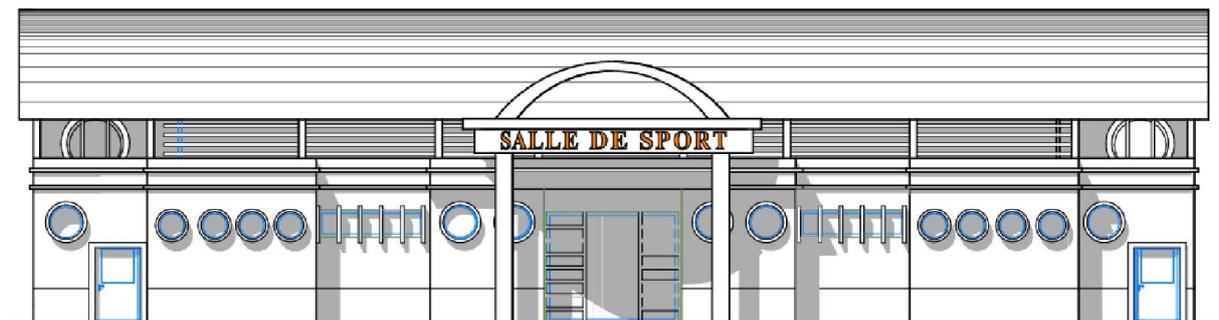


Figure I.2 : Vue de la façade principale.

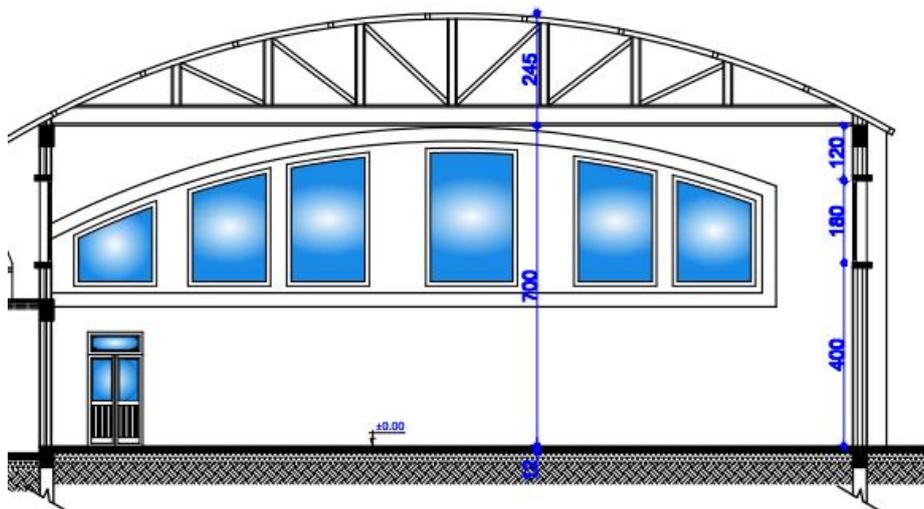


Figure I.3 : Vue sur le pignon de l'ouvrage.

I.4. Élément 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.

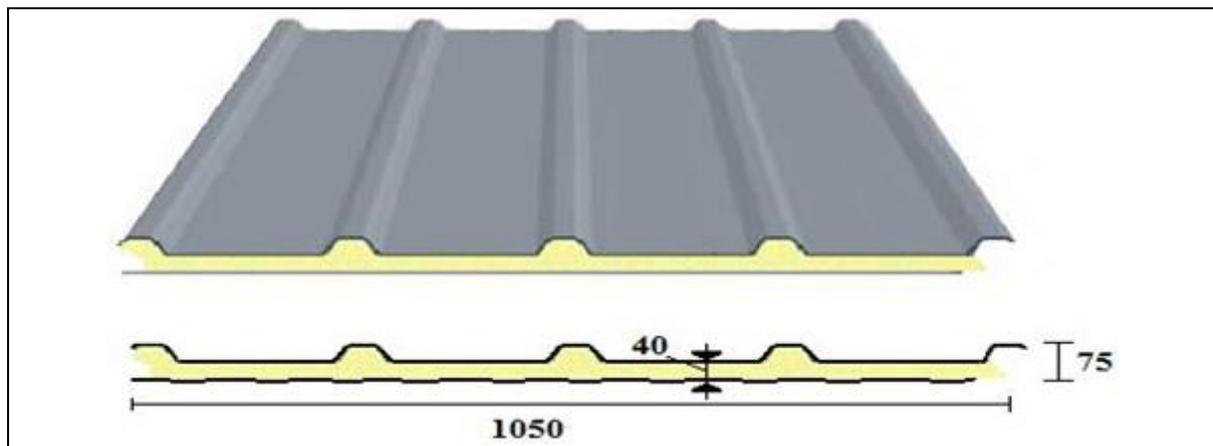


Figure I.4 : Panneau sandwich TL 75 P BATICOMPOS

- **la toiture :** En charpente métallique en sous forme d'un arc.
- **Les poteaux :** Ils sont en profilés métalliques.
- **Les 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 : $\sigma_{adm} = 1,5 \text{ bar}$
- Un système de fondation à une profondeur d'ancrage de **1,6m** par rapport à la cote du terrain naturel (voir rapport de sol).

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 est 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...).

I.6.2. 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.6.3. 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 les règlements CCM97 et l'Eurocode 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.

I.6.4. Le béton

Le béton est un matériau économique qui résiste bien à la compression. Le dosage des différents constituants du béton dépend du type de matériau recherché, déterminé par ses utilisations. En effet, ses propriétés physiques et mécaniques dépendent de sa composition et des facteurs extérieurs :

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 $\alpha = 10^{-3} / \text{C}^0$

Coefficient de retrait $\epsilon = 4 \cdot 10^{-6}$. **CBA93 Art (A.2.1.3)**

I.6.5. Règlements Utilisés

L'étude de ce projet, exige quelques règlements utilisés en Algérie :

- **RNVA 2013** : L'étude climatique se fait suivant le règlement neige et vent Algérien 2013.
- **CCMA97, Euro code 3** : L'étude et le calcul des éléments de l'ouvrage se font conformément aux CCMA97 et Eurocode 3.
- **RPA 99 V2003** : L'étude sismique se fait suivant le règlement parasismique Algérien RPA99 V2003.
- **DTR B.C.2.2** : Charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- **B.A.E.L91** : Béton armé aux états limites.

- **CBA 93** : Règles de conception et de calculs des structures en béton armé, DTR B-C 2.4, Ministère de l'habitat.

II.1. Introduction

Ce chapitre a pour but d'exposer et de déterminer les différentes sollicitations agissant sur notre structure qui sont induite par la charge de la neige, les efforts du vent, les charges d'entretiens, poids de la structure et la délitation thermique. Le règlement utilisé est le règlement neige et vent 2013, et les charges de base sont tirées du DTR Algérien.

II.2. Etude au vent

Souvent l'effet du vent sur les structures métallique est plus prépondérant, il faut une étude approfondie et bien détaillée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions. Le règlement neige et vent 2013 sert pour la détermination les différentes actions du vent sur l'ensemble de la structure.

Les pressions exercées par le vent sur les surfaces de l'ouvrage liées à de nombreux facteurs :

- La région
- site d'implantation
- La hauteur de la structure
- La forme de la toiture
- La forme géométrique de l'ouvrage.

Selon le sens du vent et l'état des ouvertures, quatre cas sont envisagés et à prendre en compte :

- ✓ Vent sur long pan (façade principale).
- ✓ Vent sur pignon.
- ✓ Vent sur long pan (façade secondaire).
- ✓ Vent sur plan de la couverture.

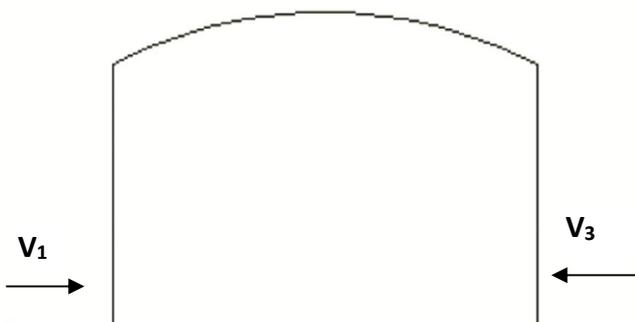


Figure. II.1 : Vent sur la façade principale et secondaire de la salle

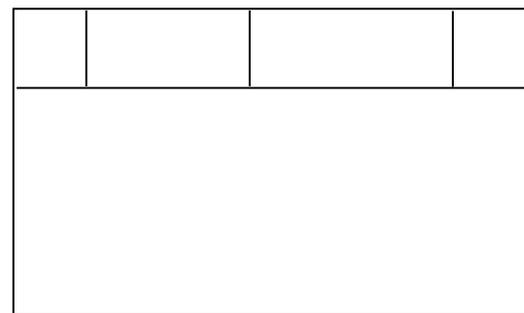


Figure. II.2 : Vent sur la façade droite de la salle



Figure. II.3 : Vent sur plan de la couverture

II.3. Les coefficients de calcul

II.3.1. Effet de la région ($q_{réf}$)

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

Pour notre bâtiment qui est une structure implanté dans une zone (I), dont la pression de référence est : $q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2$ donnée par le tableau 2.2 (chap. 2 RNV A2013).

II.3.2. Effet de site ($K_T, Z_0, Z_{min}, \varepsilon$)

Les terrains sont classés en cinq catégories de (0) a (IV), ils influent sur les couloirs d'écoulement du vent et sur l'effet venturi (intensification de la vitesse du vent dans des couloirs). La structure sera implantée dans une zone suburbaine (catégorie III).

D'où :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{le facteur du terrain} \Rightarrow K_t = 0.215 \\ \text{le parametre de rugosité} \Rightarrow Z_0 = 0.3\text{m} \\ \text{la hauteur minimale} \Rightarrow Z_{min} = 5\text{m} \\ \text{le coefficient} \Rightarrow \varepsilon = 0.61 \end{array} \right. \quad [\text{tableau 2.4 chap 2 RNV A2013}]$$

II.3.3. Coefficient topographique (C_t)

Le coefficient de topographique $C_t(z)$ prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tels que collines, les dénivellations ... etc.

La valeur de $C_t(z)$ est donnée par le paragraphe 2.4.5.2 (chap. 2 RNV A2013), d'où le coefficient topographique est : $C_t(z) = 1$

$$\Phi = \frac{H}{Lu} \left\{ \begin{array}{l} \phi \text{ est la pente du versant au vent} \\ H \text{ est la hauteur du versant (2,45m)} \\ Lu \text{ la longueur du versant au vent (50m)} \end{array} \right.$$

II.3.4. Coefficient dynamique (C_d)

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure. [chap 3 RNV A2013 Parag 3.1]. Pour notre ouvrage qui est une salle de sport, la valeur du coefficient dynamique C_d est donnée par le paragraphe 3.2 (chap 3 RNV A2013) en fonction de la structure et du sens du vent. Notre salle est de hauteur de 9,45m qui est inférieur à 15 m d'après le paragraphe (3.2 chap. 3 de RNV A2013), on prend $C_d=1$ pour toutes les directions.

a) Toiture

Tableau II.1 : Les valeurs de C_d pour la toiture

Direction du vent	h(m)	b(m)	C_d
V_1	9,45	34,6	1
V_2	9,45	19,32	1

b) Les parois

Tableau II.2 : Les valeurs de C_d pour les parois

Direction du vent	h(m)	b(m)	C_d
V_1	7	34,20	1
V_2	7	18,01	1

II.3.5. Détermination de la pression dynamique (q_p)

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

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

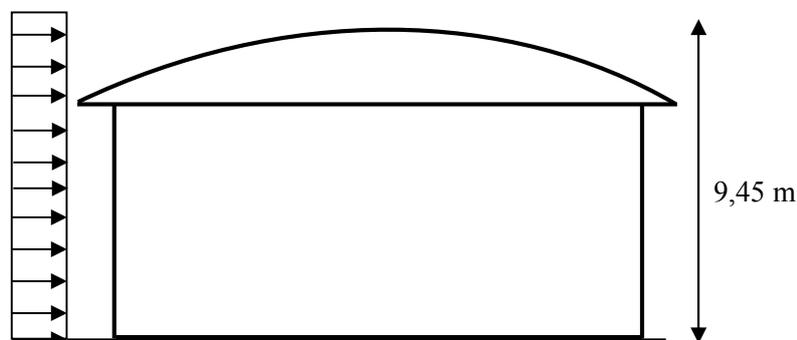


Figure II.4 : Répartition de la pression dynamique sur la salle (H=9,45m)

II.3.6. Calcul 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, en outre il tient compte de la nature turbulente du vent. [chap 2 RNV A2013 Parag 2.4.1]

$C_e(z)$ est donné par :

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7 I_v(z)] \text{ chap 2 RNV A2013 Art 2.2}$$

$$\begin{cases} I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \rightarrow \text{pour } Z_{\min} < Z \\ I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{z_0}\right)} \rightarrow \text{pour } Z \leq Z_{\min} \end{cases} \text{ chap 2 RNV A2013 Art 2.5}$$

Avec $I_v(z)$ est l'intensité de la turbulence

II.3.6.1. Coefficient de rugosité

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

$$\begin{cases} C_r(z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \rightarrow \text{pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200m \\ C_r(z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right) \rightarrow \text{pour } Z < Z_{\min} \end{cases} \text{ chap 2 RNV A2013 Art 2.3}$$

Avec :

Z_0 : le paramètre de rugosité (tableau 2.4) ;

Z_{\min} : la hauteur minimale (tableau 2.4) ;

Dans notre cas :

$$Z = 9,45m > Z_{\min} = 5m$$

II.3.6.2. Détermination de C_r , C_e et $I_v(z)$

Tableau II.3 : Les valeurs de C_r , I_v et C_e

	Z(m)	C_r	$I_v(z)$	C_e
Parois	7	0,677	0,317	1,476
Toiture	9,45	0,741	0,289	1,662

Ce tableau résume les valeurs de la pression dynamique :

Tableau II.4 : Les valeurs de la pression dynamique

	Z(m)	C _e	q _p (N/m ²)
Parois	7	1,476	553,5
Toiture	9,45	1,662	623,25

II.4. Calcul de W (z_j) selon les différentes directions de vent

II.4.1. Direction du vent V₁ perpendiculaire au long pan

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

On se réfère au paragraphe 1.1.2 du chapitre 5 à la figure(5-1) du RNVA2013 pour déterminer les différentes zones de pression, et au tableau(5-1) pour déterminer les valeurs des coefficients C_{pe}, pour chaque direction du vent considérée.

Dans notre cas on a :

b=34.20m ; d=18,01m; h=7m e=min (34,20 ; 2×7)=14me < de/5 = 2.8m

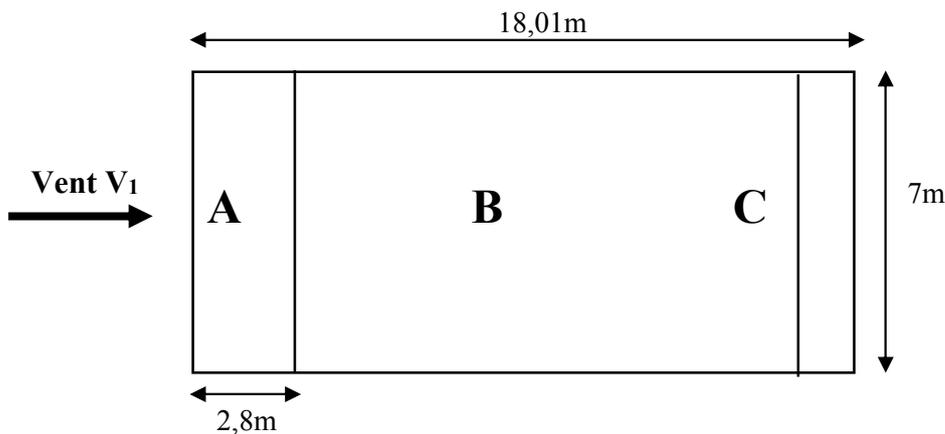


Figure II.5 : Vue en élévation cas de vent V₁.

• Pour les parois verticales

Les coefficients de pression extérieure C_{pe}, des constructions à base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée. Ils sont définis pour des surfaces chargées de 1 m² et 10 m², auxquelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement C_{pe,1} et C_{pe,10}. Les surfaces des parois sont > 10m² donc : C_{pe} = C_{pe,10} (paragraphe 1.1.2 chap. 5, du RNV A2013) Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure [II.6] :

Tableau II.5 : Les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone de paroi verticale sous V₁.

Zones	A	B	C	D	E
C _{pe}	-1	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

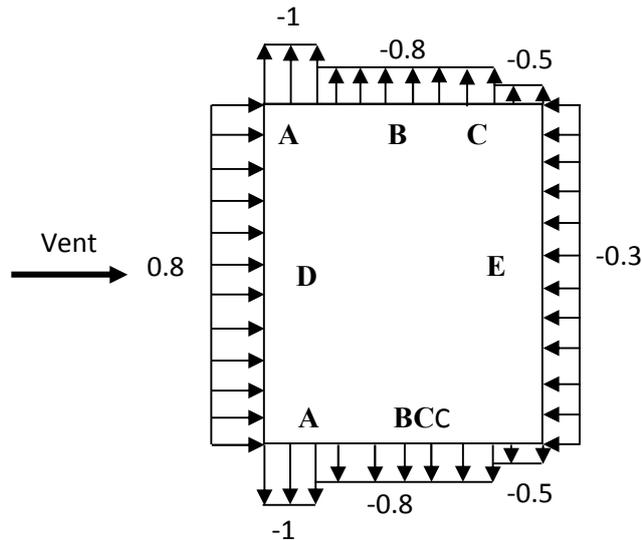


Figure II.6 : Légende pour les parois verticales sous V_1 .

- Pour la toiture :

On a une toiture sous forme d'une voute (en arc), avec l'auvent dans les deux côtés, pour déterminer les coefficients de pression, on se réfère à la figure 5.8.a et 5.8.b Chap. 5 du RNV A2013. Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure ci-dessous.

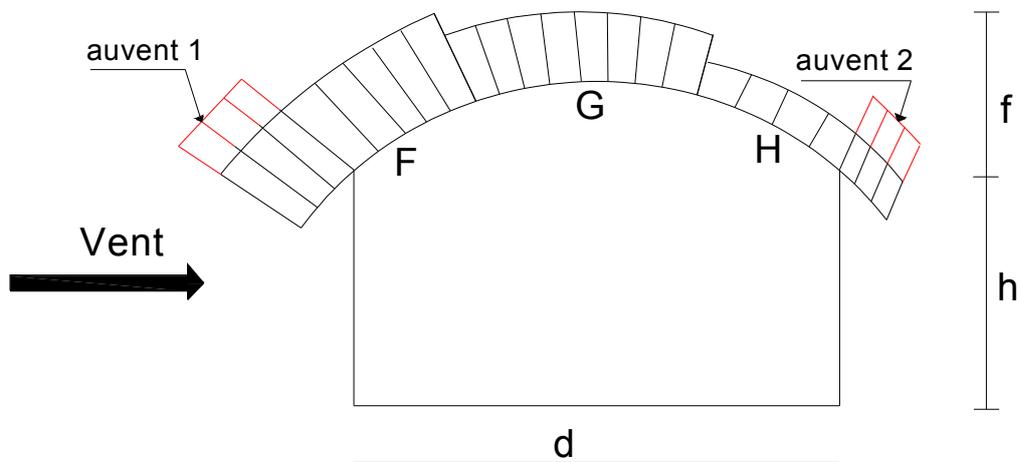


Figure II.7 : Légende pour la toiture sous V_1 .

h : hauteur de la paroi verticale ($h=7\text{m}$)

f : naissance de la voute ($f=2,45\text{m}$)

d : la largeur de la salle ($d=18\text{m}$)

$h/d=0.388; f/d=0,136$

On a $0 < h/d < 0.5$

C_{pe} , s'obtient par l'interpolation linéaire.

Tableau II.6 : Coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture sous V_1 .

Zones	Auvent 1	F	G	H	Auvent 2
C_{pe}	1,04	0,24	-0,84	-0,4	-0,7

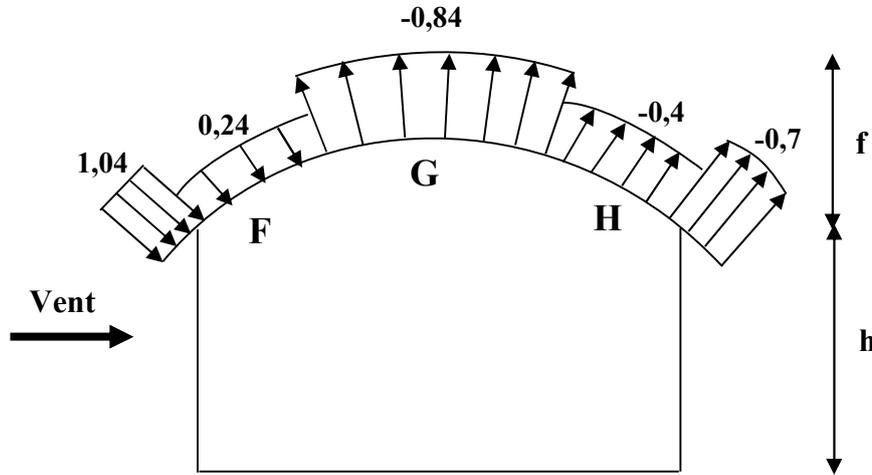


Figure II.8 : Coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture sous V_1 .

II.5. Coefficient de pression intérieure :

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} est déterminé à partir de la figure 5.14 du RNV A2013, avec (h) la hauteur de la salle de sport, (d) sa largeur et μ_p l'indice de perméabilité donné par :

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

- Calcul des surfaces :
- Façade principale :

$$S = (3,14 \times 0,90^2 \times 2) = 5,08 \text{ m}^2$$

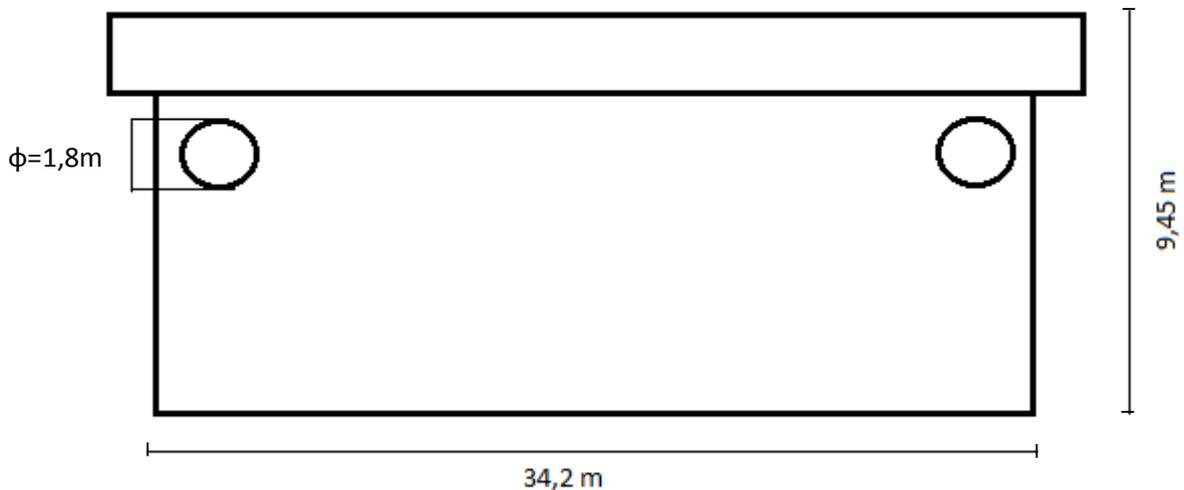


Figure II.9 : Surfaces des ouvertures sur la façade principale

- façade latérale droite

$$S = 2,048 + 3,424 + 4,144 + 4,98 + 3,96 + 3,112 + 3 = 24,668 \text{ m}^2$$

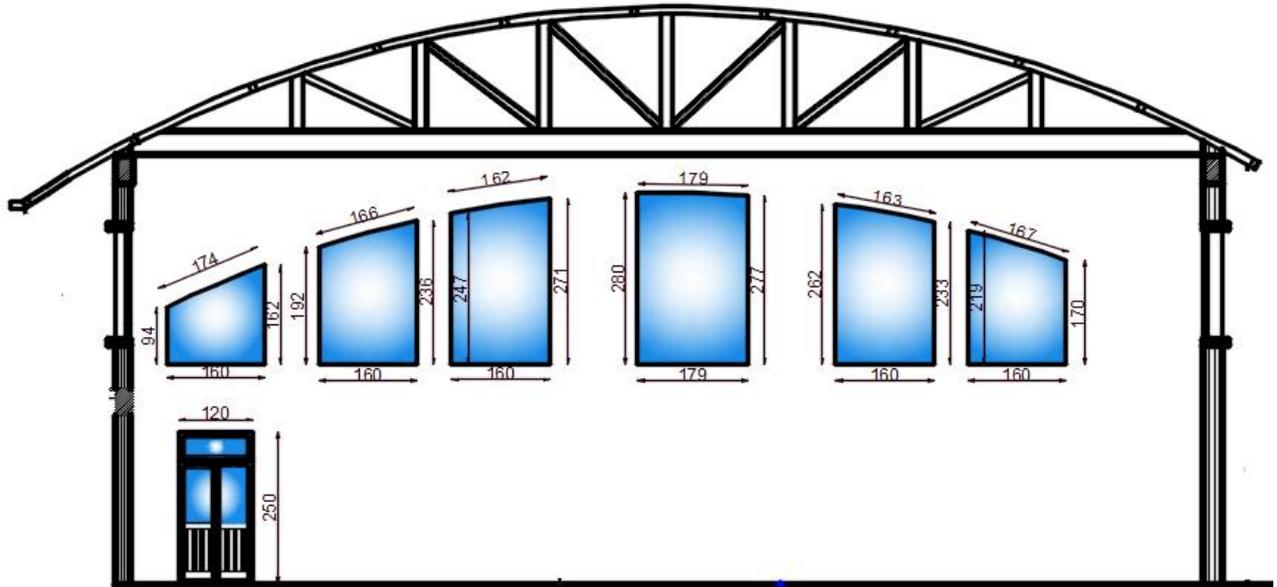


Figure II.10 : Surfaces des ouvertures sur la façade latérale droite (en cm).

- façade latérale gauche

$$S = 2,048 + 3,424 + 4,144 + 4,98 + 3,96 + 3,112 + 3 = 24,668 \text{ m}^2$$

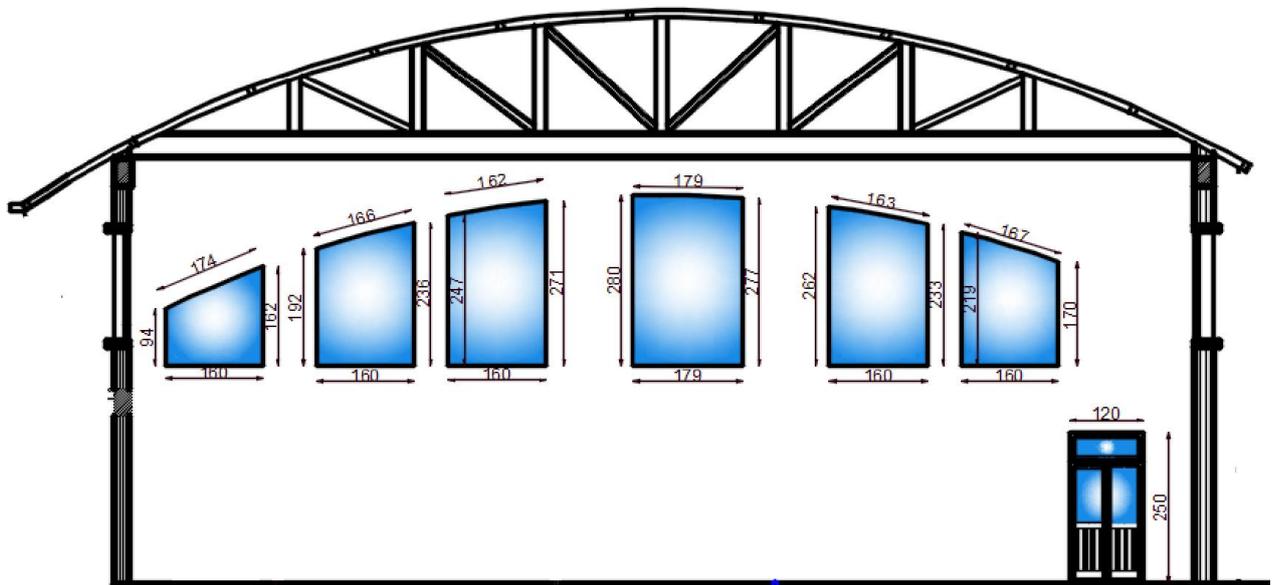


Figure II.11 : Surfaces des ouvertures sur la façade latérale gauche (en cm).

- façade secondaire

$$S = (3,14 \times 0,90^2 \times 8) = 20,34 \text{ m}^2$$

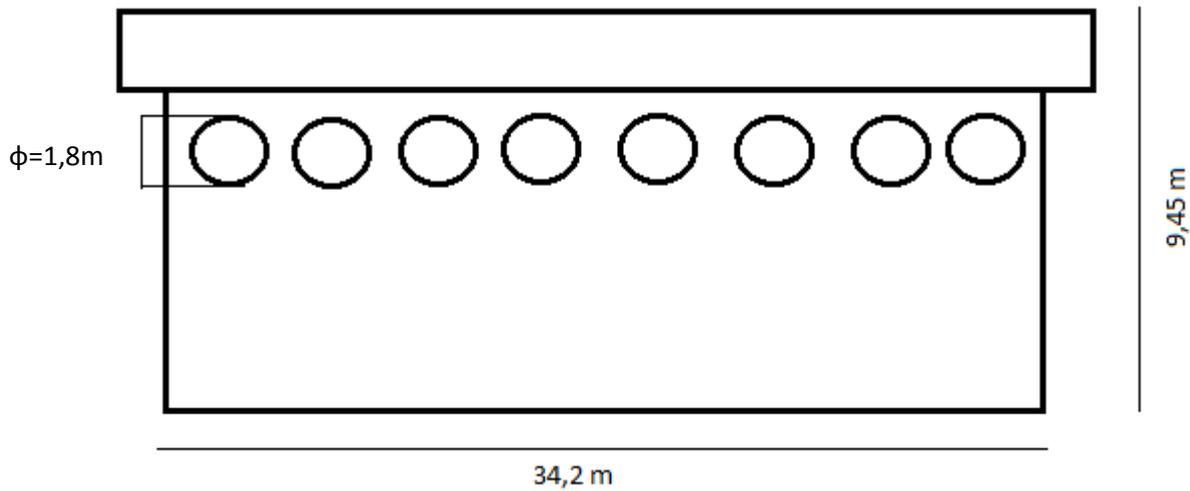


Figure II.12 : Surfaces des ouvertures sur la façade secondaire.

• Calcul de μ_p et C_{pi}

On utilisant la formule précédente (μ_p) et une interpolation linéaire suivant la figure 5.14 du RNV A2013 on trouve :

$$\mu_p = 0,93 C_{pi} = -0,36$$

II.6. Détermination de la pression aérodynamique

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

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

• La toiture

Tableau II.7 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture sous V_1 .

Zones	C_d	q_p (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W(z_j)$ (N/m ²)	q_j (N/m ²)
Auvent 1	1	623,25	+1,04	-0,36	1,4	872,55	872,55
F	1	623,25	+0,24	-0,36	0,6	373,95	373,95
G	1	623,25	-0,84	-0,36	-0,48	-299,16	-299,16
H	1	623,25	-0,4	-0,36	-0,04	-24,93	-24,93
Auvent 2	1	623,25	-0,7	-0,36	-0,34	-211,905	-211,905

• Les parois verticales

Tableau II.8 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone des parois verticales sous V_1 .

Zones	C_d	q_p (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$W(z_j)$ (N/m ²)	q_j (N/m ²)
A	1	553,5	-1	-0,36	-0,64	-354,24	-354,24
B	1	553,5	-0,8	-0,36	-0,44	-243,54	-243,54
C	1	553,5	-0,5	-0,36	-0,14	-77,49	-77,49
D	1	553,5	+0,8	-0,36	1,16	642,06	642,06
E	1	553,5	-0,3	-0,36	0,06	33,21	33,21

d) Calcul des forces à l'aide des pressions de surfaces

la force exercée par le vent F_w agissant sur une construction ou un élément de construction peut être déterminée par sommation vectorielle des forces $F_{w,e}$, $F_{w,i}$ et F_{fr} respectivement données dans le RNV A2013, paragraphe 2.6.2 :

- Forces extérieures : $F_{w,e} = C_d \times \Sigma W_e \times A_{ref}$
- Forces intérieures : $F_{w,i} = \Sigma W_i \times A_{ref}$
- Forces de frottements : $F_{fr} = C_{fr} \times q_p(z_e) \times A_{fr}$

- **Forces extérieures**

On a : $F_{w,e} = C_d \times \Sigma W_e \times A_{ref}$ avec $W_e = q_p(z_e) \times C_{pe}$

- **La toiture**

Tableau II.9 : Valeurs des forces extérieures pour la toiture sous V_1 .

Zone	C_d	W_e (N/m ²)	A_{ref} (m ²)	$W_e \times A_{ref}$ (N)
Auvent 1	1	648,18	60,55	39247,299
F	1	149,58	162,101	24247,067
G	1	-523,53	324,202	-169729,473
H	1	-249,3	162,101	-40411,779
Auvent 2	1	-436,275	23,874	-10415,629

Donc : $F_{w,e} = -157062,515$ N

- **Les parois verticales**

Tableau II.10 : Valeurs des forces extérieures pour les parois verticales sous V_1 .

Zone	C_d	$W_e(N/m^2)$	$A_{ref}(m^2)$	$W_e \times A_{ref} (N)$
A	1	-553,5	19,6	-10848,6
B	1	-442,8	78,4	-34715,52
C	1	-276,75	28	-7749
D	1	442,8	239,4	106006,32
E	1	-166,05	239,4	-39752,37

Donc : $F_{w,e} = 12940,83 \text{ N}$

- **Forces intérieures**

On a: $F_{w,i} = \Sigma W_i \times A_{ref}$ avec $W_i = q_p(z_e) \times C_{pi}$

- **La toiture**

Tableau II.11 : Valeurs des forces intérieures pour la toiture sous V_1 .

Zone	C_d	$W_i(N/m^2)$	$A_{ref}(m^2)$	$W_i \times A_{ref} (N)$
Auvent 1	1	-224,37	60,55	-13585,603
F	1	-224,37	162,101	-36370,601
G	1	-224,37	324,202	-72741,202
H	1	-224,37	162,101	-36370,601
Auvent 2	1	-224,37	23,874	-5356,609

Donc : $F_{w,e} = -164424,616 \text{ N}$

- **Les parois verticales**

Tableau II.12 : Valeurs des forces intérieures pour les parois verticales sous V_1 .

Zone	C_d	$W_i (N/m^2)$	$A_{ref}(m^2)$	$W_i \times A_{ref} (N)$
A	1	-199,26	19,6	-3905,496
B	1	-199,26	78,4	-15621,984
C	1	-199,26	28	-5579,28
D	1	-199,26	239,4	-47702,844
E	1	-199,26	239,4	-47702,844

Donc : $F_{w,e} = -120512,448 \text{ N}$

II.7. Forces de frottements :

$$\text{On a: } F_{fr} = C_{fr} \times q_p(z_e) \times A_{fr}$$

Sous V_1 , on aura des ondulations parallèles au vent d'où, $C_{fr} = 0,01$ (Chap.2, Tableau 2.8 du RNV A2013)

- **La toiture**

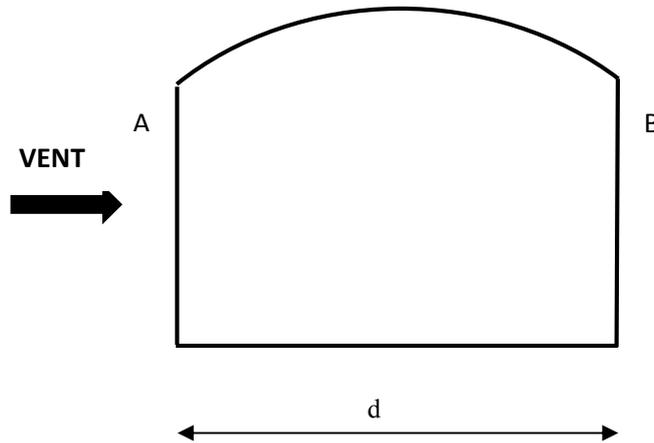


Figure II.13 : Aire de frottement pour une toiture en forme de voute.

$$q_p(z_e) = 623,25 \text{ N/m}^2$$

A_{fr} = aire de la surface extérieure parallèle au vent.

$$A_{fr} = (\text{longueur de l'arc AB}) \times d = 18,74 \times 18,01 = 337,5 \text{ m}^2 \text{ (Chap.2, Tableau 2.9 du RNV A2013)}$$

$$F_{fr} = 0,01 \times 623,25 \times 337,5$$

$$F_{fr} = 2103,5 \text{ N}$$

- **Les parois verticales :**

$$q_p(z_e) = 553,5 \text{ N/m}^2$$

$$A_{fr} = 2 \times d \times h = 2 \times 18 \times 7 = 252,14 \text{ m}^2 \text{ (Chap.2, Tableau 2.9 du RNV A2013)}$$

$$F_{fr} = 0,01 \times 553,5 \times 252$$

$$F_{fr} = 1395,8 \text{ N}$$

II.6.1. Force totale exercée par le vent F_w :

- **Toitures :**

$F_w = -319383,631 \text{ N}$

- Parois verticales :

$F_w = -106175,82 \text{ N}$

II.7. Direction du vent V_2 perpendiculaire au pignon

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

- Paroi verticale :

$b = 18,01 \text{ m}$ $d = 34,20 \text{ m}$ $h = 7 \text{ m}$ $e = \min(18 ; 2 \times 7) = 14 \text{ m}$

$e < d$ $e/5 = 2,8 \text{ m}$

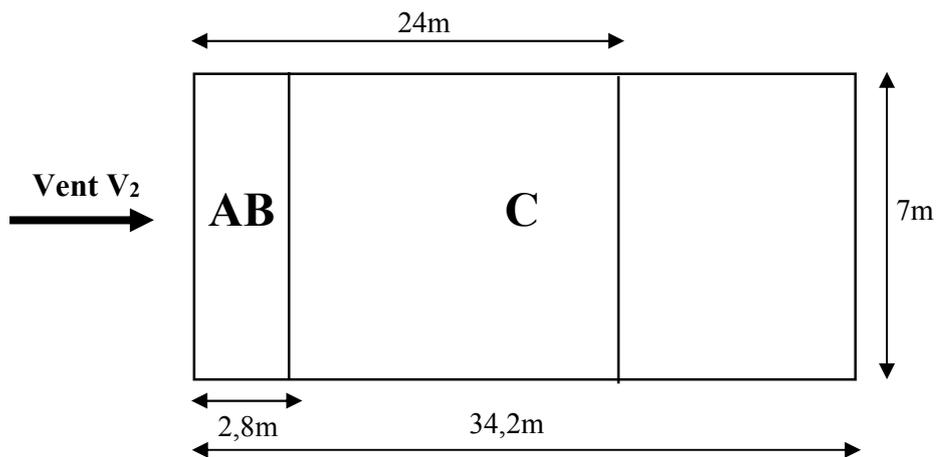


Figure II.14 : Vue en élévation (cas de V_2)

Les surfaces des parois sont $> 10 \text{ m}^2$ donc : $C_{pe} = C_{pe, 10}$ (paragraphe 1.1.2 chap. 5, du RNV A2013), les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur le tableau [II.13] :

Tableau II.13 : Les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone de paroi verticale sous V_2 .

Zones	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

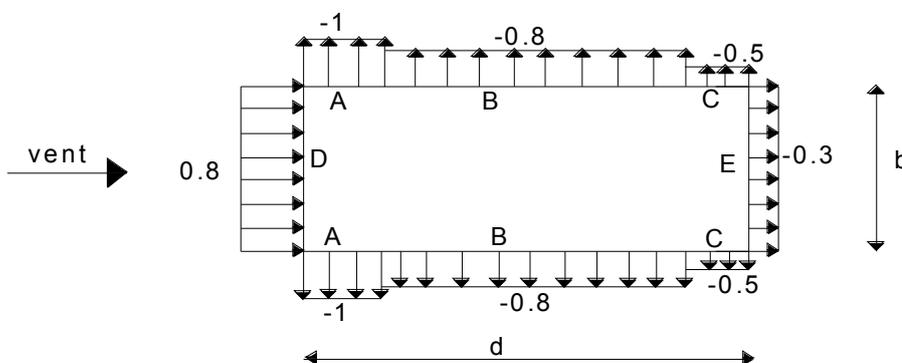


Figure II.15 : Légende pour les parois verticales sous V_2 .

• La toiture

Pour un vent parallèle au génératrice on adopte pour C_{pe} la valeur correspondant à une toiture à deux versants pour $\theta=90^\circ$, on prenant pour α (en degré) l'angle entre l'horizontale et la corde reliant la naissance de la voûte et son sommet.

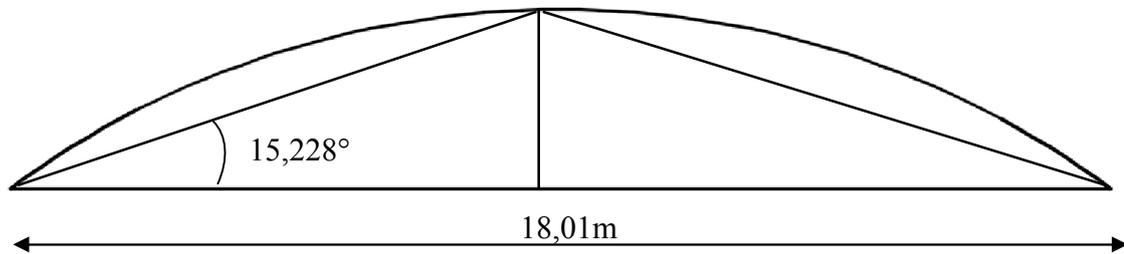


Figure II.16 : Représentation des pentes.

On a: $b = 19,32 \text{ m}$; $h = 9,45 \text{ m}$; $e = \min (b; 2h) = 18,9 \text{ m}$
 $e/2 = 9,45 \text{ m}$; $e/4 = 4,725 \text{ m}$; $e/10 = 1.89 \text{ m}$

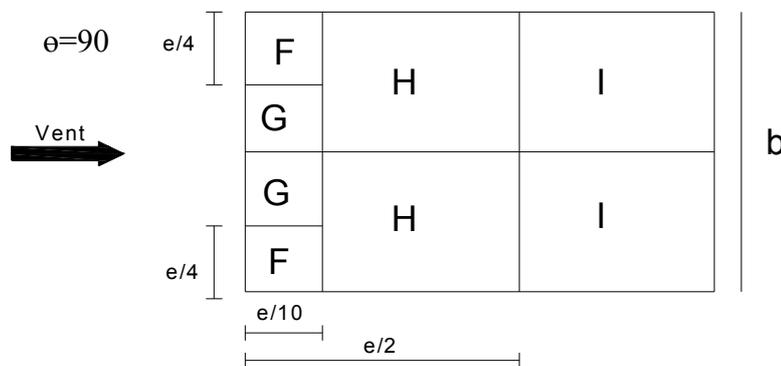


Figure II.17 : Légende pour les toitures à deux versants.

La valeur de $\alpha = 15,228^\circ$ n'existe pas dans le tableau 5.4 RNVA2013, les valeurs de C_{pe} sont obtenu par interpolation linéaire entre les valeurs correspondantes a $\alpha = 15^\circ$ et celles de $\alpha = 30^\circ$.

NB:

On a:

$$S_F = 8,93 \text{ m}^2 ; 1 \text{ m}^2 < S_F < 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \text{Log}_{10}(S_F)$$

$$S_G = 9,02 \text{ m}^2 ; 1 \text{ m}^2 < S_G < 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \text{Log}_{10}(S_G)$$

$$S_H = 71,82 \text{ m}^2 ; C_{pe} = C_{pe,10}$$

$$S_I = 238,9 \text{ m}^2 ; C_{pe} = C_{pe,10}$$

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondants à ces zones sont données dans le tableau suivant :

Tableau II.14 : Les coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture sous V_2 .

Zone	F	G	H	I
C_{pe}	-1.33	-1.33	-0.6	-0.5

b) Coefficient de pression intérieure

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} est déterminé à partir de la figure 5.14 du RNV A2013, avec (h) la hauteur de la salle de sport, (d) sa largeur et μ_p l'indice de perméabilité donné par :

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

$$\mu_p = \frac{50,088}{74,756} = 0,67 \quad C_{pi} = -0,05$$

II.7.1. Détermination de la pression aérodynamique

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

- **Toiture**

Tableau II.15 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture sous V_2 .

Zones	C_d	q_p (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W(z_j)$ (N/m ²)	q_j (N/m ²)
F	1	623,25	-1.33	-0,05	-1,28	-797,76	-797,76
G	1	623,25	-1.33	-0,05	-1,28	-797,76	-797,76
H	1	623,25	-0.6	-0,05	-0,55	-342,79	-342,79
I	1	623,25	-0.5	-0,05	-0,45	-280,46	-280,46

- **Parois verticales**

Tableau II.16 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone des parois verticales sous V_2 .

Zones	C_d	q_p (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W(z_j)$ (N/m ²)	q_j (N/m ²)
A	1	553,5	-1	-0,05	-0,95	-525,825	-525,825
B	1	553,5	-0,8	-0,05	-0,75	-415,125	-415,125
C	1	553,5	-0,5	-0,05	-0,45	-249,075	-249,075
D	1	553,5	+0,8	-0,05	0,85	470,475	470,475
E	1	553,5	-0,3	-0,05	-0,25	-138,375	-138,375

a) Calcul des forces à l'aide des pressions de surfaces

- **Forces extérieures**

On a: $F_{w,e} = C_d \times \Sigma W_e \times A_{ref}$ avec $W_e = q_p(z_e) \times C_{pe}$

- **La toiture**

Tableau II.17 : Valeurs des forces extérieures pour la toiture sous V_2 .

Zone	C_d	$W_e(N/m^2)$	$A_{ref}(m^2)$	$W_e \times A_{ref} (N)$
F	1	-828,92	8,93	-7402,26
G	1	-828,92	9,02	-7476,86
H	1	-373,95	71,82	-26857,09
I	1	-311,625	238,9	-74447,21

Donc : $F_{w,e} = -116183,42 \text{ N}$

- Les parois verticales

Tableau II.18 : Valeurs des forces extérieures pour les parois verticales sous V_2 .

Zone	C_d	$W_e(N/m^2)$	$A_{ref}(m^2)$	$W_e \times A_{ref} (N)$
A	1	-553,5	19,6	-10848,6
B	1	-442,8	78,4	-34715,52
C	1	-276,75	141,4	-39132,45
D	1	442,8	126	55792,8
E	1	-166,05	126	-20922,3

Donc : $F_{w,e} = -49826,07 \text{ N}$

II.7.3. Forces intérieures :

On a : $F_{w,i} = \sum W_i \times A_{ref}$ avec $W_i = q_p(z_e) \times C_{pi}$

• La toiture

Tableau II.19 : Valeurs des forces intérieures pour la toiture sous V_2 .

Zone	C_d	$W_i (N/m^2)$	$A_{ref}(m^2)$	$W_i \times A_{ref} (N)$
F	1	-31,16	8,93	-278,26
G	1	-31,16	9,02	-281,06
H	1	-31,16	71,82	-2237,91
I	1	-31,16	238,9	-7444,124

Donc : $F_{w,i} = -10241,354 \text{ N}$

• Les parois verticales

Tableau II.20 : Valeurs des forces intérieures pour les parois verticales sous V_2 .

Zone	C_d	W_i (N/m ²)	A_{ref} (m ²)	$W_i \times A_{ref}$ (N)
A	1	-27,675	19,6	-542,43
B	1	-27,675	78,4	-2169,72
C	1	-27,675	141,4	-3913,245
D	1	-27,675	126	-3487,05
E	1	-27,675	126	-3487,05

Donc : $F_{w,i} = -13599,5N$

II.8. Forces de frottements

On a: $F_{fr} = C_{fr} \times q_p(z_e) \times A_{fr}$

Sous V_2 , on aura des ondulations perpendiculaires au vent d'où, $C_{fr} = 0,04$ (Chap.2, Tableau 2.8 du RNV A2013)

- **La toiture**

$$A_{fr} = 18,74 \times 34,6 = 648,404 \text{ m}^2$$

$$F_{fr} = 0,04 \times 623,25 \times 648,404$$

$$F_{fr} = 16164,71 \text{ N}$$

- **Les parois verticales**

$$A_{fr} = 2 \times d \times h = 2 \times 34,2 \times 7 = 478,8 \text{ m}^2 \text{ (Chap.2, Tableau 2.9 du RNV A2013)}$$

$$F_{fr} = 0,04 \times 553,5 \times 478,8$$

$$F_{fr} = 10600,632 \text{ N}$$

e) Force totale exercée par le vent F_w

- **Toitures**

$$F_w = -110260,064 \text{ N}$$

- **Parois verticales**

$$F_w = -52824,938 \text{ N}$$

II.8.1. Direction du vent V_3 perpendiculaire au long pan

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

Pour cette direction du vent (V_3), les valeurs des coefficients de pression extérieure C_{pe} sont les mêmes valeurs par rapport au sens V_1 du vent.

b) Calcul du coefficient de pression intérieure C_{pi}

$$\mu_p = \frac{5,08 + 24,668 + 24,668}{74,756} = 0,72 \quad C_{pi} = -0,136$$

c) Détermination de la pression aérodynamique

- Toiture

Tableau II.21 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture sous V_3 .

Zones	C_d	q_p (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$W(z_j)$ (N/m ²)	q_j (N/m ²)
Auvent 1	1	623,25	+1,04	-0,136	1,176	732,94	732,94
F	1	623,25	+0,24	-0,136	0,376	234,34	234,34
G	1	623,25	-0,84	-0,136	-0,704	-438,77	-438,77
H	1	623,25	-0,4	-0,136	-0,264	-164,54	-164,54
Auvent 2	1	623,25	-0,7	-0,136	-0,564	-351,51	-351,51

- Les parois verticales

Tableau II.22 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone des parois verticales sous V_3 .

Zones	C_d	q_p (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$W(z_j)$ (N/m ²)	q_j (N/m ²)
A	1	553,5	-1	-0,136	-0,864	-478,22	-478,22
B	1	553,5	-0,8	-0,136	-0,664	-367,52	-367,52
C	1	553,5	-0,5	-0,136	-0,364	-201,47	-201,47
D	1	553,5	+0,8	-0,136	0,936	518,08	518,08
E	1	553,5	-0,3	-0,136	-0,164	-90,77	-90,77

d) Calcul des forces à l'aide des pressions de surfaces

- Forces extérieures

Les valeurs des forces extérieures du sens V_3 du vent prennent les mêmes valeurs que le sens V_1 (perpendiculaire au long pan) :

- **Toiture**

$$F_{w,e} = -157062,515 \text{ N}$$

- **Parois verticales**

$$F_{w,e} = 12940,83 \text{ N}$$

- **Forces intérieures**

On a: $F_{w,i} = \sum W_i \times A_{ref}$ avec $W_i = q_p(z_e) \times C_{pi}$

- **La toiture**

Tableau II.23 : Valeurs des forces intérieures pour la toiture sous V_3 .

Zone	C_d	W_i (N/m ²)	A_{ref} (m ²)	$W_i \times A_{ref}$ (N)
Auvent 1	1	-84,762	60,55	-5132,34
F	1	-84,762	162,101	-13740
G	1	-84,762	324,202	-27480
H	1	-84,762	162,101	-13740
Auvent 2	1	-84,762	23,874	-2023,61

Donc : $F_{w,e} = -62475,95 \text{ N}$

- **Les parois verticales**

Tableau II.24 : Valeurs des forces intérieures pour les parois verticales sous V_3 .

Zone	C_d	W_i (N/m ²)	A_{ref} (m ²)	$W_i \times A_{ref}$ (N)
A	1	-75,276	19,6	-1475,41
B	1	-75,276	78,4	-5901,64
C	1	-75,276	28	-2107,73
D	1	-75,276	239,4	-18021,07
E	1	-75,276	239,4	-18021,07

Donc : $F_{w,e} = -45526,92 \text{ N}$

II.9. Forces de frottements :

- **La toiture**

$$F_{fr} = 2102,35 \text{ N}$$

- **Les parois verticales**

$$F_{fr} = 1394,82 \text{ N}$$

II.10. Force totale exercée par le vent F_w

- **Toiture**

$$F_w = -217436,115 \text{ N}$$

- **Parois verticales**

$$F_w = -31191,27 \text{ N}$$

II.11. Actions d'ensemble sur la structure**II.11.1. Vent sur long pan (sens V_1)**

- **Toiture**

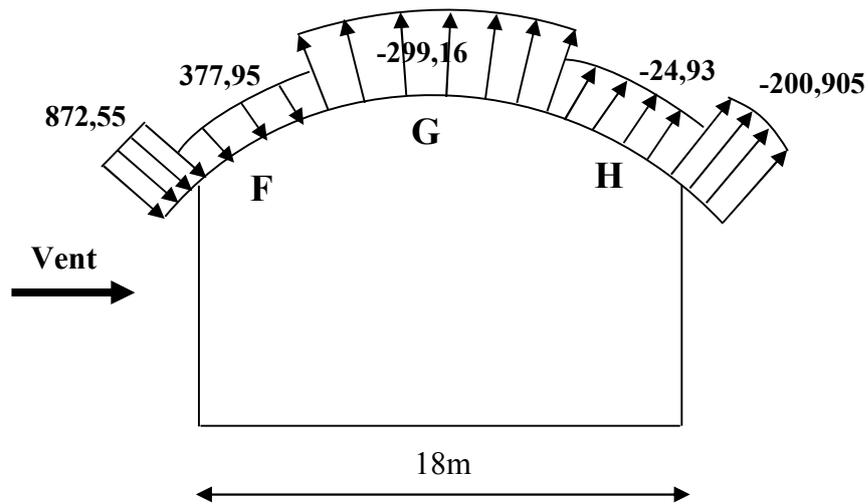


Figure II.18 : Pression sur la toiture sous V_1

- Parois verticales

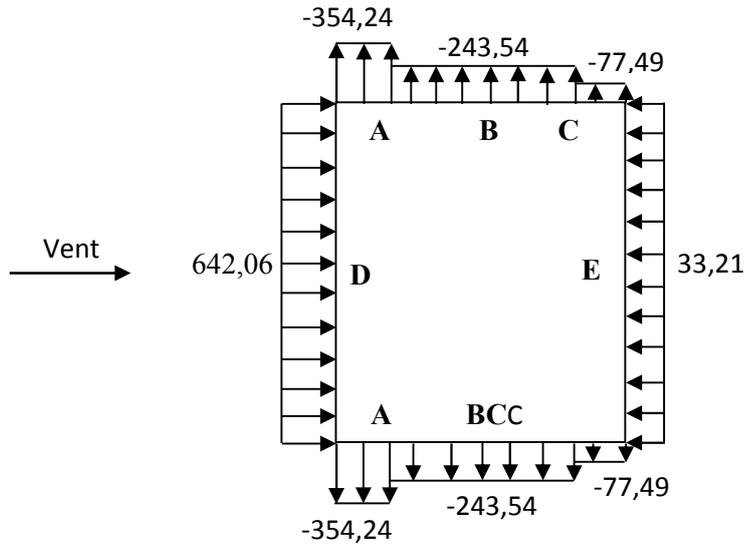


Figure II.19 : Pression sur les parois verticales sous V_1 .

II.11.2. Vent sur le pignon (sens V_2)

- Toiture

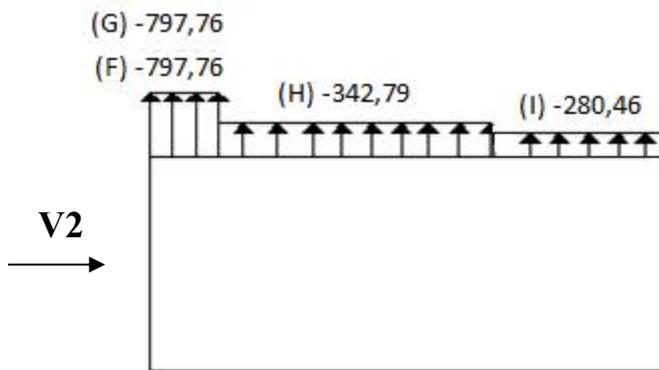


Figure II.20 : Pression sur la toiture sous V_2 .

- Les parois verticales

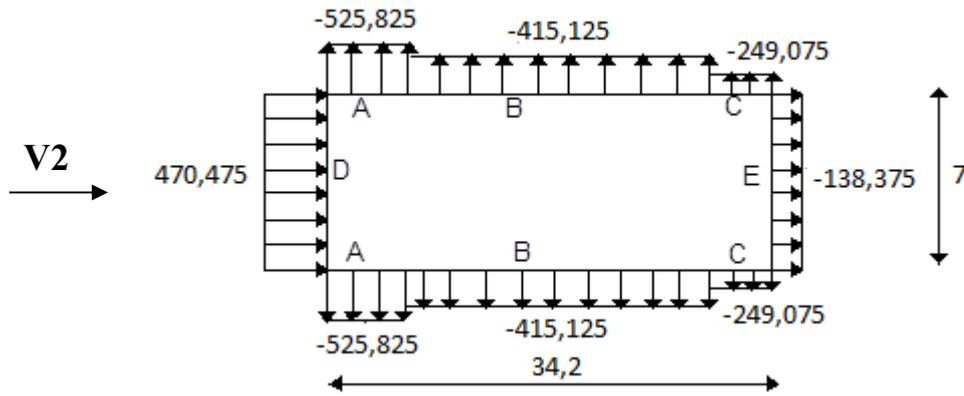


Figure II.21 : Pression sur les parois verticales sous V_2 .

II.11.3. Vent sur long pan (sens V_3)

- Toiture

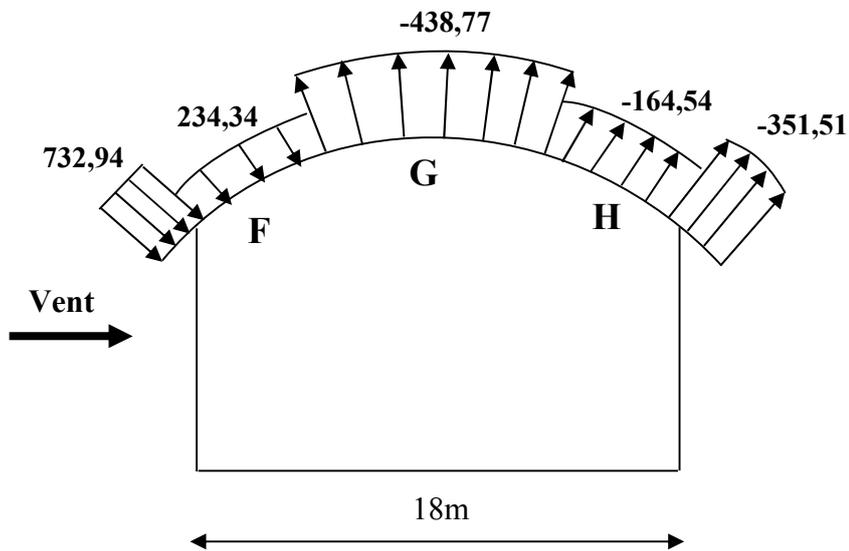


Figure II.22 : Pression sur la toiture sous V_3 .

- Les parois verticales

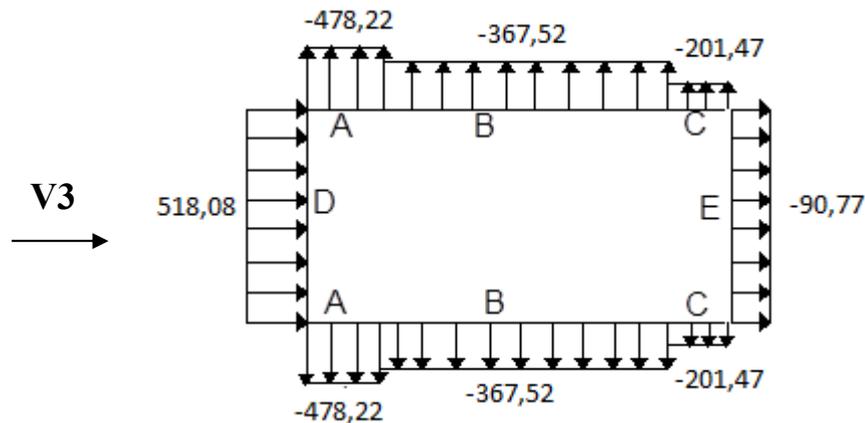


Figure II.23 : Pression sur les parois verticales sous \$V_3\$.

II.12. Etude de la neige

Le règlement RNVA2013 a pour objet de définir les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures.

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 :

$$S = \mu \times S_k \quad (\text{KN/m}^2) \quad (3.1.1 \text{ P18 RNVA2013})$$

\$S_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.

\$\mu\$: est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme et donné au paragraphe 6 RNVA2013.

II.13. Calcul de la charge de neige sur le sol

La charge de neige sur le sol \$S_k\$ définie par unité de surface est fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré.

D'après la carte de zonage de la neige en Algérie, la wilaya de Bejaia est située en A.

$$S_k = \frac{0.07 \times H + 15}{100}$$

\$H\$: l'altitude du site considéré par rapport au niveau de la mer.

Pour notre site : l'altitude \$H = 1100\$ m.

Donc \$S_k = 0.92 \text{ KN/m}^2\$.

II.13.2. Neige sur la toiture

Dans notre projet la toiture a une forme d'une voûte qui ala même pente pour les deux côtés, le calcul des coefficients de forme se fait comme suite (Paragraphe 6.3, Page 28 du RNVA 2013) :

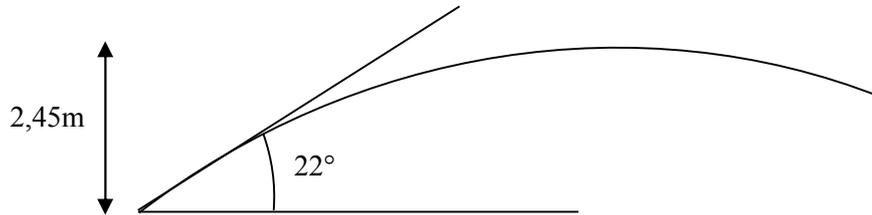


Figure II.24 : Représentation du versant de la toiture.

On a $\beta = 22^\circ < 60^\circ$

$$\mu_1 = 0,8$$

$$\mu_2 = 0,5 \mu_3$$

$$\mu_3 = 0,2 + 10 \times h / l$$

h : est la naissance de voûte (h= 2,45m)

l : est la longueur total de la toiture (l= 34,6m)

$$\mu_3 = 0,2 + 10 \times 2,45 / 34,6 = 0,91$$

$$\mu_2 = 0,5 \mu_3 = 0,5 \times 0,91$$

$$\mu_2 = 0,455$$

Donc:

$$S_1 = \mu_1 \cdot S_K = 0,736 \text{ KN/m}^2.$$

$$S_2 = \mu_2 \cdot S_K = 0,4186 \text{ KN/m}^2.$$

$$S_3 = \mu_3 \cdot S_K = 0,8372 \text{ KN/m}^2.$$

La charge de la neige à retenir est : **S = 0,8372 KN/m²**

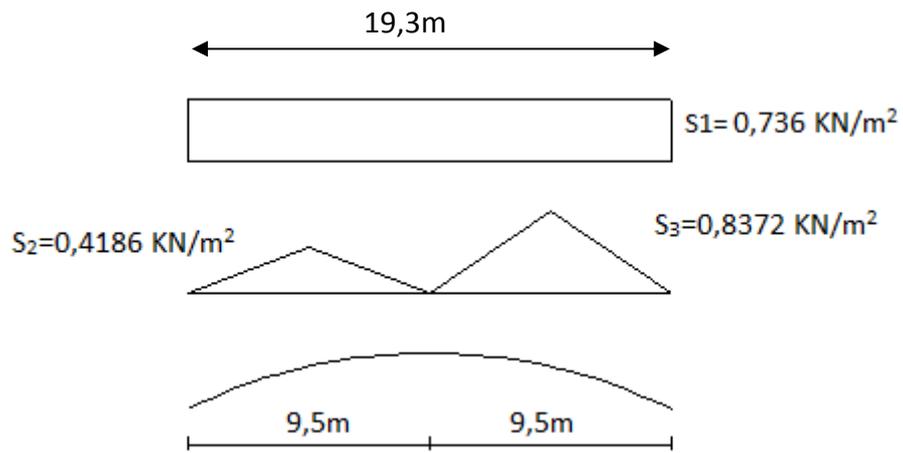


Figure II.25 : Chargement de la neige sur la toiture

III.1. Etude de la couverture

La couverture sera réalisé par des panneaux sandwich, appelé aussi panneaux double peau monoblocs, ils sont constituées :

- 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 charges descendantes :**

-la charge de la neige : $S_{max} = 0,8372 \text{ KN}/\text{m}^2$

-la charge due au vent : Toiture $W_{max} = 87,26 \text{ dN}/\text{m}^2$ (**Auvent 1**)

Parois verticales $W_{max} = 64,21 \text{ dN}/\text{m}^2$

La plus défavorable est la charge due au vent.

Soit :

- L'épaisseur de l'isolant 50mm
- L'épaisseur des tôles en acier externe =0,63mm et interne =0,5mm
- Espacement entre les pannes $\leq 2,5\text{m}$ Soit $e = 1,5\text{m}$

III.2. Calcul du poids propre

Tôles : $7850 \times (0,0005 + 0,00063) = 8,87 \text{ kg}/\text{m}^2$

Isolant : $40 \times 0,05 = 2 \text{ kg}/\text{m}^2$

III.3. Calcul des pannes

III.3.1. Définition :

Les pannes sont des poutres destinées à supporter la couverture et de transmettre les charges et surcharges appliquées sur la couverture à la traverse ou bien à la ferme. Elles sont disposées parallèlement à la ligne de faitage, et elles sont calculées en flexion déviée et en flexion simple 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. Dans notre structure, on a deux types de pannes à étudier ; une flexion simple pour la panne N°1, une flexion déviée pour la panne N° 2, le dimensionnement se fera suivant la plus défavorable, afin d'uniformiser et faciliter la réalisation.

III.3.2. Détermination des charges et surcharges**a) Les charges permanentes :**

- Poids propre de la couverture (panneausandwichs).....10,87 kg /m²
- Poids propre d'accessoires d'attache3 kg / m²
- Poids propre des pannes est estimé à14 kg / ml

e : espacement entre les pannes e = 1,5m

b) Surcharge d'entretien P :

Dans le cas des toitures inaccessibles 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 a deux charges concentrées de 100 kg chacune située à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne.

$M_{\max} = 100 \times 2 = 200 \text{ kg.m}$ 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 P_{eq} .

$$M_{\max} = P \times \frac{l}{3} = P_{eq} \times \frac{l^2}{8}$$

$$P_{eq} = \frac{8}{3} \times \frac{P}{l} = \frac{8}{3} \times \frac{100}{6}$$

$$P_{eq} = 0,44 \text{ KN / ml}$$

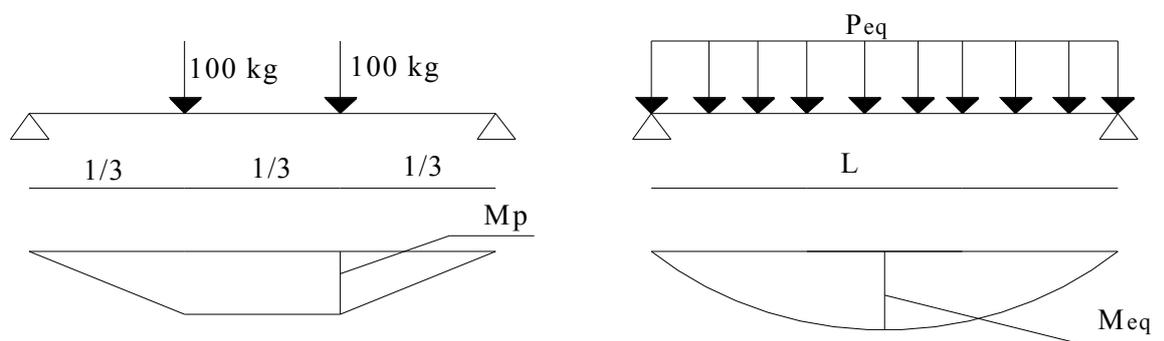


Figure III.1 : Moment due à la charge d'entretien.

c) Surcharge climatique due au vent :

La panne N° 1 est la plus sollicitée celle exposée sous V_2 en zone G et suivant le sens V_1 , la panne N° 2 est la plus sollicitée en zone Auvent 1.

- **Panne N° 1 (zone G) :**

$$q_j = -797,76 \text{ N/m}^2$$

$$W = -0,79776 \times 1,5 = -1,2 \text{ KN/m}$$

- **Panne N° 2 (Auvent 1) :**

$$q_j = 872,55 \text{ N/m}^2$$

$$W = 0,87255 \times 1,5 = 1,31 \text{ KN/m}$$

d) Surcharge climatique de la neige :

On considérera S_{\max}

- **Panne N° 1 :**

$$S = 0,736 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 0,736 \times 1,5 = 1,104 \text{ KN/ml}$$

- **Panne N° 2**

$$= 0,8372 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 0,8372 \times 1,5 = 1,256 \text{ KN/ml}$$

III.4. Etude de la panne N°1

La panne N°1 sera étudiée en flexion simple (panne sur trois appuis)

III.4.1 Charges et surcharges correspondantes:

- $G = (10,87 + 3) \times 1,5 + 14 = 0,348 \text{ KN/m}$.
- $Q = 0,44 \text{ KN/m}$.
- $W = -1,2 \text{ KN/m}$.
- $S = 1,104 \text{ KN/ml}$

III.4.2. Combinaisons d'actions :

- **ELU**

$$G_{\min} + 1,5 \cdot W = 0,348 - 1,5 \times 1,2 = -1,452 \text{ KN/ml}$$

$$1,35 \cdot G_{\max} + 1,5 \cdot S = 1,35 \times 0,348 + 1,5 \times 1,104 = 2,126 \text{ KN/ml}$$

$$1,35 \cdot G_{\max} + 1,5 \cdot Q = 1,35 \times 0,348 + 1,5 \times 0,44 = 1,13 \text{ KN/ml}$$

- **ELS**

$$G + W = 0,348 - 1,2 = -0,852 \text{ KN/ml}$$

$$G + S = 0,348 + 1,104 = 1,452 \text{ KN/ml}$$

$$G + Q = 0,348 + 0,44 = 0,788 \text{ KN/ml}$$

III.4.3. Pré dimensionnement :

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

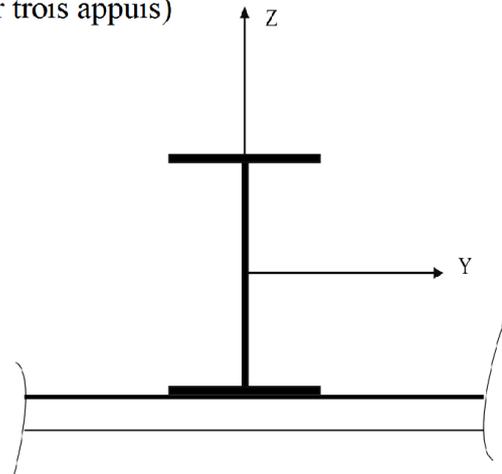


Figure III.2 : panne N°1

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{EI} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3cm$$

$$I_y \geq \frac{5}{3 \times 384} \frac{q_s \times l^4}{E} = \frac{5 \times 1,452 \times 600^4 \times 10^{-1}}{3 \times 384 \times 2,1 \times 10^5} = 388,93cm^4$$

Donc on choisit **IPE 140**

Ses caractéristiques sont :

$$\begin{cases} I_y = 541,2cm^4 \\ I_z = 44,92cm^4 \\ A = 16,4cm^2 \\ H = 14cm \\ G = 12,9Kg / ml \end{cases}$$

Le poids propre réel G :

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

$$G = [(10,87 + 3) \times 1,5] + 12,9 = 0,337 KN / ml$$

$$G = 0,337 KN/ml$$

III.4.4. Dimensionnement des pannes :

Les pannes sont dimensionnées pour satisfaire les conditions suivantes :

- Condition de la flèche.
- Condition de résistance.

A) Les combinaisons de calcul

- **ELU**

$$G_{min} + 1,5.W = 0,337 - 1,5 \times 1,2 = -1,463 KN/ml$$

$$1,35.G_{max} + 1,5.S = 1,35 \times 0,337 + 1,5 \times 1,104 = 2,111 KN/ml$$

$$1,35.G_{max} + 1,5.Q = 1,35 \times 0,337 + 1,5 \times 0,44 = 1,115 KN/ml$$

- **ELS**

$$G + W = 0,337 - 1,2 = -0,863 KN/ml$$

$$G + S = 0,337 + 1,104 = 1,441 KN/ml$$

$$G + Q = 0,337 + 0,44 = 0,777 KN/ml$$

B) Détermination des sollicitations

- **Moments**

- **Sous le vent**

$$M_{sd}^{\max} = \frac{q^{\max} l^2}{8} = \frac{1,463 \times 6^2}{8} = 6,58 \text{ KN.m}$$

- **Sous charge de la neige**

$$M_{sd}^{\max} = \frac{q^{\max} l^2}{8} = \frac{2,111 \times 6^2}{8} = 9,50 \text{ KN.m}$$

- **Sous charge d'exploitation**

$$M_{sd}^{\max} = \frac{q^{\max} l^2}{8} = \frac{1,115 \times 6^2}{8} = 5,02 \text{ KN.m}$$

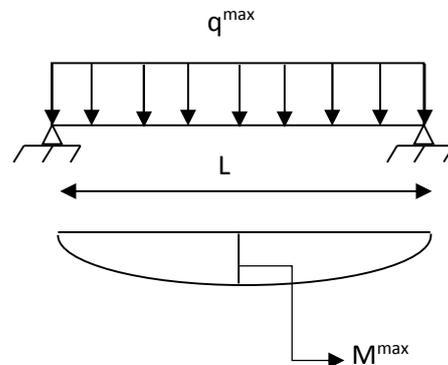


Figure III.3 : Schéma statique de la panne sous chargement.

- **Effort tranchant**

L'effort tranchant le plus défavorable est sous Q_{\max} due à la neige (voir la page précédente).

- Effort tranchant due à la neige :

$$V_z = \frac{ql}{2} = \frac{2,111 \times 6}{2} = 6,333 \text{ KN}$$

III.4.4. Vérification de la résistance des pannes :

A) Vérification à l'effort tranchant :

La vérification à l'effort de cisaillement est donnée par la formule suivante : $V_z < V_{plz}$

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}} \quad \text{EC3 Art 5.4.6 (2)}$$

Avec :

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

A_{vz} : Aire de cisaillement.

$$A_{vz} = A - 2 \times b \times tf + (tw + 2 \times r) \times tf$$

$$A_{vz} = 16,4 - 2 \times 7,3 \times 0,69 + (0,47 + 2 \times 0,7) \times 0,69 = 7,616 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz} = \frac{7,616 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 93,938 \text{ KN}$$

- Sous la charge de la neige :

$$V_Z = 6,333 \text{ KN} < V_{plz} = 93,938 \text{ KN}$$

Vérifiée.

$$M_{sdy} \leq M_{PL} = \frac{w_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M_1}}$$

$$M_{PL} = \frac{88,34 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 18,87 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 9,5 \text{ KN.m} < 18,87 \text{ KN.m}$$

B) Vérification au déversement :

La vérification à faire est :

$$M_{sdy} \leq \chi_{lt} \times \beta_w \times \frac{w_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M_1}} \quad \text{EC3 Art 5.5.2(1)}$$

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

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

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl.y} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5}$$

M_{cr} : est le moment critique de déversement.

$$M_{cr} = \frac{c_1 \pi^2 EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 \cdot Z_g - C_3 Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j) \right\} \text{EC3 Art F.1.2 (1)}$$

C_1, C_2, C_3 : facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

$$C_1 = 1,132 \quad , \quad C_2 = 0,459 \quad , \quad C_3 = 0,525 \quad ;$$

K et K_w : les facteurs de longueur effective avec : $K=1$ appui simple , $K_w=1$;

$$L = 600 \text{ cm} ;$$

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

$$\begin{cases} Z_a = -7 \text{ cm} & \text{sous le vent.} \\ Z_a = 7 \text{ cm} & \text{sous la charge verticale.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} Z_s = 0 & \text{section doublement symétrique EC3 figure F.1.1} \\ Z_j = 0 & \text{section doublement symétrique EC3 Art F.1.1} \end{cases}$$

$$Z_g = Z_a - Z_s = -7 \text{ cm}$$

$$I_t = 2,45 \text{ cm}^4 \quad , \quad I_w = 1980 \text{ cm}^6$$

➤ **Sous le vent :**

$$M_{cr} = \frac{1,132 \times 3,14^2 \times 21000 \times 44,92}{(1 \times 600)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{1980}{44,92} + \frac{(600)^2 \times 0,4 \times 2,45}{3,14^2 \times 44,92} + (0,459 \times (-7) - 0)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0,459 \times (-7) - 0) \right\}$$

$$M_{cr} = 9,47 \text{ KN.m}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 88,34 \times 10^{-6} \times 235}{9,47 \times 10^{-3}}} = 1,48$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = 1,48 > 0,4$$

Donc il y a risque de diversement

Profilé laminé ; $\alpha = 0,21$; Courbe(a) $\rightarrow \chi_{LT}$

On calcul χ_{LT} à l'aide du tableau 5.5.2 de L'EC03 par interpolation entre :

$$\overline{\lambda}_{LT} = 1,4 \text{ et } \overline{\lambda}_{LT} = 1,5$$

$$f(x) = \chi_{LT} = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} \cdot (x - x_0)$$

$$\chi_{LT} = 0,4179 + \frac{(0,3724 - 0,4179)}{1,5 - 1,4} \cdot (1,48 - 1,4) = 0,3815$$

$$M_{sdy} = 9,50 \text{ KN.m}$$

$$M_{rdy} = 0,3815 \times 1 \times \frac{88,34 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 7,199 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 9,50 \text{ KN.m} > 7,199 \text{ KN.m} \quad \text{Non vérifiée}$$

Le diversement n'est pas vérifié donc on augmente la section à **IPE 160**

Ses caractéristiques sont :

$$\begin{cases} I_y = 869,3 \text{ cm}^4 \\ I_z = 68,31 \text{ cm}^4 \\ A = 20,1 \text{ cm}^2 \\ H = 16 \text{ cm} \\ G = 15,8 \text{ Kg/ml} \end{cases}$$

Le poids propre réel G :

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

$$G = [(10,87 + 3) \times 1,5] + 15,8 = 36,605 \text{ Kg / ml}$$

$$G = 0,366 \text{ KN/ml}$$

C) Les combinaisons de calcul :

- **ELU**

$$G_{\min} + 1,5.W = 0,366 - 1,5 \times 1,2 = -1,434 \text{ KN/ml}$$

$$1,35.G_{\max} + 1,5.S = 1,35 \times 0,366 + 1,5 \times 1,104 = 2,15 \text{ KN/ml}$$

$$1,35.G_{\max} + 1,5.Q = 1,35 \times 0,366 + 1,5 \times 0,44 = 1,154 \text{ KN/ml}$$

- **ELS**

$$G + W = 0,366 - 1,2 = -0,834 \text{ KN/ml}$$

$$G + S = 0,366 + 1,104 = 1,47 \text{ KN/ml}$$

$$G + Q = 0,366 + 0,44 = 0,806 \text{ KN/ml}$$

III.4.5. Détermination des sollicitations :

A) Moments

➤ **Sous le vent**

$$M_{sd}^{\max} = \frac{q^{\max} l^2}{8} = \frac{1,434 \times 6^2}{8} = 6,453 \text{ KN.m}$$

➤ **Sous charge de la neige**

$$M_{sd}^{\max} = \frac{q^{\max} l^2}{8} = \frac{2,15 \times 6^2}{8} = 9,675 \text{ KN.m}$$

➤ **Sous charge d'exploitation**

$$M_{sd}^{\max} = \frac{q^{\max} l^2}{8} = \frac{1,154 \times 6^2}{8} = 5,193 \text{ KN.m}$$

B) Effort tranchant

L'effort tranchant le plus défavorable est sous Q_{\max} due à la neige (voir la page précédente).

➤ Effort tranchant due à la neige :

$$V_V = \frac{ql}{2} = \frac{2,15 \times 6}{2} = 6,45 \text{ KN}$$

III.4.6. Vérification de la résistance des pannes**A) Vérification a l'effort tranchant**

La vérification à l'effort de cisaillement est donnée par la formule suivante : $V_z < V_{plz}$

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}} \quad \text{EC3 Art 5.4.6 (2)}$$

Avec :

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

A_{vz} : Aire de cisaillement.

$$A_{vz} = A - 2 \times b \times tf + (tw + 2 \times r) \times tf$$

$$A_{vz} = 20,1 - 2 \times 8,2 \times 0,74 + (0,5 + 2 \times 0,9) \times 0,74 = 9,66 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz} = \frac{9,66 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 119,14 \text{ KN}$$

- Sous la neige :

$$V_z = 6,45 \text{ KN} < V_{plz} = 119,14 \text{ KN} \quad \text{Vérfiée.}$$

$$M_{sdy} \leq M_{PL} = \frac{w_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M_1}}$$

$$M_{PL} = \frac{123,9 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 26,46 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 9,675 \text{ KN.m} < 26,46 \text{ KN.m}$$

B) Vérification au diversement

La vérification à faire est :

$$M_{sdy} \leq \chi_{l_t} \times \beta_w \times \frac{w_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M_1}} \quad \text{EC3 Art 5.5.2(1)}$$

$\beta_w = 1 \Rightarrow$ classe 1

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

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5}$$

M_{cr} : est le moment critique de déversement.

$$M_{cr} = \frac{c_1 \pi^2 EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j) \right\} \text{EC3 Art F.1.2 (1)}$$

C_1, C_2, C_3 : facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

$$C_1 = 1,132 \quad , \quad C_2 = 0,459 \quad , \quad C_3 = 0,525 \quad ;$$

K et K_w : les facteurs de longueur effective avec : $K=1$ appui simple , $K_w=1$;

$$L = 600 \text{ cm} ;$$

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

$$\begin{cases} Z_a = -8 \text{ cm} & \text{sous le vent.} \\ Z_a = 8 \text{ cm} & \text{sous la charge verticale.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} Z_s = 0 & \text{section doublement symétrique EC3 figure F.1.1} \\ Z_j = 0 & \text{section doublement symétrique EC3 Art F.1.1} \end{cases}$$

$$Z_g = Z_a - Z_s = -8 \text{ cm}$$

$$I_t = 3,6 \text{ cm}^4 \quad , \quad I_w = 3960 \text{ cm}^6$$

➤ **Sous le vent :**

$$M_{cr} = \frac{1,132 \times 3,14^2 \times 21000 \times 68,31}{(1 \times 600)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{3960}{68,31} + \frac{(600)^2 \times 0,4 \times 3,6}{3,14^2 \times 68,31} + (0,459 \times (-8) - 0)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0,459 \times (-8) - 0) \right\}$$

$$M_{cr} = 14,53 \text{ KN.m}$$

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{1 \times 123,9 \times 10^{-6} \times 235}{14,53 \times 10^{-3}}} = 1,41$$

$\overline{\lambda_{LT}} = 1,41 > 0,4$ Donc il y a risque de déversement

Profilé laminé ; $\alpha = 0,21$;

On calcul χ_{LT} à l'aide du tableau 5.5.2 de L'EC03 par interpolation entre :

$$\overline{\lambda}_{LT} = 1,4 \text{ et } \overline{\lambda}_{LT} = 1,5$$

$$f(x) = \chi_{LT} = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} \cdot (x - x_0)$$

$$\chi_{LT} = 0,4179 + \frac{(0,3724 - 0,4179)}{1,5 - 1,4} \cdot (1,41 - 1,4) = 0,41335$$

$$M_{sdy} = 9,675 \text{ KN.m}$$

$$M_{rdy} = 0,41335 \times 1 \times \frac{123,9 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 10,94 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 9,675 \text{ KN.m} < 10,94 \text{ KN.m} \quad \text{Vérfiée}$$

III.4.7. Vérification à L'ELS

A) Combinaisons de calcul

$$G + W = 0,366 - 1,2 = -0,834 \text{ KN/ml}$$

$$G + S = 0,366 + 1,104 = 1,47 \text{ KN/ml}$$

$$G + Q = 0,366 + 0,44 = 0,806 \text{ KN/ml}$$

B) vérification de la flèche

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{EI} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{1,47 \times 10^{-2} \times (600)^4}{869,3 \times 21000} = 1,35 \text{ cm} < \frac{L}{200} = 3 \text{ cm} \quad \text{Vérfiée}$$

L'étude de la panne N°1 donne un **IPE160**.

III.4.8. Etude de la panne N°2 :

La panne N°2 sera étudiée en flexion déviée en adoptant des liernes à mi-portées ;

III.4.9. Combinaisons de charge les plus défavorables :

- Les charges et surcharges appliquée :

$$G = \left[(10,87 + 3) \times \left(\frac{1,5}{\cos 22} \right) \right] + 14 = 36,43 \text{ Kg / ml}$$

$$Q = 0,44 \text{ KN/ml}$$

$$W = 1,31 \text{ KN/ml}$$

$$S = 1,256 \text{ KN/ml}$$

- **Decomposition de charges:**

- **Suivant l'axe Z-Z**

$$G_{zz} = G \cos \alpha = 0,364 \cos 22 = 0,337 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{zz} = Q \cos \alpha = 0,44 \cos 22 = 0,407 \text{ KN/ml}$$

$$W_{zz} = 1,31 \text{ KN/ml}$$

$$S_{zz} = S \cos \alpha = 1,256 \cos 22 = 1,164 \text{ KN/ml}$$

- **Suivant l'axe Y-Y**

$$G_{yy} = G \cdot \sin \alpha = 0,364 \sin 22 = 0,136 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{yy} = Q \cdot \sin \alpha = 0,44 \sin 22 = 0,164 \text{ KN/ml}$$

$$W_{yy} = 0 \text{ KN/ml}$$

$$S_{yy} = S \cdot \sin \alpha = 1,256 \sin 22 = 0,47 \text{ KN/ml}$$

III.4.10. Combinaisons d'actions :

- **ELU**

- **Axe Z-Z:**

$$G_{\min} + 1,5 \cdot V = 0,337 + 1,5 \times 1,31 = 2,302 \text{ KN/ml}$$

$$1,35 \cdot G_{z,\max} + 1,5 \cdot S_z = 1,35 \times 0,337 + 1,5 \times 1,164 = 2,2 \text{ KN/ml}$$

$$1,35 \cdot G_{z,\max} + 1,5 \cdot Q_z = 1,35 \times 0,337 + 1,5 \times 0,407 = 1,06 \text{ KN/ml}$$

- **Axe Y-Y :**

$$1,35 \cdot G_{y,\max} + 1,5 \cdot S_y = 1,35 \times 0,136 + 1,5 \times 0,47 = 0,888 \text{ KN/ml}$$

$$1,35 \cdot G_{y,\max} + 1,5 \cdot Q_y = 1,35 \times 0,136 + 1,5 \times 0,164 = 0,429 \text{ KN/ml}$$

$$1,35 \cdot G_{y,\max} + 1,5 \cdot W_y = 1,35 \times 0,136 + 1,5 \times 0 = 0,183 \text{ KN/ml}$$

- **ELS**

- **Axe Z-Z**

$$G_z + W = 0,337 + 1,31 = 1,647 \text{ KN/ml}$$

$$G_z + S_z = 0,337 + 1,164 = 1,501 \text{ KN/ml}$$

$$G_z + Q_z = 0,337 + 0,407 = 0,744 \text{ KN/ml}$$

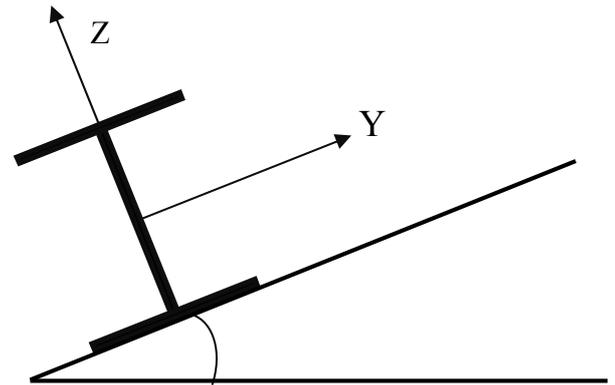


Figure III.4 : panne N°2

Axe Y-Y

$$G_y + S_y = 0,136 + 0,47 = 0,606 \text{ KN/ml}$$

$$G_y + Q_y = 0,136 + 0,164 = 0,3 \text{ KN/ml}$$

$$G_y + W_y = 0,136 + 0 = 0,136 \text{ KN/ml}$$

III.4.11. Pré dimensionnement:

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

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{EI} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

Suivant l'axe Z-Z :

$$I_y \geq \frac{5}{3 \times 384} \frac{q_s \times l^4}{E} = \frac{5 \times 1,647 \times 600^4 \times 10^{-1}}{3 \times 384 \times 2,1 \times 10^5} = 44,16 \text{ cm}^4$$

On choisit **IPE 160**.

Ses caractéristiques sont :

$$\begin{cases} I_y = 869,3 \text{ cm}^4 \\ I_z = 68,31 \text{ cm}^4 \\ A = 20,1 \text{ cm}^2 \\ H = 16 \text{ cm} \\ G = 15,8 \text{ Kg / ml} \end{cases}$$

Le poids propre réel G :

$$G = \left[(P_{couverture} + P_{accessoires}) \times \left(\frac{e}{\cos \alpha} \right) \right] + P_{panne}$$

$$G = \left[(10,87 + 3) \times \left(\frac{1,5}{\cos 22} \right) \right] + 15,8 = 0,382 \text{ KN / ml}$$

$$G = 0,382 \text{ KN/ml}$$

$$G_z = 0,382 \cos 22 = 0,354 \text{ KN/ml}$$

$$G_y = 0,382 \sin 22 = 0,143 \text{ KN/ml}$$

III.4.12. Dimensionnement des pannes :

Les pannes sont dimensionnées pour satisfaire les conditions suivantes :

- Condition de la flèche.
- Condition de résistance.

A) Les combinaisons de calcul :

$$(1) \begin{cases} q_z = 1,35G_z + 1,5Q_z \\ q_y = 1,35G_y + 1,5Q_y \end{cases}$$

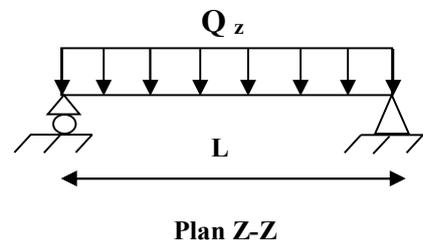
$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 1,35 \times 0,354 + 1,5 \times 0,407 = 1,088 \text{ KN/ml} \\ q_y = 1,35 \times 0,143 + 1,5 \times 0,164 = 0,439 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} q_z = G_z + 1,5V \\ q_y = 1,35G_y + 1,5V \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 0,354 + 1,5 \times 1,31 = 2,319 \text{ KN/ml} \\ q_y = 1,35 \times 0,143 + 1,5 \times 0 = 0,193 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$(3) \begin{cases} q_z = 1,35G_z + 1,5S_z \\ q_y = 1,35G_y + 1,5S_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 1,35 \times 0,354 + 1,5 \times 1,164 = 2,223 \text{ KN/ml} \\ q_y = 1,35 \times 0,143 + 1,5 \times 0,47 = 0,898 \text{ KN/ml} \end{cases}$$



B) Détermination des sollicitations :

• Moments :

➤ Sous le vent :

$$\text{Axe Z-Z : } M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{2,319 \times 6^2}{8} = 10,43 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y : } M_z = \frac{q_y \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{0,193 \times 3^2}{8} = 0,217 \text{ KN.m}$$

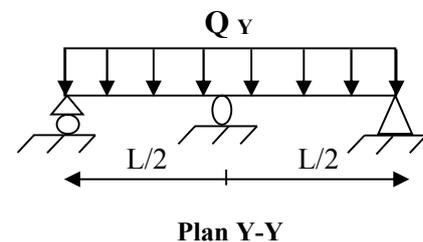


Figure III.5 : Chargement de la panne dans les plans Y et Z

➤ Sous charge d'exploitation :

$$\text{Axe Z-Z : } M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{1,088 \times 6^2}{8} = 4,896 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y : } M_z = \frac{q_y \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{0,439 \times 3^2}{8} = 0,493 \text{ KN.m}$$

➤ Sous charge de la neige :

$$\text{Axe Z-Z : } M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{2,223 \times 6^2}{8} = 10 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y : } M_z = \frac{q_y \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{0,898 \times 3^2}{8} = 1,01 \text{KN.m}$$

• **Condition de résistance :**

La condition à vérifier est :

$$\left(\frac{M_y}{M_{pl,y}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl,z}}\right)^\beta \leq 1 \text{ EC03 Art 5.4.8.1(11)}$$

Avec :

$$\alpha = 2 \quad , \quad \beta = 1.$$

➤ **Sous le vent :**

$$\left(\frac{10,43}{26,46}\right)^2 + \left(\frac{0,217}{5,57}\right)^1 = 0,19 \leq 1 \quad \text{Véifiée.}$$

III.4.13. Effort tranchant :

L'effort tranchant le plus défavorable et sous Q_{\max} due au vent (voir page précédente).

➤ Effort tranchant due au vent :

$$V = \frac{ql}{2} = \frac{2,319 \times 6}{2} = 6,957 \text{KN}$$

III.4.14. Vérification de la résistance des pannes :

A) Vérification à l'effort tranchant :

La vérification à l'effort de cisaillement est donnée par la formule suivante : $V_z < V_{plz}$

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}} \text{ EC3 Art 5.4.6 (2)}$$

Avec :

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

A_{vz} : Aire de cisaillement.

$$A_{vz} = A - 2 \times b \times tf + (tw + 2 \times r) \times tf$$

$$A_{vz} = 20,1 - 2 \times 8,2 \times 0,74 + (0,5 + 2 \times 0,9) \times 0,74 = 9,66 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz} = \frac{9,66 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 119,14 \text{KN}$$

- Sous le vent :

$$V_Z = 6,957 \text{ KN} < V_{plz} = 119,14 \text{ KN} \text{ Vérifiée.}$$

B) Vérification au déversement :

La vérification à faire est :
$$M_{sdy} \leq \chi_{lt} \times \beta_w \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_1}} \quad \text{EC3 Art 5.5.2(1)}$$

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

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

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5}$$

M_{cr} : est le moment critique de déversement.

$$M_{cr} = \frac{c_1 \pi^2 EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 Z_g - C_3 Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 Z_g - C_3 Z_j) \right\} \quad \text{EC3 Art F.1.2 (1)}$$

Avec :

C_1, C_2, C_3 : facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

$$C_1 = 1,132 \quad , \quad C_2 = 0,459 \quad , \quad C_3 = 0,525 \quad ;$$

K et K_w : les facteurs de longueur effective avec : $K=1$ appui simple , $K_w=1$;

$$L = 600 \text{ cm} ;$$

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

$$\begin{cases} Z_a = -8 \text{ cm} & \text{sous le vent.} \\ Z_a = 8 \text{ cm} & \text{sous la charge verticale.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} Z_s = 0 & \text{section doublement symétrique EC3 figure F.1.1} \\ Z_j = 0 & \text{section doublement symétrique EC3 Art F.1.1} \end{cases}$$

$$Z_g = Z_a - Z_s = -8 \text{ cm}$$

$$I_t = 3,6 \text{ cm}^4 \quad , \quad I_w = 3960 \text{ cm}^6$$

- **Sous le vent :**

$$M_{cr} = \frac{1,132 \times 3,14^2 \times 21000 \times 68,31}{(1 \times 600)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{3960}{68,31} + \frac{(600)^2 \times 0,4 \times 3,6}{3,14^2 \times 68,31} + (0,459 \times (-8) - 0)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0,459 \times (-8) - 0) \right\}$$

$$M_{cr} = 14,53 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 123,9 \times 10^{-6} \times 235}{14,53 \times 10^{-3}}} = 1,41$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1,41 > 0,4 \quad \text{Donc il y a risque de diversement}$$

Profilé laminé ; $\alpha = 0,21$;

On calcul χ_{LT} à l'aide du Courbe(a) $\rightarrow \chi_{LT}$ tableau 5.5.2 de L'EC03 par interpolation entre :

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1,4 \quad \text{et} \quad \bar{\lambda}_{LT} = 1,5$$

$$f(x) = \chi_{LT} = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} \cdot (x - x_0)$$

$$\chi_{LT} = 0,4179 + \frac{(0,3724 - 0,4179)}{1,5 - 1,4} \cdot (1,41 - 1,4) = 0,41335$$

$$M_{sdy} = 10,43 \text{ KN.m}$$

$$M_{rdy} = 0,41335 \times 1 \times \frac{123,9 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 10,94 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 10,43 \text{ KN.m} < 10,94 \text{ KN.m}$$

Vérifiée

C) Condition de résistance :

La condition à vérifier est :

$$\left(\frac{M_y}{M_{pl,y}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl,z}} \right)^\beta \leq 1 \text{ EC03 Art 5.4.8.1(11)}$$

Avec : $\alpha = 2$, $\beta = 1$.

➤ **Sous le vent :**

$$\left(\frac{10,43}{26,46} \right)^2 + \left(\frac{0,217}{5,57} \right)^1 = 0,19 \leq 1 \text{ Vérifiée.}$$

D) Vérification à L'ELS :**D.1) Combinaisons de calcul :**

$$(1) \begin{cases} q_z = G_z + Q_z \\ q_y = G_y + Q_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 0,354 + 0,407 = 0,761KN \\ q_y = 0,143 + 0,164 = 0,307KN \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} q_z = G_z + V_z \\ q_y = G_y + V_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 0,354 + 1,31 = 1,664KN \\ q_y = 0,143 + 0 = 0,143KN \end{cases}$$

$$(3) \begin{cases} q_z = G_z + S_z \\ q_y = G_y + S_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 0,354 + 1,164 = 1,518KN \\ q_y = 0,143 + 0,47 = 0,613KN \end{cases}$$

D.2) Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s L^4}{EI} \leq \frac{L}{200}$$

- **Suivant l'axe Z-Z :**

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{1,664 \times 10^{-2} \times (600)^4}{869,3 \times 21000} = 1,54cm < \frac{600}{200} = 3cm \text{ Vérifiée}$$

- **Suivant l'axe Y-Y :**

$$f_y = \frac{2,05}{384} \frac{0,613 \times 10^{-2} \times \left(\frac{600}{2}\right)^4}{68,31 \times 21000} = 0,18cm < \frac{600}{200} = 3cm \text{ Vérifiée}$$

L'étude de la panne N°2 donne un **IPE160**.

III.5. Calcul des liernes :

Les pannes d'un même versant sont liées entre elles par des tiges passant par le milieu de leur portée, appelé lierne, donc les liernes agissent comme des appuis dans le plan du versant, elles doivent s'opposer à la rotation de la panne.

Les efforts cumulés de traction des liernes doivent être attachés en haut de la pente, pour ne pas solliciter les pannes faîtières par les efforts verticaux parasites ou des efforts horizontaux, les liernes sont suspendues sur l'avant dernière panne par des bretelles rattachées directement aux fermes.

La combinaison d'action la plus défavorable pour le calcul des liernes dans notre cas est sous la neige d'où :

$$q_z = 2,223 \text{ KN/ml}$$

$$q_y = 0,898 \text{ KN/ml}$$

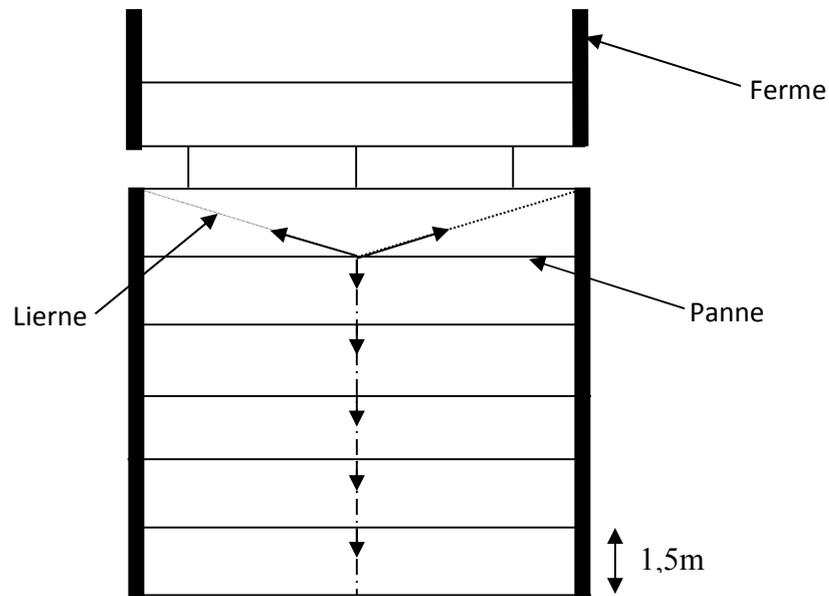


Figure III.6 : Disposition des liernes.

$$T_1 = 1,25 \frac{q_y l}{2} = 1,25 \times \frac{0,898}{2} \times \frac{6}{2}$$

$$T_1 = 1,68 \text{ KN}$$

$$T_2 = 1,25 \times 0,898 \times \frac{6}{2} + 1,68$$

$$T_2 = 5,04 \text{ KN}$$

$$T_3 = 1,25 \times 0,898 \times \frac{6}{2} + 5,04$$

$$T_3 = 8,41 \text{ KN}$$

$$T_4 = 1,25 \times 0,898 \times \frac{6}{2} + 8,41$$

$$T_4 = 11,78 \text{ KN}$$

$$T_5 = 1,25 \times 0,898 \times \frac{6}{2} + 11,78$$

$$T_5 = 15,15 \text{ KN}$$

$$2T_6 \times \sin \theta = 1,25 \times 0,898 \times \frac{6}{2} + 15,15$$

$$2T_6 \times \sin \theta = 18,51 \text{ KN}$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{1,5}{3}\right)$$

$$\theta = 26,56^\circ$$

$$T_6 = \frac{18,51}{2 \times \sin 26,56^\circ}$$

$$T_6 = 20,70 \text{ KN}$$

Le tronçon le plus sollicité est L_6 :

$$N_{tsd} = 20,70 \text{ KN}$$

$$N_{tsd} \leq N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{N_{tsd} \cdot \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{20,70 \times 1}{23,5} = 0,88 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \times \Phi^2}{4} \geq 1,19 \Rightarrow$$

$$\Phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0,88}{\pi}}$$

$$\Phi \geq 1,06 \text{ cm}$$

Alors on adopte des tiges de 12 mm.

III.6. Calcul de l'échantignolle

III.6.1. Introduction

L'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux fermes, le principal effort de résistance de l'échantignolle est le moment de renversement dû au chargement (surtout sous l'action de soulèvement du vent).

L'échantignolle sera soudé sur la membrure supérieure de la ferme.

III.6.2. Dimensionnement de l'échantignolle

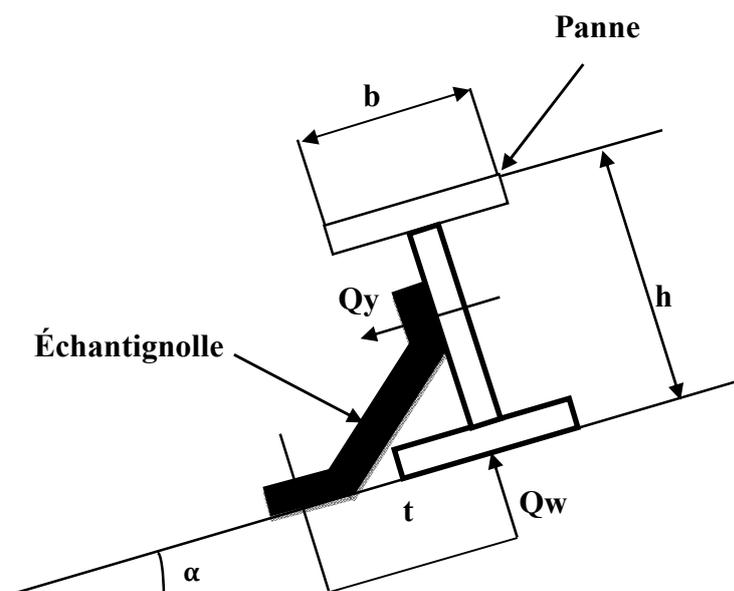


Figure III.7: Echantignolle.

L'excentrement (t) est limité par la condition suivante :

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

$$\text{Pour un IPE 160} \Rightarrow \begin{cases} b = 8,2\text{cm} \\ h = 16\text{cm} \end{cases}$$

$$8,2 \leq t \leq 12,3\text{cm}$$

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

III.6.3. Détermination des sollicitations :

a) Calcul des réactions :

➤ Sous le poids propre :

$$R_{ZG} = 2 \cdot \frac{q \cdot l}{2} = 0,354 \times 6 = 2,124 \text{ KN}$$

$$R_{YG} = \frac{2 \cdot q \cdot l}{2} = 0,143 \times 6 = 0,858 \text{ KN}$$

➤ Sous le vent :

$$V_Z = R_{ZG} + 1,5R_V = 2,124 + 1,5 \times \frac{2 \times 1,31 \times 6}{2}$$

$$\Rightarrow V_Z = 13,914 \text{ KN}$$

$$V_Y = 1,35 \cdot R_{YG} = 1,35 \times 0,858$$

$$\Rightarrow V_Y = 1,158 \text{ KN}$$

➤ Sous la neige :

$$R_{ZS} = 6,984 \text{ KN}$$

$$R_{YS} = 2,82 \text{ KN}$$

$$V_Z = 1,35R_{ZG} + 1,5R_{ZS} = 1,35 \times 2,124 + 1,5 \times 6,984$$

$$\Rightarrow V_Z = 13,34 \text{ KN}$$

$$V_Y = 1,35R_{YG} + 1,5R_{YS} = 1,35 \times 0,858 + 1,5 \times 2,82$$

$$\Rightarrow V_Y = 5,38 \text{ KN}$$

b) Moment de renversement :

➤ Dû au vent :

$$M_R = V_Z \cdot t + V_Y \cdot (h/2)$$

$$M_R = 13,914 \times 0,1 + 1,158 \times 0,08$$

$$\Rightarrow M_R = 1,484 \text{ KN.m}$$

➤ Dû à la neige :

$$M_R = V_Z.t + V_Y.(h/2)$$

$$M_R = 13,34 \times 0,1 + 5,38 \times 0,08$$

$$\Rightarrow M_R = 1,764 \text{ KN.m}$$

c) Epaisseur de l'échantignolle :

Le moment de renversement le plus défavorable est celui dû à la neige :

$$M_R = 1,764 \text{ KN.m}$$

$$M_R \leq \frac{W_{el} \times F_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow W_{el} = \frac{I}{v} = \frac{12}{\frac{e}{2}} = \frac{a.e^2}{6} \Rightarrow M_R \leq \frac{a.e^2}{6} \times \frac{F_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\text{Donc } e \geq \sqrt{\frac{6.M_R}{a.F_y}} \Rightarrow e \geq \sqrt{\frac{6 \times 1,764 \times 10^2}{20 \times 23,5}} = 1,50 \text{ cm}$$

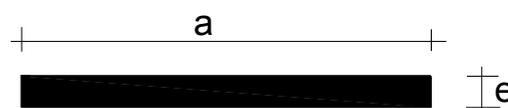


Figure III.8 : Dimensions de l'échantignolle

Soit $e = 2 \text{ cm}$.

III.7. Calcul des fermes

III.7.1. Introduction

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.

• Hypothèse 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 par boulons 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.
- La ferme est considérée comme reposante sur deux appuis.
- Les forces extérieures sont supposées être situées dans le plan du système est 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 combinaisons suivantes:

- $1,35G+1,5Q$
- $1,35G+1,5W$
- $G+1,5W$
- $1,35G+1,5S$

Le schéma statique de la ferme à étudier:

La ferme a une longueur de 18,01m avec des forces concentrées verticales dues à la charge transmise par la toiture par l'intermédiaire des pannes. Et le schéma statique sera comme le suivant:

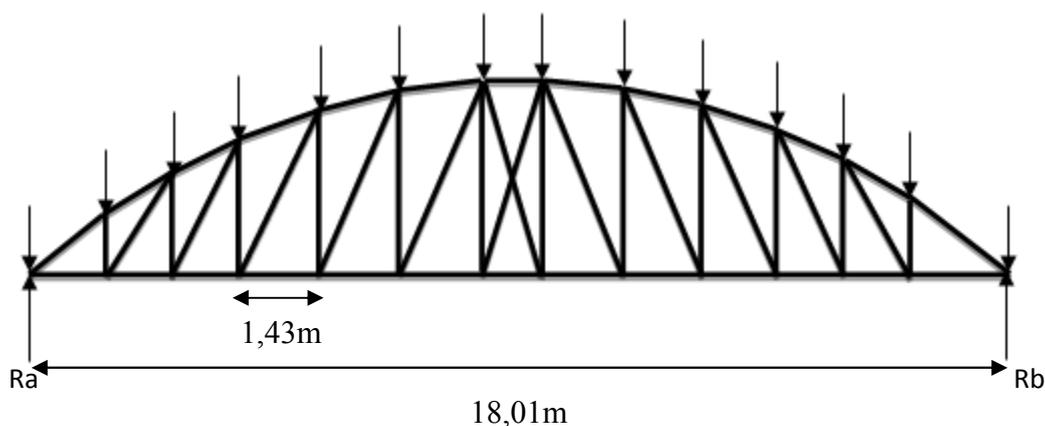


Figure III.9 : Schéma statique de la ferme

III.7.2. Détermination des forces revenantes à la ferme

On a des fermes sous forme d'un arc de 18,71 de longueur supportent 7 pannes par versant. L'entre axes horizontal des pannes est de 1,5 m .L'entre axe des fermes est de 6m

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

III.7.3. Calcul des charges revenant à chaque nœud

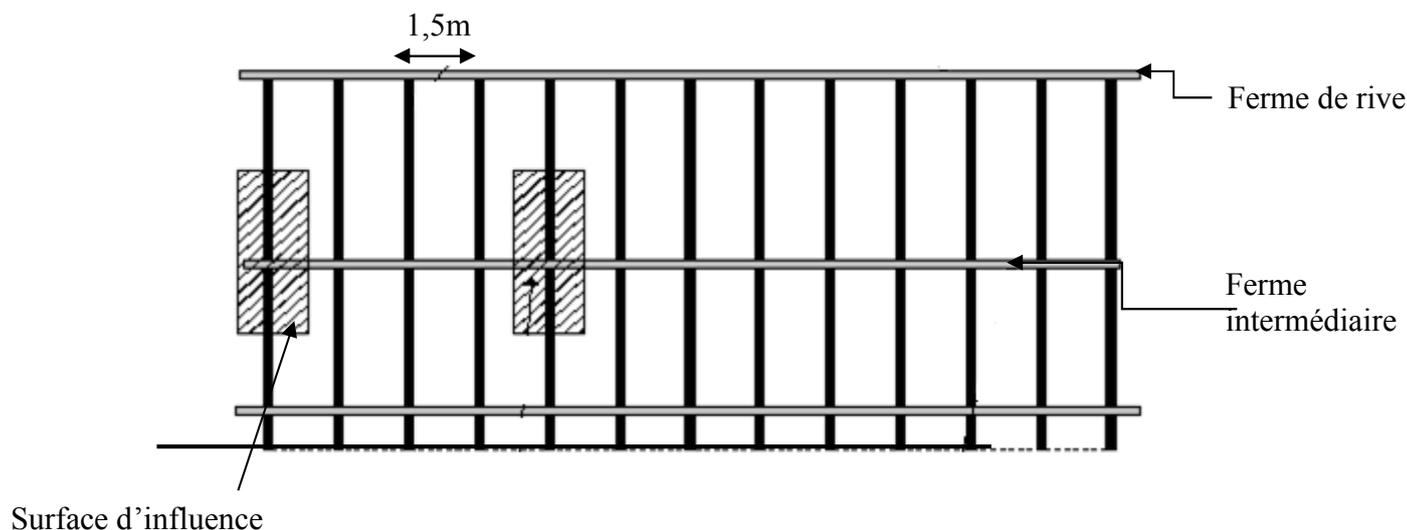


Figure III.10 : Surface afférente des nœuds.

$$S = 1,5 \times 6 = 9 \text{ m}^2$$

- **Poids propre**

- La couverture (les panneaux sandwich) + accessoires de pose..... $0,1387 \times 9 = 1,248 \text{ KN}$
- La panne (IPE 160)..... $0,158 \times 6 = 0,948 \text{ KN}$
- La ferme (poids forfaitaire)..... $0,18 \times 9 = 1,62 \text{ KN}$
- Les contreventements (la moyenne des contreventements pour les halls est de 3 à 5 Kg/m^2)* $0,04 \times 9 = 0,36 \text{ KN}$
- TOTAL..... **$4,176 \text{ KN}$**

- **Surcharges climatiques**

- 1) **Surcharges du vent**

La zone la plus chargée est Auvent 1

$$q_j = 0,87255 \text{ KN/m}^2$$

$$W_1 = q_j \times S = 0,87255 \times 9 = 7,85 \text{ KN}$$

- 2) **Surcharges de la neige**

$$S_{\max} = 0,8372 \text{ KN/m}^2$$

La surface revenant à chaque nœud est de 9 m^2

$$\text{Donc } S = 0,8372 \times 9 = 7,53 \text{ KN}$$

- 3) **Charges d'exploitation**

$$Q = 0,44 \times 3 = 1,32 \text{ KN}$$

- 4) **Vent (soulèvement)**

$$W_2 = -0,29916 \times 9 = 2,7 \text{ KN}$$

III.7.4. Détermination des efforts dans les éléments de la ferme

La détermination des efforts dans les éléments de la ferme est obtenue à l'aide d'un modèle 2D avec le logiciel SAP 2000. Les sollicitations dans les éléments sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau III.1 : Les efforts dans les éléments de la ferme.

ELEMENTS		1,35G+1,5Q (KN)	1,35G+1,5W (KN)	G+1,5W (KN)	1,35G+1,5S (KN)
Membrures supérieure	S ₁	-112,72	-139,02	-116,97	-242,87
	S ₂	-108,8	-134,19	-112,91	-234,434
	S ₃	-108,48	-124,11	-102,88	-233,65
	S ₄	-107,901	-111,91	-90,8	-232,39
	S ₅	-108,124	-98,01	-76,85	-232,22
	S ₆	-107,98	-90,81	-69,69	-232,72
	S ₇	-108,333	-87,97	-66,79	-233,57
Membrures inférieures	I ₁	-4,473	22,752	23,63	-9,603
	I ₂	-2,17	16,3	16,72	-4,73
	I ₃	-0,64	6,76	6,9	-1,467
	I ₄	0,851	-5,694	-5,87	1,78
	I ₅	1,55	-12,12	-12,421	3,38
	I ₆	2,28	-14,57	-15	5,051
	I ₇	2,442	-14,353	-14,822	5,423
Diagonales	D ₁	-3,06	8,513	9,11	-6,372
	D ₂	-2,39	14,572	15,02	-4,92
	D ₃	-2,6	21,08	21,54	-5,384
	D ₄	-1,324	11,64	11,854	-2,801
	D ₅	-1,41	4,6	4,83	-3,05
	D ₆	-0,48	-0,6	-0,51	-1,04
	D ₇	-0,46	-0,575	-0,50	-1,02

Montants	M ₁	2,1	-5,381	-5,801	4,29
	M ₂	1,992	-10,82	-11,197	3,91
	M ₃	2,254	-16,75	-17,176	4,64
	M ₄	1,262	-9,484	-9,714	2,61
	M ₅	1,34	-3,69	-3,933	2,82
	M ₆	0,51	0,64	0,533	1,05

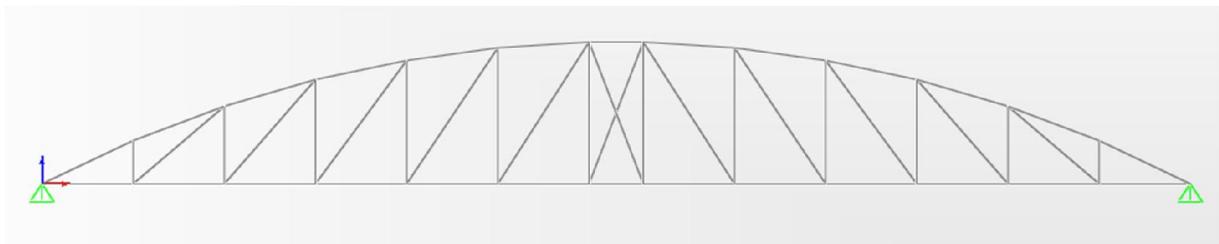


Figure III.11: Le modèle de la ferme sous SAP2000.

III.7.5. Pré dimensionnement des éléments

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

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

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

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

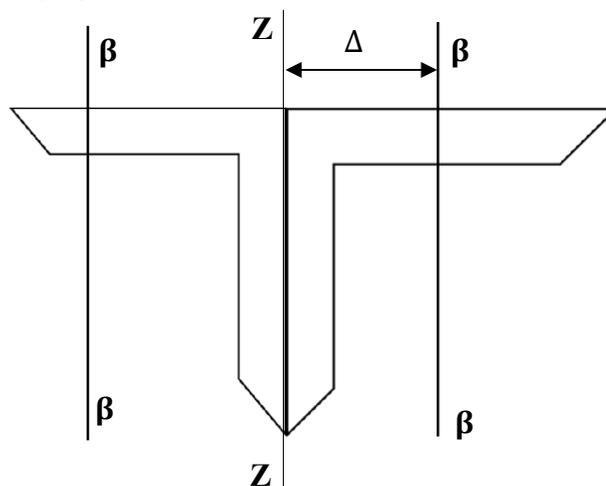


Figure III.12 : Double cornière sans espacement.

III.7.6. Membrure supérieure :

$$N^{\max} = 242,87 \text{ KN}$$

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

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

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

$$A \geq \frac{242,87 \cdot 1,1}{23,5} = 11,36 \text{ cm}^2$$

Soit 2L (60×60×6) de section $A_s = 13,82 \text{ cm}^2$

III.7.6.1. Membrure inférieure :

$$N^{\max} = 23,63 \text{ KN}$$

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

$$A \geq \frac{23,63 \cdot 1,1}{23,5} = 1,10 \text{ cm}^2$$

Soit 2L (20×20×3) de section $A_s = 2,24 \text{ cm}^2$

III.7.6.2. Diagonale :

$$N^{\max} = 21,54 \text{ KN}$$

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

$$A \geq \frac{21,54 \times 1,1}{23,5} = 1,01 \text{ cm}^2$$

Soit 2L (20×20×3) de section $A_s = 2,24 \text{ cm}^2$

III.7.6.3. Les montants :

$$N^{\max} = 17,176 \text{ KN}$$

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

$$A \geq \frac{17,176 \cdot 1,1}{23,5} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Soit 2L (20×20×3) de section $A_s = 2,24 \text{ cm}^2$

III.7.6.4. Vérification des éléments comprimés au flambement

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

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

$\beta_a = 1$ 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'élancement 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 a la longueur de la barre. et qui le plus défavorable.
- 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)
- $I_y = 2 \times I_a$
- $I_z = 2 \times [I_b + A \times \delta^2]$. (Théorème de Huygens)

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} \quad ; \quad \lambda_y = \frac{\ell}{i_y} \quad \text{et} \quad \bar{\lambda} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} \quad ; \quad \lambda_z = \frac{\ell}{i_z} \quad \text{et} \quad \bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1}$$

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 est illustré dans le tableau suivant :

Tableau III.2 : Vérification des éléments de la ferme au flambement.

	Membrures supérieurs	Membrures inférieurs	montant	diagonal
type de barre	70x70x7	30x30x4	35x35x4	40x40x5
Delta	3,5	1,5	1,75	2
ℓ cm	158	143	223	265
Section A cm ²	18,8	4,54	5,34	7,58
Inertie I_a cm ⁴	42,30	1,8	2,95	5,43
Inertie I_b cm ⁴	42,30	1,8	2,95	5,43

Inertie I_y cm ⁴	84,6	3,6	5,9	10,86
Inertie I_z cm ⁴	647,11	29,31	46,28	86,55
Rayon de giration i_y cm	2,12	0,89	1,05	1,2
Rayon de giration i_z cm	5,866	2,54	2,94	3,38
λ_y	74,53	160,67	212,38	220,8
λ_z	26,93	56,3	75,85	78,4
Elancement réduit : $\bar{\lambda}_y$	0,79	1,71	2,26	2,35
Elancement réduit : $\bar{\lambda}_z$	0,287	0,6	0,807	0,83
Vérification :	>0.2	>0.2	>0.2	>0.2

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	Diagonal
Alpha	0,49	0,49	0,49	0,49
ϕ_y	0,956	2,33	3,55	3,78
ϕ_z	0,56	0,778	0,97	0,998
χ_y	0,669	0,25	0,159	0,148
χ_z	0,96	1,28	0,66	0,64
χ_{\min}	0,669	0,25	0,159	0,148
Effort résistant	268,7	24,24	18,14	23,96
Effort sollicitant	242,87	23,63	17,176	21,54
Vérifications	Vérfié	Vérfié	Vérfié	Vérfié

Remarque

Les sections adoptées dans le pré dimensionnement sont pas vérifiées à N_{\max} , c'est pourquoi on a redimensionné afin d'obtenir une résistance aux efforts appliqués.

III.7.6.5. Sections adoptes

Les sections choisies sont données dans le tableau suivant :

Tableau.III.3 : Les sections des éléments de la ferme choisies.

Eléments	Section choisie
Membrures supérieures	2L (70×70×7)
Membrures inférieures	2L (30×30×4)
Les diagonales	2L (40×40×5)
Les montants	2L (35×35×4)

III.7.6.6. Calcul du poids réel de la ferme :

- **Membrure supérieure :**
2L (60×60×6) à 10,84 kg/ml.
Longueur : 18,71 m
Poids des membrures supérieures (W_{ms})= 202,82 kg.
- **Membrure inférieure :**
2L (30×30×4) à 3,56 kg/ml.
Longueur : 18 m
Poids des membrures inférieures (W_{mi})= 64,08 kg.
- **Montants :**
2L (35×35×4) à 4,18 kg/ml.
Longueur totale : 19,7 m
Poids des montants (W_m)= 82,35 kg.
- **Diagonales :**
2L (40×40×4) à 4,84 kg/ml.
Longueur totale : 28,14 m
Poids des diagonales (W_d)= 136,2 kg.

Poids total de la ferme :

$$W = W_{ms} + W_{mi} + W_m + W_d = 558,79 \text{ kg.}$$

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 : $558,79 + 111,758 = 670,55 \text{ kg.}$

III.8. Calcul des lisses de bardage :**III.8.1. Lisses de bardage sur le pignon**

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

III.8.2. Modes de fonctionnement :

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

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

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

III.8.3. Données de calcul :

- Chaque lisse repose sur 2 appuis.
- Le porté entre axe des lisses $e=1.5\text{m}$ (espace entre 2 lisse).
- On dispose de 5 lignes de lisses sur chaque paroi.

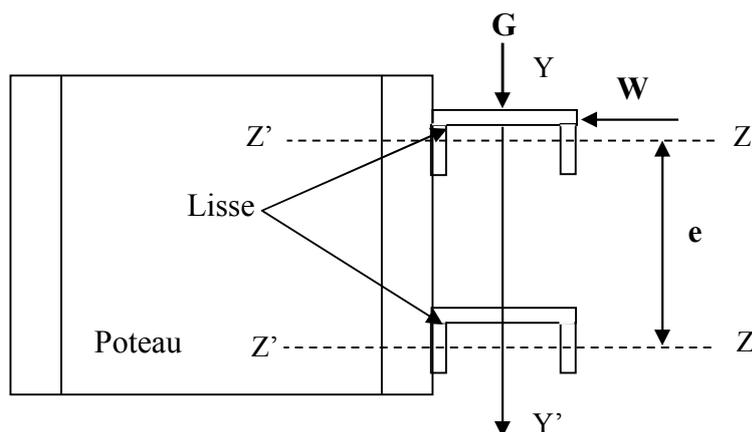


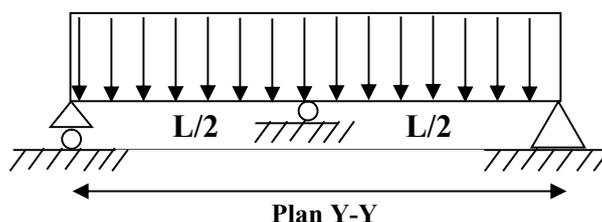
Figure III.13 : disposition des lisses

III.8.4. Evaluation des charges et surcharges :

- **Charges permanentes (G) :(perpendiculaire à l'âme) :**

Poids propre de la lisse et du bardage qui lui revient.

Charges accrochées éventuelles.



- Action due au vent : (dans le plan de l'âme)

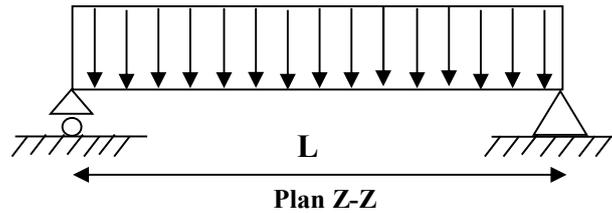


Figure III.14 : les schémas statiques de la lisse dans les deux plans y-y et z-z.

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

Poids propre du panneau sandwich.....10.87Kg/m²

Poids propre d'accessoires d'attaches3Kg/m²

Poids propre des lisses estimée14.5Kg/m

$$G_P = [(P_{ps} + P_{accessoire}) \times e] + P_{lisse}$$

$$G_P = [(10.87 + 3) \times 1.5] + 14.5 = 35.305 \text{ Kg/ml}$$

$$G_P = 0.353 \text{ KN/ml}$$

b) Surcharge climatique due au vent (v) (dans le plan de l'âme)

$W = -525.825 \text{ N/m}^2$ (voir chapitre 2 tableau II.16)

D'où: $W = -525.825 \times e = -525.825 \times 1.5 = -0.788 \text{ KN/ml}$

- Charges appliquées à l'ELU :

$$q_{wu} = 1.25 \times (1.5 \times W) = 1.25 \times (1.5 \times 0.788) = 1.477 \text{ KN/ml}$$

- Charges appliquées à l'ELS :

$$q_{ws} = q_{wu} / 1.5 = 0.985 \text{ KN/ml}$$

III.8.5. Pré dimensionnement des lisses :

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

$$f_z \leq f_{adm} \text{ Avec } f_z = \frac{5}{384} \frac{q_{ws} \cdot L^4}{EI_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 0.985 \times 600^4 \times 10^{-2}}{384 \times 21000 \times 3} = 263,84 \text{ cm}^4$$

D'après le tableau des profilés des UPN, on adopte un **UPN 120**

Ses caractéristiques sont :

$$I_y = 364 \text{ cm}^4 \quad h = 120 \text{ mm} \quad d = 82 \text{ mm} \quad W_{ely} = 60.7 \text{ cm}^3$$

$$I_z = 43.2 \text{ cm}^4 \quad b = 55 \text{ mm} \quad W_{plz} = 21.2 \text{ cm}^3 \quad W_{elz} = 11.1 \text{ cm}^3$$

$$A = 17 \text{ cm}^2 \quad t_w = 7 \text{ mm} \quad A_{vz} = 8.80 \text{ cm}^2 \quad W_{ply} = 72.6 \text{ cm}^3$$

$$G = 13.4 \text{ kg/m} \quad t_f = 9 \text{ mm}$$

- **Le poids propre réel G**

$$G_p = [(10.87 + 3) \times 1.5] + 13.4 = 34.205 \text{ Kg /ml}$$

$$G_p = 0.342 \text{ KN /m}$$

- **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 :

$$M_y = \frac{q_{wu} \times L^2}{8} = \frac{-1.477 \times 6^2}{8} = 6.646 \text{ KN.m}$$

Sous l'effet des charges verticales permanentes :

$$q_v = 1.25 \times [1.35 \times (G_p)]$$

$$q_v = 1.25 \times [1.35 \times (0.342)] = 0.577 \text{ KN/ml}$$

$$M_z = \frac{q_v \times l^2}{8} = \frac{0.577 \times 6^2}{8} = 2.596 \text{ KN.m}$$

Puisque L'UPN 120 est de classe 01.

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{72.6 \times 10^{-3} \times 235}{1} = 17.061 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{21.2 \times 10^{-3} \times 235}{1} = 4.982 \text{ KN.m}$$

Pour les profilés UPN 120 de classe 01, en optant pour $\alpha = 2$ et $\beta = 1$

$$\text{Alors : } \left[\frac{6.646}{17.061} \right]^2 + \left[\frac{2.596}{4.982} \right]^1 = 0.67 < 1 \quad \text{Vérifiée}$$

⇒ La section **UPN 120** est vérifiée à l'ELU

Donc la résistance des sections est vérifiée.

III.8.6. Vérification au cisaillement :

$$V_z \leq V_{plz}$$

$$V_z = \frac{q_{wu} \times L}{2} = \frac{1,477 \times 6}{2} = 4,431 \text{ KN}$$

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{8,80 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1} = 119,396 \text{ KN} \Rightarrow V_z \leq V_{plz}$$

L'effort tranchant est vérifié

III.8.7. Vérification à l'état limite de service :

- **AXE Z-Z**

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{0,788 \times 10^{-2} \times (600)^4}{21000 \times 600} = 1,05 \text{ cm} < \frac{600}{200} = 3 \text{ cm} \quad \text{Vérifiée}$$

- **AXE Y-Y**

$$f_y \leq f_{adm} \text{ Avec } f_y = \frac{5}{384} \frac{q_v \cdot l^4}{EI_z} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{0,342 \times 10^{-2} \times (600)^4}{43,2 \times 21000} = 6,36 \text{ cm} > \frac{600}{200} = 3 \text{ cm} \quad \text{Non vérifiée}$$

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

- **Vérifier la flèche selon Y-Y**

$$f_y \leq f_{adm} \text{ Avec } f_y = \frac{2,05}{384} \frac{q_v \cdot (l/2)^4}{EI_z} \leq f_{adm} = \frac{L/2}{200} = \frac{300}{200} = 1,5 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2,05}{384} \frac{0,342 \times 10^{-2} \times (300)^4}{43,2 \times 21000} = 0,163 \text{ cm} < \frac{300}{200} = 1,5 \text{ cm} \quad \text{Vérifiée}$$

- **Conclusion** : on choisit pour toutes les lisses un **UPN 120**.

III.9. Calcul des liernes :

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

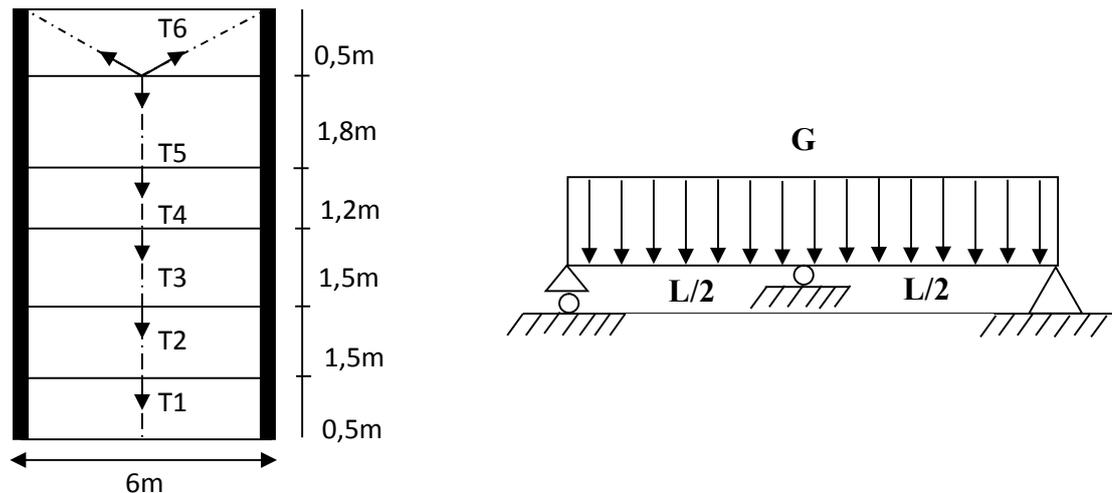


Figure III.15 : disposition des liernes

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

La réaction R au niveau du le lierne :

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

$$G_p = [(10.87 + 3) \times 1.5] + 13.4 = 34.205 \text{ Kg/ml}$$

$$q_{uy} = 1.25 \times [1.35 \times (0.342)] = 0.577 \text{ KN/ml}$$

$$l_y = \frac{l}{2} = 3 \text{ m}$$

$$R = 0.577 \times 3 = 1.73 \text{ KN}$$

- Efforts de traction dans le tronçon de lierne L1 :

$$T1 = R/2 = 0.86 \text{ KN}$$

- Effort dans le tronçon L2 :

$$T2 = T1 + R = 2.59 \text{ KN}$$

- Effort dans le tronçon L3 :

$$T3 = T2 + R = 4.32 \text{ KN}$$

- Effort dans les diagonales L4 :

$$T4 = T3 + R = 6.05 \text{ KN}$$

- Effort dans les diagonales L5 :

$$T5 = T4 + R = 7.78 \text{ KN}$$

- Effort dans les diagonales L6 :

$$\text{Avec : } \theta = \arctg 0.16 \Rightarrow \theta = 9.46^\circ$$

$$2 T_6 \sin \theta = T_5$$

$$T_6 = T_5 / 2 \sin 9.46^\circ$$

$$T_6 = 23.66 \text{ KN}$$

b) Calcul de la section des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est T6.

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

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

$$\text{Avec : } N_{pl} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow A \geq \frac{\gamma_{M0} \times N_{tsd}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{1,1 \times 23,66}{23,5} \Rightarrow A \geq 1,107$$

$$A = \frac{\pi \times \phi^2}{4} \geq 1,107 \text{ cm}^2 \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 1,107}{3,14}} \Rightarrow \phi \geq 1,187 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratique, on adopte pour une barre ronde de diamètre $\phi = 12 \text{ mm}$.

III.9.1. Lisses de bardages sur le long pan :

• Données de calcul :

- Chaque lisse repose sur 2 appuis.
- Le porté entre axe des lisses $e = 1.5 \text{ m}$ (espace entre 2 lisse).
- On dispose de 5 lignes de lisses sur chaque paroi.

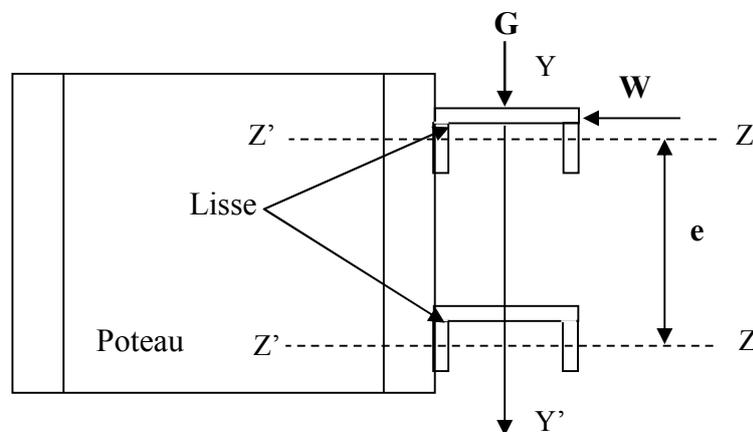


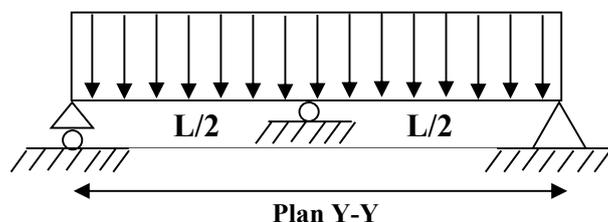
Figure III.16: disposition des lisses

III.9.2. Evaluation des charges et surcharges

- **Charges permanentes (G) :(perpendiculaire à l'âme) :**

Poids propre de la lisse et du bardage qui lui revient.

Charges accrochées éventuelles.



- **Action due au vent : (dans le plan de l'âme)**

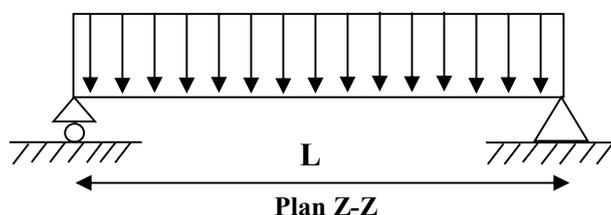


Figure III.17 : les schémas statiques de la lisse dans les deux plans y-y et z-z.

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

Poids propre du panneau sandwich.....10.87Kg/m²

Poids propre d'accessoires d'attaches3Kg/m²

Poids propre des lisses estimée14.5Kg/m

$$G_P = [(P_{ps} + P_{accessoire}) \times e] + P_{lisse}$$

$$G_P = [(10.87 + 3) \times 1.5] + 14.5 = 35.305 \text{Kg/ml}$$

$$G_P = 0.353 \text{KN/ml}$$

b) Surcharge climatique due au vent (v) (dans le plan de l'âme)

$W = 642.06 \text{N/m}^2$ (voir chapitre 2 tableau II.8)

D'où: $W = 642.06 \times e = 642.06 \times 1.5 = 0.963 \text{KN/ml}$

1) Charges appliquées à l'ELU :

$$q_{wu} = 1.25 \times (1.5 \times W) = 1.25 \times (1.5 \times 0.963) = 1.805 \text{KN/ml}$$

2) Charges appliquées à l'ELS :

$$q_{ws} = q_{wu} / 1.5 = 1.203 \text{ KN/ml}$$

III.9.3. Pré dimensionnement des lisses :

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

$$f_z \leq f_{adm} \text{ Avec } f_z = \frac{5}{384} \frac{q_{ws} \cdot L^4}{EI_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 1,203 \times 600^4 \times 10^{-2}}{384 \times 21000 \times 3} = 322,23 \text{ cm}^4$$

D'après le tableau des profilés des UPN, on adopte un **UPN 120**

Ses caractéristiques sont :

$$I_y = 364 \text{ cm}^4 \quad h = 120 \text{ mm} \quad d = 82 \text{ mm} \quad W_{ely} = 60.7 \text{ cm}^3$$

$$I_z = 43.2 \text{ cm}^4 \quad b = 55 \text{ mm} \quad W_{plz} = 21.2 \text{ cm}^3 \quad W_{elz} = 11.1 \text{ cm}^3$$

$$A = 17 \text{ cm}^2 \quad t_w = 7 \text{ mm} \quad A_{vz} = 8.80 \text{ cm}^2 \quad W_{ply} = 72.6 \text{ cm}^3$$

$$G = 13.4 \text{ kg/m} \quad t_f = 9 \text{ mm}$$

- **Le poids propre réel G**

$$G_p = [(10.87 + 3) \times 1.5] + 13.4 = 34.205 \text{ Kg /ml}$$

$$G_p = 0.342 \text{ KN /m}$$

III.9.4. 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 :

$$M_y = \frac{q_{wu} \times L^2}{8} = \frac{1.805 \times 6^2}{8} = 8.122 \text{ KN.m}$$

Sous l'effet des charges verticales permanentes :

$$q_v = 1.25 \times [1.35 \times (G_p)]$$

$$q_v = 1.25 \times [1.35 \times (0.342)] = 0.577 \text{ KN/ml}$$

$$M_z = \frac{q_v \times l^2}{8} = \frac{0.577 \times 6^2}{8} = 2.598 \text{ KN.m}$$

Puisque L'UPN 120 est de classe 01.

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{72.6 \times 10^{-3} \times 235}{1} = 17.061 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{21.2 \times 10^{-3} \times 235}{1} = 4.982 \text{ KN.m}$$

Pour les profilés UPN 120 de classe 01, en optant pour $\alpha = 2$ et $\beta = 1$

$$\text{Alors : } \left[\frac{8.122}{17.061} \right]^2 + \left[\frac{2.598}{4.982} \right]^1 = 0.74 < 1 \quad \text{Vérfiée}$$

\Rightarrow La section **UPN 120** est vérifiée à l'ELU

Donc la résistance des sections est vérifiée.

III.9.5. Vérification au cisaillement :

$$V_z \leq V_{plz}$$

$$V_z = \frac{q_{wu} \times L}{2} = \frac{1.805 \times 6}{2} = 5.415 \text{ KN}$$

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{8.80 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1} = 119.396 \text{ KN} \Rightarrow V_z \leq V_{plz}$$

L'effort tranchant est vérifié

III.9.6. Vérification à l'état limite de service :

- **AXE Z-Z**

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{0,963 \times 10^{-2} \times (600)^4}{21000 \times 600} = 1,29 \text{ cm} < \frac{600}{200} = 3 \text{ cm} \quad \text{Vérfiée}$$

- **AXE Y-Y**

$$f_y \leq f_{adm} \text{ Avec } f_y = \frac{5}{384} \frac{q_v l^4}{EI_z} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{0,342 \times 10^{-2} \times (600)^4}{43,2 \times 21000} = 6,36 \text{ cm} > \frac{600}{200} = 3 \text{ cm} \text{ Non vérifiée}$$

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

• **Vérifier la flèche selon Y-Y**

$$f_y \leq f_{adm} \text{ Avec } f_y = \frac{2,05}{384} \frac{qv.(l/2)^4}{EI_z} \leq f_{adm} = \frac{L/2}{200} = \frac{300}{200} = 1,5cm$$

$$f_y = \frac{2,05}{384} \frac{0,342 \times 10^{-2} \times (300)^4}{43,2 \times 21000} = 0,163cm < \frac{300}{200} = 1,5cm \text{ Vérifiée}$$

Conclusion : on choisit pour toutes les lisses un **UPN 120**.

III.10. Les potelets

III.10.1. Définition

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.

Et ce sont des profilés disposés verticalement sur le pignon, comme indiqué sur la figure ci-dessous, et sont soumis à la flexion composée dont des efforts lesquels:

- Effort normal produit par le poids propre du potelet et lisses de bardage.
- Effort de flexion produit par l'action du vent sur le pignon.

III.10.2. Dimensionnement des potelets

- Le pignon possède 2 potelets la longueur max $L=7m$.
- La porte maximale entre deux potelets $d = 6m$.
- Les potelets sont en acier S235
- La charge du vent $W = -0.525KN/m$

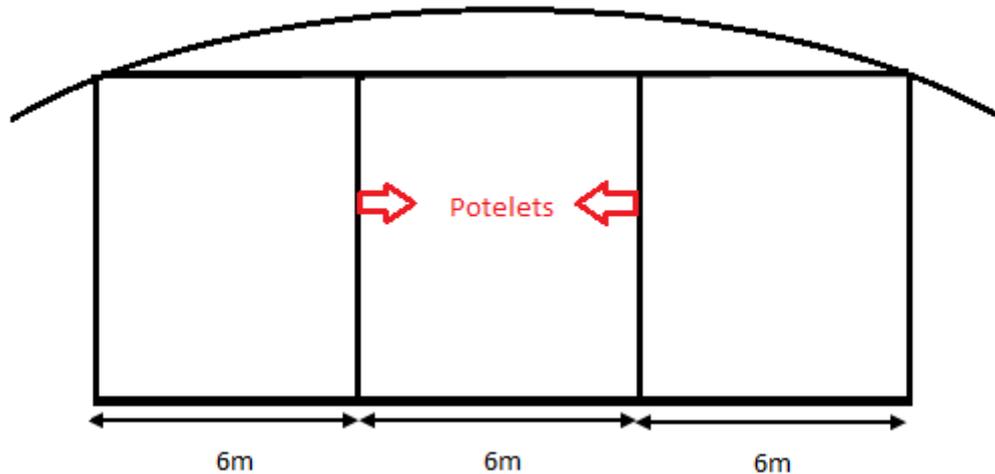


Figure III.18 : Disposition des potelets.

III.10.3. Détermination de la section de potelet (calcul a L'ELS)

La charge du vent la plus défavorable sur le pignon est $Q_j = 0.525 \text{ KN/m}^2$ en tenant la continuité des lisse de bardages :

$$q_w = 1.25 \times Q_j \times d = 1,25 \times 0.525 \times 6 = 3.937 \text{ KN/m}$$

$$q_w = 3.937 \text{ KN/m}$$

Les potelets étant articulés en tête et en pied, la flèche max est :

$$f_z = \frac{5 \times P \times h^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$\text{Et la flèche admissible : } f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{700}{200} = 3.5 \text{ cm}$$

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

$$\text{AN : } I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{q \times h^4}{E \times 3.5} = \frac{5}{384} \times \frac{3.937 \times 10^{-2} \times 700^4}{2,1 \times 10^4 \times 3.5}$$

$$\rightarrow I_y = 1674.59 \text{ cm}^4$$

Ce qui correspondant à IPE 200

Tableau III.4 : Caractéristiques de l'IPE 200.

Profilé	h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r (mm)	P (Kg/m)	d (mm)
IPE200	200	100	5.6	8.5	12	22.4	159
	A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	i _y (cm)	W _{ply} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	W _{plz} (cm ³)	i _z (cm)
	28.5	1943	8.26	221	205	44.6	2.24

III.10.4. Evaluation des charges

a) les charges variables (la charge de vent)

$$q_w = 3.937 \text{ KN/m}$$

b) les charges permanentes :

$$\text{Poids bardage} \dots\dots\dots G1 = 10.87 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Poids des lisse de bardages} \dots\dots\dots G2 = 12.1 \times 5 = 60.5 \text{ Kg/m.}$$

$$\text{Poids propre de IPE 200} \dots\dots\dots G3 = 22.4 \text{ kg /m.}$$

$$G = [(G1 \times d \times l) + (G2 \times d) + (G3 \times l)]$$

$$G = [(10.87 \times 6 \times 7) + (60.5 \times 6) + (22.4 \times 7)] = 976.34 \text{ Kg/m}$$

$$G = 9.763 \text{ KN/ml}$$

III.10.5. Vérification de la flexion composée

A) Vérification de l'effort axial

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$N_{y.sd} \leq \min \left\{ 0,25 \cdot N_{pl.rd}, 0,5 \cdot \frac{A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \right\}$$

$$N_{y.sd} = \gamma_G \cdot G = 1.5 \cdot 9.763 = 14.644 \text{ KN}$$

$$N_{y.sd} = 14.644 \text{ KN}$$

$$N_{pl.rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{28.5 \cdot 23.5}{1.1} = 608.86 \text{ KN}$$

$$\rightarrow 0.25N_{pl,y,rd} = 0.25 \cdot 608.86 = 152.21 \text{ KN}$$

$$\frac{A_w f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{(A - 2bt_f) f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{(28.5 - 2 \cdot 10 \cdot 0.85) \cdot 23.5}{1.1} = 245.68 \text{ KN}$$

$$0.5 \frac{A_w f_y}{\gamma_{M_0}} = 122.84 \text{ KN}$$

Donc

$$N_{y,sd} = 14.644 < \min(0.25N_{pl,rd} = 152.21 \text{ KN}, 0.5 \frac{A_w f_y}{\gamma_{M_0}} = 122.84 \text{ KN})$$

→ Donc la condition est vérifiée.

B) Vérification de l'effort tranchant

Pour la vérification de l'effort tranchant on utilise la formule suivante :

$$V_{sd,max} \leq \frac{1}{2} V_{pl,rd}$$

$$V_{sd,max} = V_{sdz} = \frac{W.L}{2} = \frac{3.937 \cdot 7}{2} = 13.779 \text{ KN}$$

$$V_{sd,max} = 13.779 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m_0} \sqrt{3}} = 172.68 \text{ KN}$$

$$\frac{1}{2} V_{pl,rd} = 86.34 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 13.779 \text{ KN} < \frac{1}{2} V_{pl,rd} = 86.34 \text{ KN} \rightarrow \text{Donc la condition est vérifiée.}$$

III.10.6. Vérification de la stabilité au flambement

Pour la vérification de la stabilité au flambement on utilise la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot \left(\frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \right)} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot \left(\frac{f_y}{\gamma_{M1}} \right)} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot \left(\frac{f_y}{\gamma_{M1}} \right)} \leq 1$$

Avec :

$$N_{y,sd} = 14.644 \text{ KN}$$

$$M_{sdy} = 1.5 \cdot \frac{q_w l^2}{8} = 1.5 \frac{3.937 * 7^2}{8} = 36.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdz} = 0$$

a) Calcul de la longueur de flambement

On a autour de l'axe faible y-y (dans le plan de l'âme) : le potelet risque de flamber sur toute sa hauteur donc la longueur de flambement $L_{ky} = 7\text{m}$.

Autour de l'axe fort z-z (dans le plan perpendiculaire de l'âme), le potelet est empêché de flamber sur toute sa hauteur.

Donc la longueur de flambement $L_{kz} = 1.5 \text{ m}$.

Et pour IPE 200 on a les rayons de giration sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} i_y = 8.26 \text{ cm} \\ i_z = 2.24 \text{ cm} \end{array} \right.$$

b) Calcul des élancements :

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{700}{8.26} = 84.74$$

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{150}{2.24} = 66.96$$

c) calcul les élancements critique :

On a l'acier utilise est de S235.

Donc

$$\varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = 1$$

$$\text{Donc } \lambda_{cr} = 93.9\varepsilon = 93.9 * 1 = 93.9$$

d) classe de la section :

➤ **La classe de la semelle (comprimée) :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b_f}{2t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{100}{2 \times 8.5} = 5.88 < 10 \times 1 \Rightarrow \text{Semelle de classe 01.}$$

➤ **La classe d'âme (flexion composé) :**

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

$$d_c = \frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} = \frac{14.64}{0.56 \times 23.5} = 1.11$$

$$\alpha = \frac{1}{15.9} \left(\frac{15.9 + 1.11}{2} \right) = 0.53 < 1 \quad \text{avec } \alpha > 0.5$$

Pour la section de classe 01 :

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{15.9}{0.56} = 38.39 \quad \text{et} \quad \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)} = \frac{396 \times 1}{(13 \times 0.53 - 1)} = 67.23$$

Donc :

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)} \rightarrow \text{Âme de classe 01.}$$

➔ Donc la classe de la section IPE 200 est de classe 1.

e) Calcul les élancements réduits :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{84.74}{93.9} \sqrt{1} = 0.90 > 0.2 \quad \text{Donc il y a un risque de flambement}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{6696}{939} \sqrt{1} = 0.71 > 0.2 \quad \text{Donc il y a un risque de flambement}$$

Avec : $\sqrt{\beta_w} = 1$ pour les classe 1.

f) calcul de coefficient de réduction :

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

Le choix de la courbe de flambement d'après le tableau 5.5.3 Eurocode 3

Pour un IPE 200 on a les caractéristiques suivant :

$h=200\text{mm}$; $b = 100 \text{ mm}$; $t_f = 8.5 \text{ mm}$.

$$\text{Donc : } \frac{h}{b} = \frac{200}{100} = 2 > 1,2. \text{ et } t_f = 8.5 < 40\text{mm}$$

Tableau III.5: Coefficients de flambement correspondant à la section IPE 200.

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur de d'imperfection α
y- \acute{y}	A	$\alpha_y = 0,21$
z- \acute{z}	B	$\alpha_z = 0,34$

g) Calcule de χ_{\min} :

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} \quad \text{Avec : } \chi_y \leq 1$$

$$\varphi_y = 0.5[1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\varphi_y = 0.5[1 + 0,21(0,90 - 0,2) + 0,90^2] = 0,978 \quad \chi_y = 0 \rightarrow$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} \quad \text{Avec : } \chi_z \leq 1$$

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

$$\varphi_z = 0.5[1 + 0,34(0,71 - 0,2) + 0,71^2] = 0,838 \quad \chi_z = 0,706 \rightarrow$$

$$\chi_{\min} = \min(0,686 ; 0,706) \quad \chi_{\min} = 0,686 \quad \rightarrow$$

h) calcul l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$:

$\beta_w = 1 \Rightarrow$ Section de classe 1

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

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5}$$

M_{cr} : est le moment critique de déversement.

$$M_{cr} = \frac{c_1 \pi^2 EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 \cdot Z_g)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g) \right\} \quad (1)$$

Notre potelet considéré comme bi articules a ses extrémités on a :

C1, C2, facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

$$C1 = 0,972 \quad C2 = 0,304$$

K et Kw : les facteurs de longueur effective avec : K=0.5 appui simple Kw =0.5.

$Z_a = -h/2 = -10\text{cm}$ sous le vent (-) puisque orientation repère est vert la semelle comprimé.

$Z_s = 0$ cm section doublement symétrique

$$Z_g = Z_a - Z_s = -10\text{cm}$$

$$I_t = 6.89 \text{ cm}^4$$

$$I_w = 13000 \text{ cm}^6$$

$$L = 7 \text{ m}$$

$$I_z = 142 \text{ cm}^4$$

$$G = 0.4.E$$

$$M_{cr} = \left(0.972 \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 142}{(0.5 \times 700)^2} \right) \left\{ \left[\left(\frac{0.5}{0.5} \right)^2 \cdot \frac{13000}{142} + \frac{(0.5 \times 700)^2 \times 0.4 \times 6.89}{\pi^2 \times 142} + (0.304 \times 10)^2 \right]^{\frac{1}{2}} + (-0.304) \times (-10) \right\}$$

$$M_{cr} = 50.23 \text{ KN.m}$$

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{M_{ply}}{M_{CR}}} = \sqrt{\frac{47.21}{50.23}} = 0.96 \quad \overline{\lambda_{LT}} = 0.96 > 0.4 \text{ donc il ya risque de diversement}$$

D'après ces résultats de moment critique il doit faire la vérification au diversement.

La vérification au diversement se fait par la formule suivante :

$$\frac{N}{X_{min} \times N_{ply}} = \frac{K_{LT} \times M_Y}{X_{LT} \times M_{PLY}} \leq 1$$

Pour les profile laminé on a : a = 0.21 courbe (a)

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0.96 \rightarrow \chi_{LT} = 0.693$$

$$M_{sdy} = \frac{q \cdot l^2}{8} = 3.937 \cdot 7^2 / 8 = 24.11 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$N_{ysd} = 14.644 \text{ KN}$$

Calcul de coefficient k

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N}{X_Z \times A \times F_Y}$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_Z \times \beta_{MLT} - 0,15 \quad \text{mais } \mu_{LT} \leq 0,9$$

$$\beta_{MLT} = 1,3$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 1,3 \times 0,71 - 0,15 = -0,011 < 0,9$$

$$X_Z = 0.706$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{(-0,011) \times 1464,4}{0,706 \times 28,5 \times 10^2 \times 235} = 1,00$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{221 \times 23,50}{1,1} = 47,21 \text{ kn} \cdot \text{m}$$

Donc :

$$\frac{N}{X_{min} \times N_{ply}} + \frac{K_{LT} \times M_{y,sd}}{X_{LT} \times M_{ply}} = 0,035 + 0,50 = 0,85 < 1$$

La condition est vérifiée on conclut que **IPE 200** convient comme des potelets.

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 :

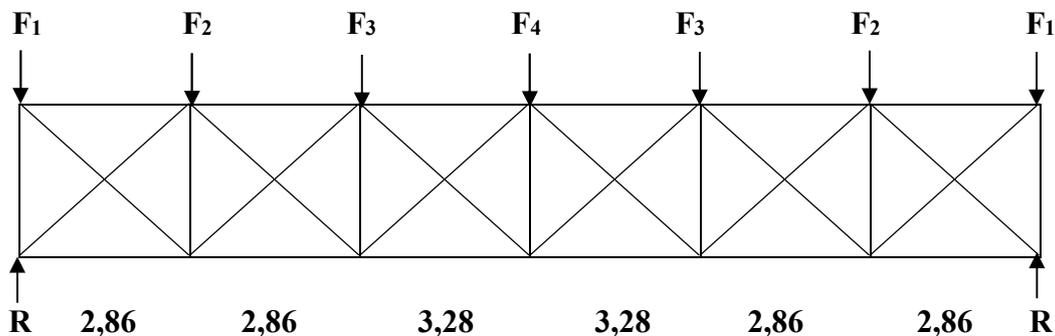


Figure IV.1: Poutre au vent en pignon

Calcul des réactions dues au vent sur la poutre au vent

$$F_i = 1,5 \left[(w_i \times s_i) + \frac{F_{fr}}{n} \right]$$

- F_{fr} : la force de frottement, $F_{fr} = 26,76$ KN
- n : Nombre de nœuds ($n=7$)

$$D'où : \frac{F_{fr}}{n} = \frac{26,76}{7} = 3,82 \text{ KN}$$

$$\text{Calcul de } S_i : s_i = \frac{h_i \times I_i}{2}$$

Les résultats de sont résumés dans le tableau ci-dessous

$$W_{\max} = 0,64206 \text{ KN/m}^2$$

Tableau IV.1 : Valeur de force (F_i)

F_i	F1	F2	F3	F4
h_i(m)	7	8,43	9,15	9,45
I_i(m)	1,43	2,86	2,86	3,28
S_i(m²)	5,005	12,05	13,08	15,50
W_{max} × S_i	3,21	7,74	8,40	9,95
F_{fr/n}	3,82	3,82	3,82	3,82
F_i(kn)	10,545	17,34	18,33	20,655

$$\text{Avec : } R_A = R_B = \frac{\sum F_i}{2} = \frac{2(F_1 + F_2 + F_3) + F_4}{2} = 56,54 \text{ KN}$$

IV.3. Vérification des éléments de la poutre au vent :

IV.3.1. Les diagonales :

Par la méthode des coupures, on établit que l'effort F_D dans les diagonales d'extrémité (les plus sollicitées) est donné comme suite :

La section brute doit vérifier la condition suivante :

$$F_D \times \cos \sigma + F_1 - R = 0, \sigma = \tan^{-1} \left(\frac{3,28}{6} \right) = 28,66^\circ$$

$$F_D = \frac{R - F_1}{\cos \sigma}$$

$$F_D = \frac{56,54 - 10,545}{\cos 28,66^\circ} = 52,42 \text{ KN}$$

$$N_{std} = 1,5 \cdot F_D = 78,63 \text{ KN (effort de traction max)}$$

$$N_{std} \leq \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow A \geq \frac{N_{std} \times \gamma_{m0}}{f_y} \quad \text{CCM97 Art 5.4.3}$$

$$A \geq \frac{78,63 \times 1,1}{23,5} = 3,68 \text{ cm}^2$$

Soit une cornière (50*50*5) = 4,80 cm²

IV.3.2. Vérification des pannes (montants de la toiture au vent) :

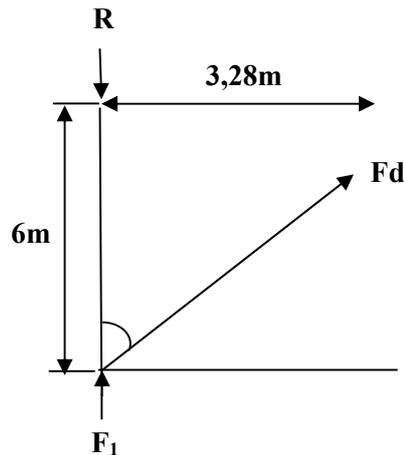


Figure IV.2 : Sollicitation de la panne intermédiaire.

Les montants sont constitués en pannes (IPE 160) qui sont dimensionnées en flexion déviée seule, ils assurent aussi la fonction de montant de la poutre au vent, donc on doit les vérifier à la flexion bi axiale sous l'effort de soulèvement, plus l'effort normal de compression dû aux forces d'entraînement.

$$\left(\frac{M_y}{M_{pl,y}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl,z}} \right)^\beta \leq 1$$

IV.3.3. Vérification de la panne intermédiaire :

$$F_4 = 20,655 \text{ KN}$$

$$Q_{\max} = G - 1,5W = 0,354 - 1,5 \times 1,2 = -1,446 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\max} = -1,446 \text{ KN/ml}$$

IPE160:

$$\begin{cases} I_y = 869,3 \text{ cm}^4 \\ I_z = 68,31 \text{ cm}^4 \\ A = 20,1 \text{ cm}^2 \\ H = 16 \text{ cm} \\ G = 15,8 \text{ Kg/ml} \end{cases}$$

$$M_z = \frac{q \left(\frac{l}{2} \right)^2}{8} = \frac{1,446 \times 3^2}{8} = 1,627 \text{ KN.m}$$

$$M_{PLy} = 26,469 \text{ KN.m}$$

$$M_{PLz}=5,575\text{KN.m}$$

A) Vérification au flambement:

$$L_{ky}=600\text{cm} \longrightarrow \lambda_y=(L_{ky}/i_y)=(600/6,58)=91,18$$

$$L_{kz}=300\text{cm} \longrightarrow \lambda_z=(L_{kz}/i_z)=(300/1,84)=163,04$$

$$\overline{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9} \varepsilon \qquad \overline{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9} \varepsilon$$

$\varepsilon=1$ pour une section de classe 01

$$\overline{\lambda}_y = \frac{91,18}{93,9} = 0,97$$

$$\overline{\lambda}_z = \frac{163,04}{93,9} = 1,736$$

$$\overline{\lambda} = \max(\overline{\lambda}_y, \overline{\lambda}_z) = 1,736 > 0,20$$

Donc il y a lieu de tenir compte du risque de flambement

B) Vérification au diversement :

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{C_1^{0,5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0,5}}$$

$$= \frac{\frac{300}{1,84}}{1,132^{0,5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{\frac{300}{1,84}}{\frac{16}{0,74}} \right)^2 \right]^{0,5}} = 78,17$$

$\beta_w = 1 \Rightarrow$ classe 1

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5} = \left[\frac{78,17}{93,9} \right] \times 1^{0,5} = 0,83$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = 0,83 > 0,4$$

Donc il ya lieu de tenir compte du risque de déversement

D'où la vérification à la résistance se fait en flexion bi axial plus effort en tenant compte du risque de flambement et déversement

C) Calcul des coefficients réducteurs

Flambement

Profilé laminé ;

$$\frac{h}{b} = \frac{160}{82} = 1,95 > 1,2$$

$$T_f = 7,4 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

L'axe de flambement z z → courbe b

$$\bar{\lambda}_z = 1,736 \rightarrow X_z = 0,26874 \quad (\text{D'après le tableau 5.5.2 l'EC3})$$

Déversement

- φ_{LT} test par la formule suivante :

$$\varphi_{LT} = 0,5 \times \left[1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

Ou : $\alpha = 0,21$ (on un profilé laminé)

$$\varphi_{LT} = 0,5 \times \left[1 + 0,21 \times (0,83 - 0,2) + 0,83^2 \right] = 0,91$$

- X_{LT} :

$$X_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \left[\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]^2} = \frac{1}{0,91 + \left[0,91^2 - 0,83^2 \right]^{0,5}} = 0,779$$

$$X_{LT} = 0,779$$

- Calcul de K_{LT} :

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N}{\chi_z \times A \times f_y} \quad \text{avec } K_{LT} \leq 1$$

$$\bar{\lambda}_z = 1,736 \rightarrow X_z = 0,26874$$

$$N = 20,655 \text{ KN}$$

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

avec $\mu_{LT} \leq 0,9$

- Tel que $\beta_{MLT} = 1,3$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 1,736 \times 1,3 - 0,15 = 0,18852 < 0,9$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{0,18852 \times 20,655}{0,26874 \times 20,1 \times 23,5} = 0,969 < 1,5$$

Calcul de k_z :

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N}{\chi_z \times A \times f_y}$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \times \beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \leq 0,9$$

$$\beta_{Mz} = 1,3 \text{ [tableau 8 EC3]}$$

$$\mu_z = 1,736(2 \times 1,3 - 4) + \frac{26,10 - 16,66}{16,66} = -1,86 < 0,9$$

$$K_z = 1 - \frac{-1,86 \times 20,655}{0,26874 \times 20,1 \times 23,5} = 1,30 < 1,5$$

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_{LT} \times M_{Ysd}}{\chi_{LT} \times W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z \times M_{Zsd}}{W_{pl,z} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$M_Y = 0$, (la panne intermédiaire est sollicitée à la flexion simple)

$$\frac{20,655}{0,26874 \times 472,35} + 0 + \frac{1,30 \times 1,627}{6,1335} = 0,505 \leq 1 \text{ Vérifiée}$$

On va garder l'IPE 160 pour les pannes.

IV.4. Vérification de la panne sablière

Les pannes sablières qui sont des pannes de rive, travaillent à la flexion composée ; à cause des sollicitations auxquelles elles sont soumises, la compression du vent qui agit sur le pignon d'un côté et la flexion due à leurs poids propres.

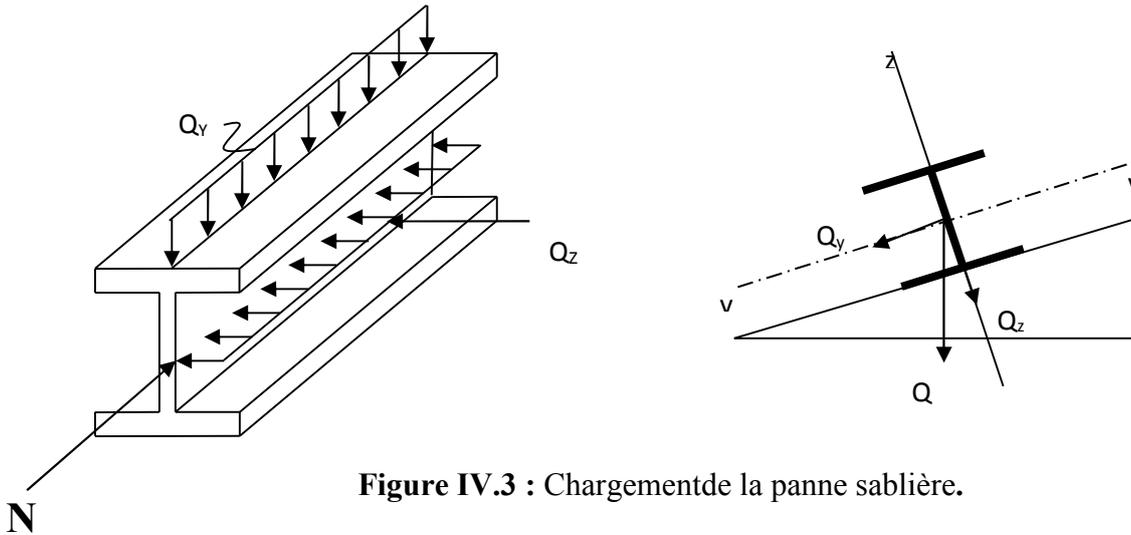


Figure IV.3 : Chargement de la panne sablière.

La formule de vérification est la suivante :

$$\left(\frac{M_y}{M_{ply}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{plz}} \right)^\beta \leq 1,0$$

-Vérification de la panne sablière à la flexion déviée :

$$Q_{\max} = G + 1,5 \times W = 0,354 + 1,5 \times 1,31 = 2,319 \text{ Kn/ml}$$

$$Q_{\max} = 2,319 \text{ Kn/ml}$$

$$\frac{N}{X_{\min} \times N_{pl}} + \frac{K_y \times M_y}{M_{ply}} + \frac{K_z \times M_z}{M_{plz}} \leq 1$$

$$N = 10,545 \text{ KN}$$

$$Q_y = \frac{Q_{\max} \times \sin \alpha}{2} = 0,43 \text{ KN/ml}$$

$$Q_z = \frac{Q_{\max} \times \cos \alpha}{2} = 1,075 \text{ KN/ml}$$

$$M_y = \frac{Q_z \times l^2}{8} = \frac{1,075 \times 6^2}{8} = 4,84 \text{ KN.m}$$

$$M_z = \frac{Q_y \times (l/2)^2}{8} = \frac{0,43 \times 3^2}{8} = 0,48 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma M_0} = 29,11 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma M_0} = 6,13 \text{ KN.m}$$

$$\left(\frac{4,84}{29,11} \right)^2 + \left(\frac{0,48}{6,13} \right)^1 = 0,106 < 1$$

$$K_z = 1 - \frac{-1,86 \times 10,545}{0,26874 \times 20,1 \times 23,5} = 1,154 < 1,5 \text{ (Voir les calculs des pannes intermédiaires)}$$

Calcul de K_y :

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N}{X_y \times A \times f_y} \text{ avec } K_y \leq 1,5.$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \times \beta_{MY} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \text{ avec } \mu_y \leq 0,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) [\beta_A]^{0,5}$$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{600}{6,58} = 91,185$$

$$\lambda_1 = 93,9 \times \xi \text{ avec } \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\text{Acier S235} \rightarrow \xi = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\lambda_1 = 93,9 \times 1 = 93,9$$

$$\text{Section en 1} \rightarrow \beta_A = 1$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{91,185}{93,3} \times (1)^{0,5} = 0,977$$

Par le tableau 8 eurocode3 on a :

$$\beta_{MY} = 1,3$$

A.N :

$$\mu_y = 0,977(2 \times 1,3 - 4) + \frac{123,9 - 108,7}{108,7} = -1,227 < 0,9$$

Calcul de χ à l'aide du tableau 5.5.2 de l'eurocode3

$$h/b = \frac{160}{82} = 1,95 > 1,2$$

$$t_f = 7,4 \text{ mm} < 40 \text{ mm.}$$

Par rapport à l'axe f_{yy} → courbe a

Tableau de l'eurocode3 :

$$\chi_y = 0,686$$

$$K_y = 1 - \frac{-1,227 \times 10,785}{0,686 \times 20,1 \times 23,5} = 1,04 < 1,5$$

$$K_y = 1,04 < 1,5$$

A.N

$$\frac{10,545}{0,26874 \times 472,35} + \frac{1,04 \times 4,84}{29,1165} + \frac{1,154 \times 0,48}{6,1335} = 0,34 < 1$$

1-L'IPE 160 convient pour la panne sablière

2-Le profilé IPE 160 convient pour la panne intermédiaire servant de montants pour les barres de contreventement.

IV.5. Calcul de palées de stabilité :

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts du vent sur pignon transmis par le contreventement de versant (poutre au vent).

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

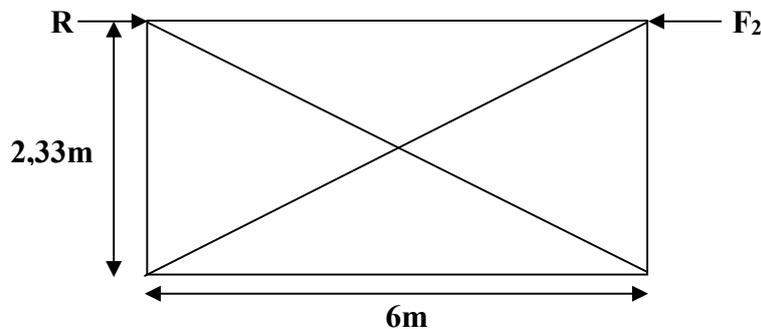


Figure IV.4: Palée de stabilité long pan.

$$Fd = \frac{R - F_1}{\cos \beta}$$

$$\beta = \text{Arctg} \frac{2,33}{6} = 21,22^\circ$$

$$N = Fd = \frac{56,54 - 10,545}{\cos 21,22^\circ} = 50,97 \text{ daN}$$

Section de la diagonale :

Nature de sollicitation : traction simple.

$$\left. \begin{array}{l} N \leq N_{pl} \\ N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma M_0} \end{array} \right\} \Rightarrow A \geq \frac{N \times \gamma M_0}{f_y}$$

$$A \geq \frac{50,97 \times 1,1}{23,5} = 2,38 \text{ cm}^2$$

On adopte pour la cornières : L40×40×4

$$A = 3,08 \text{ cm}^2$$

V.1- Introduction

Vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts (ruines de constructions et perte de vies humaines). Il est très important de concevoir avec précaution les structures pour résister au maximum aux effets engendrés par les sollicitations auxquelles elles sont soumises. Pour cela elles doivent être conçues et construites de manière adéquate pour résister à ces secousses sismiques, tout en respectant les recommandations des règles parasismique algériennes (RPA99 V2003).

V.2- Paramètre de l'analyse sismique

V.2.1. Classification de la zone sismique

Le projet sera implanté à la commune d'Adekar, Wilaya de Bejaia. La zone d'implantation est classée selon le RPA99/version2003 comme zone **IIa** (moyenne sismicité).

V.2.2. Groupe d'usage

Notre ouvrage abritant fréquemment de grands rassemblements de personnes et destiné pour une construction sportive (salle de sport), alors selon le RPA99/version2003 le bâtiment est classé comme groupe d'usage **1B**.

V.2.3. Coefficient de comportement

La valeur du coefficient de comportement global de la structure R est donnée par le tableau 4.3 du RPA 99/ version 2003, en fonction du système de contreventement.

Selon XX : ossature contreventée par palées triangulées en X d'où $R = 4$

Selon YY : ossature contreventée par palées triangulées en X d'où $R = 4$

V.2.4. Facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure Q est en fonction de la redondance, géométrie, régularité en plan et en élévation et la qualité de contrôle de la construction.

Tableau V.1 : Pénalité de vérification

Critère de qualité "q"	P_q
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	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.05
$\sum P_q$	0,2

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

$$Q = 1 + 0,2 = 1,2$$

V.2.5. Coefficient de pondération

Le coefficient de pondération β est en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Dans notre cas $\beta = 0,3$ [Tableau 4.5 du RPA 99 version 2003]

V.3. Modélisation

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargements des structures, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinée, en utilisant les innombrables outils disponibles.

De nos jours il existe plusieurs logiciels qui nous permettent de modéliser une maquette de la structure à étudier et lui faire subir toute les sollicitations auxquelles elle devra répondre dans la réalité, ainsi on pourra prévoir son comportement presque réel, d'où la mieux concevoir. Ces différents logiciels sont tous basés sur la méthode des éléments finis.

V.3.1. Concept de base de la M.E.F

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

V.3.2. Description de Robot Structural Analysis

Basé sur la méthode des éléments finis, le ROBOT est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrage de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de BTP avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec

des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé, charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

V.3.3. Analyse de la structure

V.3.3.1. 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.3.3.2. 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 diffèrent 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.3.4. Les combinaisons de calcul adopté

Notation

G : Poids propre.

Q : Charge d'exploitation.

S : Action de la neige.

W : Action du vent.

E : Action sismique.

Les combinaisons de calcul adopté selon les règlements en vigueur sont données dans le tableau suivant :

Tableau V.2 : Combinaisons de calcul.

Etat limite ultime	Etat limite de service	Accidentelle
$G + 1,5W1$	$G + W1$	$G + Q + Ex$
$G + 1,5W2$	$G + W2$	$G + Q - Ex$
$1,35G + 1,5 Q$	$G + Q$	$G + Q + Ey$
$1,35G + 1,5 S$	$G + S$	$G + Q - Ey$
$1,35(G + Q + S)$	$G + 0,9(Q + S)$	$0,8G + Ex$
$1.35(G+Q+W1)$	$G + 0,9(Q + W1)$	$0,8G - Ex$
	$G + 0,9(Q + W2)$	$0,8G + Ey$
		$0,8G - Ey$

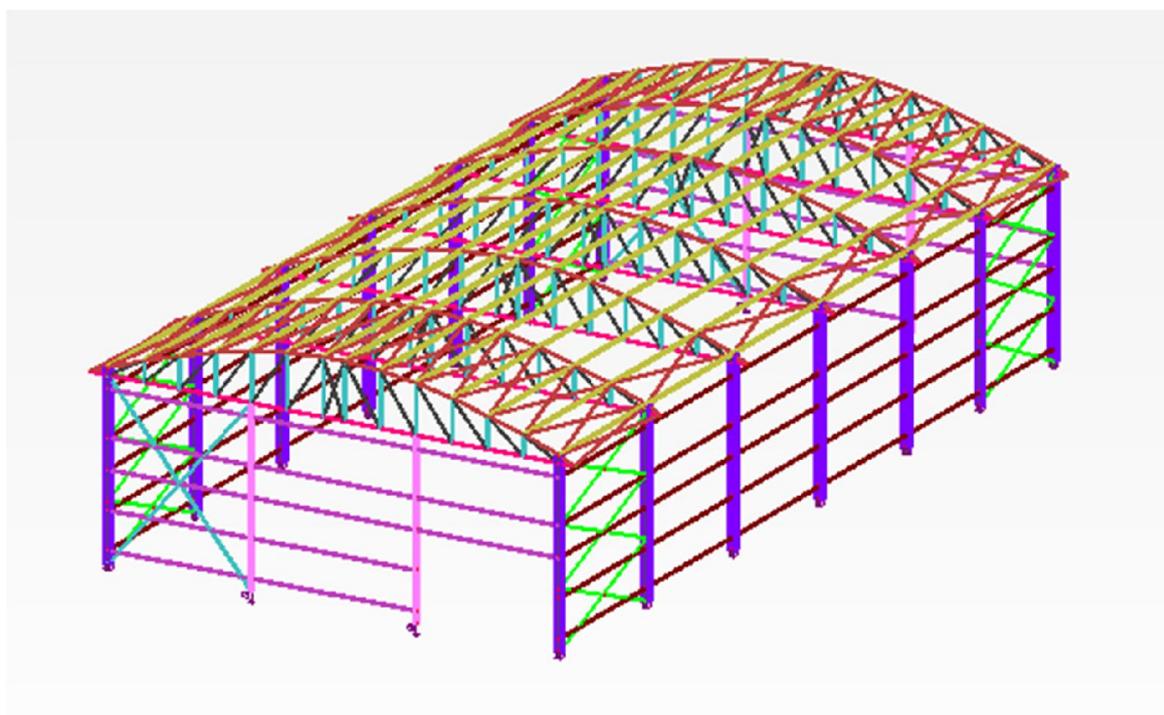


Figure V.1 : Modèle de l'ouvrage en 3D.

V.4. L'utilisation de la méthode modale spectrale

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

a) Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul RPA 99 V2003 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

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, la structure est située en Zone IIa et un Groupe d'usage **1B** nous trouverons :

A = 0,2.

T1, T2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du [RPA99/ version 2003], site (S3) : **T1 (sec) = 0,15s T2 (sec) = 0,50s.**

(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 fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ : est donnée par le tableau 4.2 du RPA99 V2003 :

Nous avons une structure en portiques (acier), Donc $\xi = 4\%$

D'où : $\eta = 1,08 > 0,7$

$\eta = 1,08$

Q : facteur de qualité déjà calculé

Q = 1,2

En résumé les valeurs des facteurs A, η , R, T1, T2, Q sont :

A = 0,2 $\eta = 1,08$ R=4 T1 = 0,15s T2 = 0,5s Q = 1,2

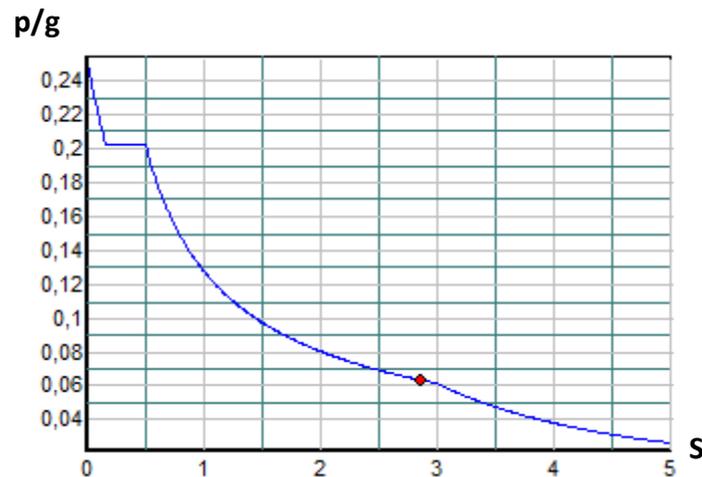


Figure V.2 : Schéma du spectre de réponse suivant X-X et Y-Y.

b) Nombre de modes de vibrations à considérer

Selon le RPA99/V2003, 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.

- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0,2s$$

Ou : N est le nombre de niveau au-dessus du sol et T_K la période du mode K.

V.5. Analyse sismique

1) Pourcentage de participation de masse

Tableau V.3 : pourcentage de la participation massique.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
6/ 1	4,02	0,25	53,25	0,00	0,0	53,25	0,00
6/ 2	4,71	0,21	53,25	30,99	0,0	0,00	30,99
6/ 3	4,92	0,20	53,25	31,79	0,0	0,00	0,79
6/ 4	5,75	0,17	53,25	32,03	0,0	0,00	0,24
6/ 5	5,82	0,17	53,25	32,17	0,0	0,00	0,14
6/ 6	6,05	0,17	53,25	57,84	0,0	0,00	25,68
6/ 7	6,11	0,16	53,25	71,81	0,0	0,00	13,97
6/ 8	7,32	0,14	53,25	71,81	0,0	0,00	0,00
6/ 9	7,65	0,13	53,27	71,83	0,0	0,02	0,01
6/ 10	7,86	0,13	82,00	71,83	0,0	28,73	0,00
6/ 11	8,01	0,12	82,00	71,86	0,0	0,00	0,03
6/ 12	8,35	0,12	82,00	71,87	0,0	0,00	0,01
6/ 13	8,79	0,11	82,00	72,20	0,0	0,00	0,33
6/ 14	9,03	0,11	82,01	72,47	0,0	0,01	0,27
6/ 15	9,44	0,11	82,01	72,48	0,0	0,00	0,02
6/ 145	42,80	0,02	91,88	92,31	0,0	0,61	0,00
6/ 146	42,97	0,02	91,90	92,34	0,0	0,02	0,03
6/ 147	43,10	0,02	91,94	92,36	0,0	0,04	0,01
6/ 148	43,16	0,02	92,56	92,36	0,0	0,62	0,00
6/ 149	44,03	0,02	92,56	92,38	0,0	0,00	0,02
6/ 150	44,51	0,02	92,56	92,38	0,0	0,00	0,00

2) Les réponses modales de la structure

- **Déformation modale**

La déformation de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants est illustré par les figures suivantes :

- **Mode 1 : Translation suivant X-X, période $T = 0,25$ s, taux de participation de la masse 53,25%**

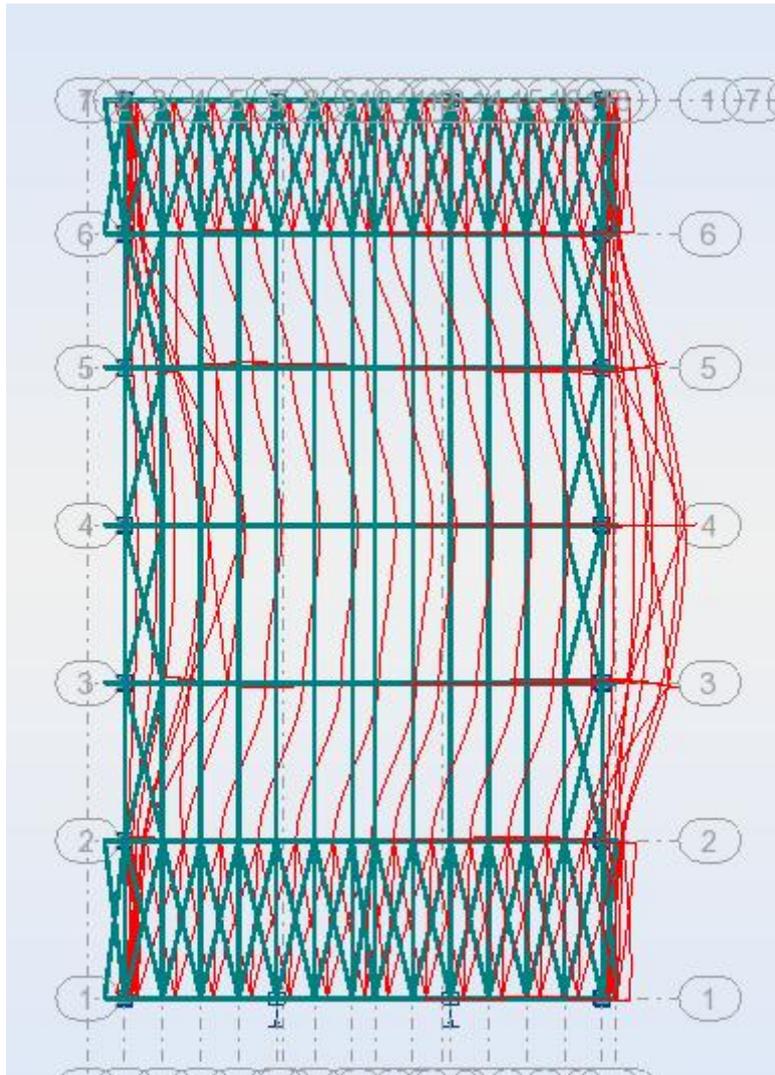


Figure V.3 : Mode de déformation (1) selon xx.

- **Mode 2 : Translation suivant Y-Y, période $T = 0,21s$, taux de participation de la masse 53,25%**

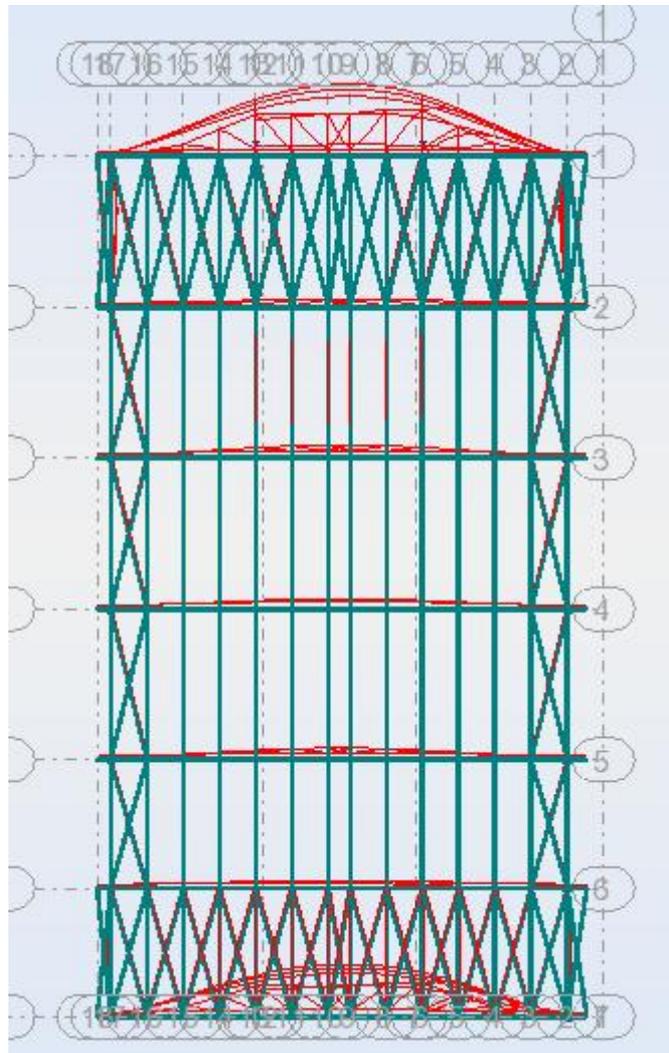


Figure V.4 : Mode de déformation (2) selon yy.

- **Mode 10 : Rotation autour de Z-Z, période T = 0,13s.**

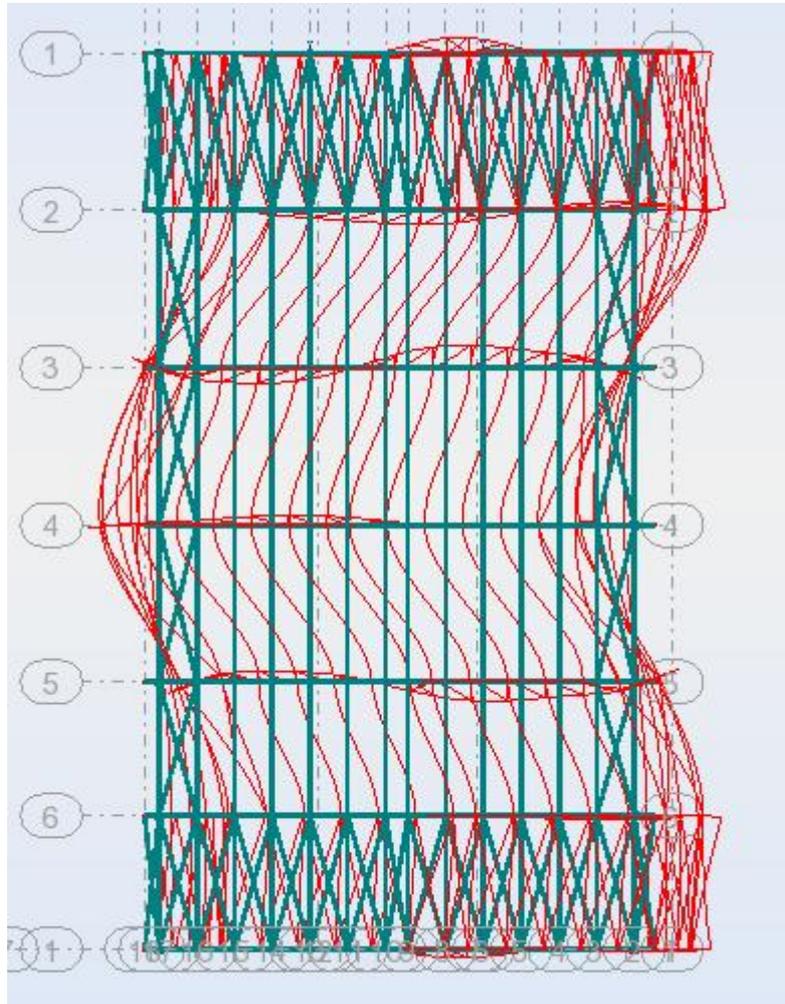


Figure V.5 : Mode de déformation (3) selon zz.

V.6. Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l'article 4.3.6 du RPA 99/03, 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.

Selon l'article 4.3.6 du RPA 99/03, la force sismique totale V_s appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

Avec : $A = 0,2$

$R = 4$

$Q = 1,2$

$W =$ Poids total de la structure

$D =$ Facteur d'amplification dynamique moyen

- **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} : 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 $\beta = 0,3$

$W = 431,14 \text{ KN}$

- **Facteur d'amplification dynamique**

D : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2 / T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2 / 3.0)^{\frac{2}{3}} (3.0 / T)^{\frac{5}{3}} & T > 3.0s \end{cases} \quad [4.2 \text{ RPA99/version 2003}]$$

T : la période fondamentale de la structure, la valeur 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 (4.6) :

$$T_{\text{empirique}} = \min \begin{cases} C_T h_N^{3/4} = 0,085 \times 9,45^{3/4} = 0,458s \\ 0,09 h_N \sqrt{d} \begin{cases} T_x = 0,2s \\ T_y = 0,145s \end{cases} \end{cases}$$

$$T_{\text{empirique}} = \begin{cases} \min(0,458; 0,2) = 0,2s \\ \min(0,458; 0,145) = 0,145s \end{cases}$$

La période est majorée de 30% d'où :

$$T_{\text{empirique}} = \begin{cases} T_x = 0,26s \\ T_y = 0,19s \end{cases}$$

$$0 < T_x = 0,26 \text{ s} < 0,5 \text{ s} \quad 0 < T_y = 0,19 \text{ s} < 0,5 \text{ s}$$

Donc la valeur du facteur d'amplification dynamique moyen est égale :

$$D = 2,5\eta$$

$$\mathbf{D = 2,7}$$

$$\text{On a: } V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

$$\text{Donc : } V_x = \frac{0,2 \times 2,7 \times 1,2}{4} \times 431,14 = 69,85 \text{ KN} \quad \mathbf{V_x = 69,85 \text{ KN}}$$

$$V_y = \frac{0,2 \times 2,7 \times 1,2}{4} \times 431,14 = 69,85 \text{ KN} \quad \mathbf{V_y = 69,85 \text{ KN}}$$

- **Détermination de l'effort sismique à la base**

Tableau V.4 : Vérification de l'effort tranchant à la base.

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8Vstatique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	69,85	55,88	97,74	Vérifiée
Sens yy	69,85	55,88	87,30	Vérifiée

L'effort tranchant dynamique est supérieur à 80% de l'effort tranchant statique dans les deux sens.

V.7. Vérification des déplacements

1^{er} Cas : situation durable

Les déplacements sont limités à :

Déplacement horizontal

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{150} \text{ sans charge du vent} \\ \frac{h}{125} \text{ avec charge du vent} \end{array} \right. \quad \text{EC3 Art 4.2.2(1) I}$$

Ou h : hauteur du poteau

Déplacement vertical

$$\frac{L}{200} \quad L : \text{longueur de la travée} \quad \text{EC3 tableau 4.1}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{150} = \frac{700}{150} = 4,66cm \\ \frac{h}{125} = \frac{700}{125} = 5,6cm \\ \frac{L}{200} = \frac{1932}{200} = 9,66cm \end{array} \right.$$

Tableau V.5 : Déplacement max en situation durable.

	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)	0,3	0,4
Suivant Y	1,35(G+Q+W1)	1,35(G+Q+S)	1,9	1,8
Suivant Z	1,35(G+Q+W1)	1,35(G+Q+S)	2,1	2,1

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=4.

Il s'agit de vérifier le point le plus haut de la toiture par rapport au sol.

Tableau V.6 : Déplacement relatif des niveaux.

Niveau	Déplacement (cm)		Déplacement relatif (cm)	
	Suivant (X)	Suivant (Y)	Suivant (X)	Suivant (Y)
Toiture	2	0,6	8	2,4

$$\frac{h}{100} = \frac{923}{100} = 9,23 \text{ cm}$$

Tous les déplacements sont inférieurs à 9,23 cm, donc ils sont vérifiés.

V.7.1 Effet de seconde 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**

Tableau V.7 : Effet P- Δ suivant X-X.

Niveau (m)	Δ_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_e}$ (%)	θ_k
9,23	8	431,14	69,85	9,23	0,86	0,053

$\theta_k = 0,053 < 0,1$, donc les effets P- Δ peuvent être négligés.

- **Sens Y-Y**

- **Tableau V.8** : Effet P- Δ suivant Y-Y.

Niveau (m)	Δ_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_e}$ (%)	θ_k
9,23	2,4	431,14	69,85	9,23	0,26	0,016

$\theta_k = 0,016 < 0,1$, donc les effets P- Δ peuvent être négligés.

VI.1. Introduction

Après un pré dimensionnement des éléments effectué au chapitre III et la modélisation de la structure en 3D sous Robot, on se rapproche ainsi du cas réel avec les vraies sollicitations, on passe alors aux différentes vérifications (traction, flambement...ect) des différents éléments dans les cas les plus défavorables tirés directement du logiciel.

VI.2. Vérification des éléments porteurs

Les vérifications à faire sont :

VI.2.1. A la traction

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \quad \text{CCM97 Art 5.4.3}$$

VI.2.2. Au flambement

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} \quad \text{CCM97 Art 5.5.1.1}$$

VI.2.3. La condition de résistance

$$\frac{N_{sd}}{N_{rd}} < 1$$

N_{sd} : Effort normal sollicitant.

N_{rd} : Effort résistant.

VI.3. Vérification des éléments de la ferme

- Membrures supérieures

- Traction

$$N_{sd} = -113,49 \text{ KN}$$

$$A_s = 18,8 \text{ cm}^2$$

$$N_{rd} = \frac{18,8 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 401,63 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 113,49 \text{ KN} < N_{rd} = 401,63 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

- Flambement

$$N_{sd} = 233,88 \text{ KN}$$

$$A_s = 18,8 \text{ cm}^2$$

$$I_z = 2[I_\beta + A_c \times \Delta^2]$$

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 42,3 = 84,6 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 178,93 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{84,6}{18,8}} = 2,12 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{178,93}{18,8}} = 3,08 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{151}{2,12} = 71,22$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{151}{3,08} = 49,02$$

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0,5} \quad \text{avec } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi \left[E / f_y \right]^{0,5} = 93,9 \varepsilon = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{71,22}{93,9} \right] = 0,76 \quad ; \quad \bar{\lambda}_z = \left[\frac{49,02}{93,9} \right] = 0,52$$

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = 0,76 > 0,2 \\ \bar{\lambda}_z = 0,52 > 0,2 \end{cases}$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min}

Courbe (c) $\implies \alpha = 0,49$

$$\Phi_y = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^{-2} \right] = 0,93$$

CCM97 Art 5.5.1.2

$$\Phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^{-2} \right] = 0,71$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \left[\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^{-2} \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,682$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \left[\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^{-2} \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,837$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,682$$

$$N_{rd} = 0,682 \cdot 1.18,8 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 273,91 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 233,88 \text{ KN} < N_{rd} = 273,91 \text{ KN}$$

vérifiée

- Membrures inférieures**- Traction**

$$N_{sd} = -196,71 \text{ KN}$$

$$A_s = 23,76 \text{ cm}^2$$

$$N_{rd} = \frac{23,76 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 507,6 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 196,71 \text{ KN} < N_{rd} = 507,6 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

- Flambement

$$N_{sd} = 88,77 \text{ KN}$$

$$A_s = 23,76 \text{ cm}^2$$

$$I_z = 2[I_\beta + A_c \times \Delta^2]$$

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 52,47 = 104,94 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 232,82 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{104,94}{23,76}} = 2,1 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{232,82}{23,76}} = 3,13 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{143}{2,1} = 68,09$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{143}{3,13} = 45,68$$

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0,5} \quad \text{avec } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi [E / f_y]^{0,5} = 93,9 \text{ } \varepsilon = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{68,09}{93,9} \right] = 0,725 \quad ; \quad \bar{\lambda}_z = \left[\frac{45,68}{93,9} \right] = 0,486$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\lambda}_y = 0,725 > 0,2 \\ \bar{\lambda}_z = 0,486 > 0,2 \end{array} \right.$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min}

Courbe (c) $\implies \alpha = 0,49$

$$\Phi_y = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^{-2} \right] = 0,89 \quad \text{CCM97 Art 5.5.1.2}$$

$$\Phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^{-2} \right] = 0,69$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \left[\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,711$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \left[\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,847$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,711$$

$$N_{rd} = 0,711 \cdot 1 \cdot 23,76 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 360,09 \text{KN}$$

$$N_{sd} = 88,77 \text{KN} < N_{rd} = 279,13 \text{KN} \quad \text{vérifiée}$$

- Diagonales

- Traction

$$N_{sd} = -255,19 \text{KN}$$

$$A_s = 22,30 \text{cm}^2$$

$$N_{rd} = \frac{22,30 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 476,41 \text{KN}$$

$$N_{sd} = 255,19 \text{KN} < N_{rd} = 476,41 \text{KN} \quad \text{vérifiée}$$

- Flambement

$$N_{sd} = 113,02 \text{KN}$$

$$A_s = 22,30 \text{cm}^2$$

$$I_z = 2 \left[I_\beta + A_c \times \Delta^2 \right]$$

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 34,26 = 68,52 \text{cm}^4$$

$$I_z = 163,15 \text{cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{68,52}{22,30}} = 1,75 \text{cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{163,15}{22,30}} = 2,7 \text{cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{265}{1,75} = 151,43$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{265}{2,7} = 98,15$$

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0,5} \quad \text{avec } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi [E / f_y]^{0,5} = 93,9 \varepsilon = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{151,43}{93,9} \right] = 1,61 \quad ; \quad \bar{\lambda}_z = \left[\frac{98,15}{93,9} \right] = 1,04$$

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = 1,61 > 0,2 \\ \bar{\lambda}_z = 1,04 > 0,2 \end{cases}$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min}

Courbe (c) ==> $\alpha = 0,49$

$$\Phi_y = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^{-2} \right] = 2,14$$

EC3 Art 5.5.1.2

$$\Phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^{-2} \right] = 1,25$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \left[\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^{-2} \right]^{1/2}} = 0,281$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \left[\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^{-2} \right]^{1/2}} = 0,514$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,281$$

$$N_{rd} = 0,281 \cdot 1.22.30 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 133,87 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 113,02 \text{ KN} < N_{rd} = 133,87 \text{ KN}$$

vérifiée

- Montants

- Traction

$$N_{sd} = -40,94 \text{ KN}$$

$$A_s = 30,22 \text{ cm}^2$$

$$N_{rd} = \frac{30,22 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 645,61 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 40,94 \text{ KN} < N_{rd} = 645,61 \text{ KN}$$

vérifiée

- Flambement

$$N_{sd} = 23,4 \text{ KN}$$

$$A_s = 30,22 \text{ cm}^2$$

$$I_z = 2 [I_\beta + A_c \times \Delta^2]$$

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 87,5 = 175 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 387,22 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{175}{30,22}} = 2,40 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{387,22}{30,22}} = 3,57 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{223}{2,40} = 92,91$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{223}{3,57} = 62,46$$

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0,5} \quad \text{avec } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi [E / f_y]^{0,5} = 93,9 \varepsilon = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{92,91}{93,9} \right] = 0,989 \quad ; \quad \bar{\lambda}_z = \left[\frac{62,46}{93,9} \right] = 0,665$$

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = 0,989 > 0,2 \\ \bar{\lambda}_z = 0,665 > 0,2 \end{cases}$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min}

Courbe (c) $\implies \alpha = 0,49$

$$\Phi_y = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^{-2} \right] = 1,18$$

CCM97 Art 5.5.1.2

$$\Phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^{-2} \right] = 0,83$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \left[\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^{-2} \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,548$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \left[\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^{-2} \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,753$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,548$$

$$N_{rd} = 0,548 \cdot 1.30.22 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 353,79 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 23,4 \text{ KN} < N_{rd} = 353,79 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

La vérification des différents éléments de la ferme est donnée dans le tableau ci-dessous.

Tableau VI.1 : Vérification les éléments de la ferme.

Eléments		Combinaisons	N _{sd} (KN)	N _{rd} (KN)	N _{sd} /N _{rd}	Observations
Membrures supérieurs	Compression	1,35G+1,5S	233,88	279,13	0,83	Vérifier
	Traction	G+1,5W1	-113,49	401,63	0,28	Vérifier
Membrures inférieurs	Compression	G+1,5W2	88,77	845,086	0,20	Vérifier
	Traction	1,35G+1,5S	-196,71	970,33	0,23	Vérifier
Diagonales	Compression	G+1,5W2	113,02	133,87	0,84	Vérifier
	Traction	1,35G+Q+W1	255,19	476,4	0,53	Vérifier
Montants	Compression	1,35G+1,5S	23,4	353,79	0,06	Vérifier
	Traction	1,35G+Q+W1	-40,94	645,61	0,06	Vérifier

D'après les résultats, tous les éléments de la ferme sont vérifiés. Les sections restent inchangées.

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°291 de hauteur **H=7m** ; comme illustré en rouge sur la figure suivante :

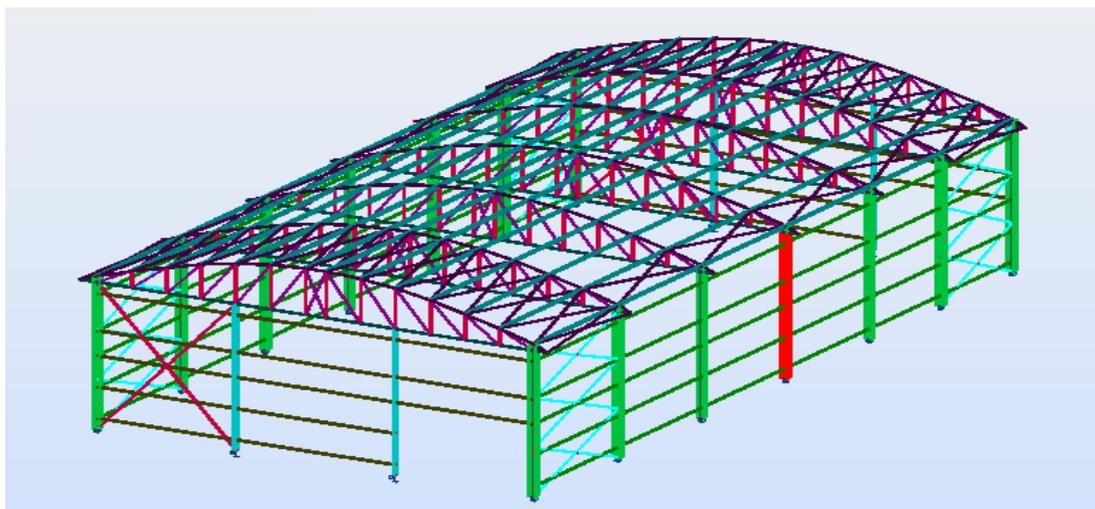


Figure VI.1: Illustration du poteau le plus sollicité.

Les sollicitations les plus défavorables tirés à partir du logiciel ROBOT sont :

Tableau VI.2 : Les sollicitations du poteau le plus sollicité

Combinaison	h (m)	N (kN)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)	V _z (kN)
1.35 (G+Q+W₁)	7	131,84	M _y ⁺ =42,15 M _y ⁻ =-40,9	M _z ⁺ =5,37	-15,73

Classe de la section

- **Classe de la semelle (comprimée)**

$$C / t_f = b_f / 2 \cdot t_f \leq 10 \varepsilon \Rightarrow 300 / 2 \cdot 14 = 10,7 > 10 \varepsilon \Rightarrow \text{Semelle de classe 2}$$

- **Classe de l'âme**

$$d / t_w = 208 / 8,5 = 24,47 < 72 \varepsilon \Rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

Donc la classe globale du poteau **HEA300** : classe 2

- **Vérification a la résistance**

Le poteau est sollicité en flexion composé, alors il faut satisfaire la condition de résistance suivante :

$$\left[\frac{M_{sd}}{M_{pl,rd}} \right]^1 + \left[\frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} \right]^2 \leq 1$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1383,3 \times 10^{-2} \times 23,5}{1,1} = 295,52 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{112,5 \times 23,5}{1} = 2403,41 \text{ KN.m}$$

$$\left[\frac{42,15}{295,52} \right]^1 + \left[\frac{131,84}{2403,41} \right]^2 = 0,14 < 1$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{37,3 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 460,07 \text{ KN} \Rightarrow$$

$$V_z \leq V_{plz}$$

$$V_{sd} = 15,73 < 0,5 \times V_{PL,rd} = 230,03 \text{ KN} \quad \text{donc le moment résistant ne sera pas réduit}$$

- **Vérification de l'élément aux instabilités**

La vérification aux instabilités est donnée par la formule suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times A \times f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_y \times M_{ysd}}{W_{ply} \times f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_z \times M_{zsd}}{W_{plz} \times f_y / \gamma_{m1}} \leq 1$$

Calcul de coefficient de réduction minimal pour le flambement χ_{\min} :

Vérification au flambement suivant l'axe y-y

$$\lambda_y = I_{Ky} / i_y = 0,5 \cdot 700 / 12,74 = 27,47$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} (\beta_A)^{0,5} = 0,29 > 0,2 \text{ (il y a risque de flambement)}$$

Le choix de la courbe de flambement :

$$h/b = 290/300 = 0,96 < 1,2$$

$$t_f = 14\text{mm} < 40\text{mm}$$

Axe de flambement y-y \longrightarrow courbe de flambement (b) ; $\alpha = 0,34$

$$\phi_y = 0,5 \left[1 + 0,34(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,557$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{1/2}} = 0,968$$

Vérification au flambement suivant l'axe z-z

$$\lambda_z = I_{Kz} / i_z = 0,5 \cdot 700 / 7,49 = 46,72$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} (\beta_A)^{0,5} = 0,49 > 0,2 \text{ (il y a risque de flambement)}$$

Le choix de la courbe de flambement :

$$h/b = 290/300 = 0,96 < 1,2$$

$$t_f = 14\text{mm} < 40\text{mm}$$

Axe de flambement z-z \longrightarrow courbe de flambement (c) ; $\alpha = 0,49$

$$\phi_z = 0,5 \left[1 + 0,49(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,69$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{1/2}} = 0,850$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,968$$

Calcul de coefficient de réduction pour le déversement :

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{C_1^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/t_f}{\frac{L}{i_z}} \right)^2 \right]^{0,25}} = \frac{\frac{300}{7,49}}{(1,132)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{300/14}{\frac{290}{7,49}} \right)^2 \right]^{0,25}} = 29,94$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \times [B_A]^{0,5} = \left(\frac{29,84}{93,9} \right) \times [1]^{0,5} = 0,31$$

$\bar{\lambda}_{LT} < 0.4$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)

$$\Psi = \frac{M_{min}}{M_{max}} = -\frac{40,9}{42,15} = -0,97$$

$$\beta = 1,8 - 0,7 (0,97) = 1,12$$

$$\mu_y = 0,29 (2(1,12) - 4) + \frac{1383,3 - 1259,63}{1259,63} = -0,41 \text{ avec } \mu_z = -0,41 < 0,9$$

$$\chi_y = 0,98$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N}{\chi_y \cdot A f_y} = 1 - \frac{-0,41 \cdot 131,84}{0,96 \cdot 235 \cdot 112,5 \cdot 10^2} = 1 \text{ avec } K_z = 1 < 1,5$$

Suivant l'axe (Z-Z)

$$\Psi = \frac{M_{min}}{M_{max}} = 0$$

$$\beta = 1,8$$

$$\mu_z = 0,49 (2 \cdot 1,8 - 4) + \frac{641,2 - 420,7}{420,7} = 0,32 \text{ avec } \mu_z = 0,32 < 0,9$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N}{\chi_z \cdot A f_y} = 1 - \frac{0,32 \cdot 131,84}{0,85 \cdot 235 \cdot 112,5 \cdot 10^2} = 0,99 \text{ avec } K_z = 0,99 < 1,5$$

$$N_{sd} = 131,84 \text{ KN}$$

$$M_{y, sd} = 42,15 \text{ KN.m}$$

$$M_{z, sd} = 5,37 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl.Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{m0} = 112,5 \cdot 23,5 / 1,1 = 2403,4 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply.Rd} = 1383,3 \cdot 23,5 \cdot 10^{-2} / 1,1 = 295,52 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz.Rd} = 641,2 \cdot 23,5 \cdot 10^{-2} / 1,1 = 136,98 \text{ KN.m}$$

- Vérification au flambement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{plRd}} + \frac{k_y \cdot M_{ysd}}{M_{plyRd}} + \frac{k_z \cdot M_{zsd}}{M_{plzRd}} \leq 1$$

$$\frac{131,84}{0,85 \cdot 2403,4} + \frac{1 \cdot 42,15}{295,52} + \frac{0,99 \cdot 5,37}{136,98} = 0,24 < 1$$

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 des contreventements**VI.5.1. Vérification des diagonales des contreventements horizontal : 2(60×60×6)**

TableauVI.3 : les efforts dans les éléments de contreventement.

Elément	Combinaisons	N _{sd} (KN)
Compression	1,35G+1,35S	22,95
Traction	1,35G+1,35S	-19,94

- Vérification à la traction

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

On a : A = 13,82cm²

$$\left. \begin{aligned} N_{rd} &= \frac{13,82 \times 23,5}{1} = 324,77KN \\ N_{sd} &= 19,94KN < N_{rd} = 324,77KN \end{aligned} \right\} \text{Vérifiée}$$

- Vérification au flambement

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$N_{sd} = 22,95KN$$

$$A_s = 13,82cm^2$$

$$L_f = l_0 \times 0.8 = 3,09 \times 0.8 = 2,47m$$

$$I_z = 2[I_\beta + A_c \times \Delta^2]$$

$$I_y = 2I_\alpha = 45,58cm^4$$

$$I_z = 366,65cm^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{45,58}{13,82}} = 1,81 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{366,65}{13,82}} = 5,15 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = 136,46$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = 47,96$$

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0,5} \quad \text{avec } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi [E / f_y]^{0,5} = 93,9 \text{ } \varepsilon = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = 1,45 \quad ; \quad \bar{\lambda}_z = 0,51$$

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = 1,45 > 0,2 \\ \bar{\lambda}_z = 0,51 > 0,2 \end{cases}$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min}

$$\Phi_y = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 1,86$$

CCM97 Art 5.5.1.2

$$\Phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,78$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \left[\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,33$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \left[\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,72$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,33$$

$$N_{rd} = 0,33 \cdot 1 \cdot 13,82 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 97,43 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 22,95 \text{ KN} < N_{rd} = 97,43 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

VI.5.2. Vérification des diagonales des contreventements verticaux : (70×70×9)

Même vérification pour les diagonales de contreventement verticales de lang pan :

- Vérification à la traction

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\text{On a : } A = 11,88 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{aligned} N_{rd} &= \frac{11,88 \times 23,5}{1} = 279,18 \text{ KN} \\ N_{sd} &= 10,35 \text{ KN} < N_{rd} = 279,18 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \text{Vérifiée}$$

- Vérification au flambement

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$N_{sd} = 11,03 \text{ KN}$$

$$A_s = 13,82 \text{ cm}^2$$

$$L_f = l_0 \times 0,8 = 3,22 \times 0,8 = 2,57 \text{ m}$$

$$I_z = 2[I_\beta + A_c \times \Delta^2]$$

$$I_y = 2I_\alpha = 52,47 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 372,55 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{52,47}{11,88}} = 2,1 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{372,55}{11,88}} = 5,6 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{257}{2,1} = 122,38$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{257}{5,6} = 45,89$$

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0,5} \text{ avec } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi [E / f_y]^{0,5} = 93,9 \varepsilon = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = 1,30 \quad ; \quad \bar{\lambda}_z = 0,488$$

$$\left\{ \begin{aligned} \bar{\lambda}_y &= 1,30 > 0,2 \\ \bar{\lambda}_z &= 0,488 > 0,2 \end{aligned} \right.$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min}

$$\Phi_y = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 1,61$$

CCM97 Art 5.5.1.2

$$\Phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,69$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \left[\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,39$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \left[\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,84$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,39$$

$$N_{rd} = 0,39 \cdot 1.11,88 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 98,98 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 11,03 \text{ KN} < N_{rd} = 98,98 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

Tableau VI.4 : Vérification des éléments de contreventement verticaux de lang pan

Eléments	combinaisons		N _{Sd} (KN)	N _{Rd} (KN)	N _{Sd} /N _{Rd}	Observations
Contreventement verticaux	traction	G+Q+Ey	-10,35	279,18	0,037	Vérifié
	Compression	G+Q+Ey	11,03	98,98	0,11	Vérifié

VI.5.3. Vérification des diagonales des contreventements verticaux : 2(80×80×8)

Même vérification pour les diagonales de contreventement verticales de pignon :

- Vérification à la traction :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\text{On a : } A = 24,54 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{aligned} N_{rd} &= \frac{24,54 \times 23,5}{1} = 576,69 \text{ KN} \\ N_{sd} &= 25,53 \text{ KN} < N_{rd} = 576,69 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \text{Vérifiée}$$

- Vérification au flambement :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$N_{sd} = 28,37 \text{ KN}$$

$$A_s = 24,54 \text{ cm}^2$$

$$L_f = 10 \times 0,8 = 4,52 \times 0,8 = 3,16 \text{ m}$$

$$I_z = 2[I_\beta + A_c \times \Delta^2]$$

$$I_y = 2I_\alpha = 144,5 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 1007,24 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{144,5}{24,54}} = 2,42 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{1007,24}{24,54}} = 6,4 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{316}{2,42} = 130,57$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{316}{6,4} = 49,37$$

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0,5} \quad \text{avec } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi [E / f_y]^{0,5} = 93,9 \text{ } \varepsilon = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = 1,39 \quad ; \quad \bar{\lambda}_z = 0,525$$

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = 1,30 > 0,2 \\ \bar{\lambda}_z = 0,488 > 0,2 \end{cases}$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min}

$$\Phi_y = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 1,76$$

CCM97 Art 5.5.1.2

$$\Phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,72$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \left[\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,352$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \left[\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,824$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,352$$

$$N_{rd} = 0,352 \cdot 1.24,54 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 184,54 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 28,37 \text{ KN} < N_{rd} = 184,54 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

Tableau VI.5 : Vérification des éléments de contreventement verticaux de pignon

Eléments	combinaisons		N _{sd} (KN)	N _{Rd} (KN)	N _{sd} /N _{Rd}	Observations
Contreventement verticaux	traction	Ex	-25,53	576,69	0,04	Vérifié
	Compression	G+Q-Ex	28,37	184,54	0,15	Vérifié

VI.6. Vérification par logiciel ROBOT 2014

Vérification de la membrure supérieure

Tableau VI.6 : vérification de la membrure supérieure par ROBOT

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
126 Membrure_sup	2 CAE 70x7	S 235	36.06	29.36	0.58	12 1.35G+1.5S

Vérification de la membrure inférieure

Tableau VI.7 vérification de la membrure inférieure par ROBOT

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
188 Membrure_inf	2 CAE 70x9	S 235	61.24	48.71	0.86	12 1.35G+1.5S

Vérification des diagonales

Tableau VI.8 vérification des diagonales par ROBOT

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
10 Diagonale	2 CAE 60x10	S 235	74.78	64.66	0.89	35 1.35(G+Q+W1)

Vérification des montants

Tableau VI.9 vérification des montants par ROBOT

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
6 Montant	2 CAE 80x10	S 235	64.58	57.87	0.59	35 1.35(G+Q+W1)

Vérification des montants de rive

TableauVI.10 : Vérification des montants de rive par ROBOT

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
689 montant de rive	OK HEA 300	S 235	2.35	2.80	0.05	35 1.35(G+Q+W1)

Vérification des diagonales de la poutre au vent

TableauVI.11 : Vérification des diagonales de la poutre au vent par ROBOT

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
186	OK 2 CAE 60x6	S 235	146.28	40.31	0.33	12 1.35G+1.5S

Vérification de la palée de stabilité du lang pan

TableauVI.12 : Vérification de la palée de stabilité par ROBOT

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
604	OK CAE 70x9	S 235	133.11	133.11	0.19	10 G+1.5W2

Vérification de la palée de stabilité du pignon

TableauVI.13 : Vérification de la palée de stabilité par ROBOT

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
637	OK 2 CAE 80x8	S 235	186.27	136.31	0.30	10 G+1.5W2
633	OK 2 CAE 80x8	S 235	186.27	136.31	0.29	10 G+1.5W2
635	OK 2 CAE 80x8	S 235	186.27	136.31	0.26	25 G+Q-EX
634	OK 2 CAE 80x8	S 235	186.27	136.31	0.25	25 G+Q-EX
630	OK 2 CAE 80x8	S 235	186.27	136.31	0.25	10 G+1.5W2
631	OK 2 CAE 80x8	S 235	186.27	136.31	0.25	25 G+Q-EX
636	OK 2 CAE 80x8	S 235	186.27	136.31	0.24	10 G+1.5W2
632	OK 2 CAE 80x8	S 235	186.27	136.31	0.24	10 G+1.5W2

Vérification des poteaux

TableauVI.14 Vérification des poteauxpar ROBOT

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
163 Poteau	OK HEA 300	S 235	27.47	46.74	0.18	35 1.35(G+Q+W1)
291 Poteau	OK HEA 300	S 235	27.47	46.74	0.18	35 1.35(G+Q+W1)
162 Poteau	OK HEA 300	S 235	27.47	46.74	0.17	35 1.35(G+Q+W1)
239 Poteau	OK HEA 300	S 235	27.47	46.74	0.17	35 1.35(G+Q+W1)
290 Poteau	OK HEA 300	S 235	27.47	46.74	0.17	35 1.35(G+Q+W1)
238 Poteau	OK HEA 300	S 235	27.47	46.74	0.17	35 1.35(G+Q+W1)
391 Poteau	OK HEA 300	S 235	27.47	46.74	0.16	35 1.35(G+Q+W1)
390 Poteau	OK HEA 300	S 235	27.47	46.74	0.16	35 1.35(G+Q+W1)
467 Poteau	OK HEA 300	S 235	27.47	46.74	0.15	35 1.35(G+Q+W1)
466 Poteau	OK HEA 300	S 235	27.47	46.74	0.14	35 1.35(G+Q+W1)
59 Poteau	OK HEA 300	S 235	27.47	46.74	0.13	37 G+1.5W1
543 Poteau	OK HEA 300	S 235	27.47	46.74	0.08	37 G+1.5W1
58 Poteau	OK HEA 300	S 235	27.47	46.74	0.08	10 G+1.5W2
542 Poteau	OK HEA 300	S 235	27.47	46.74	0.07	10 G+1.5W2

VII.1. Introduction

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des composantes élémentaires entre elles en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations.

Il existe plusieurs types d'assemblage dans la construction et plusieurs techniques pour les réaliser. Ils doivent cependant tous obéir à la même règle : les assemblages ne doivent jamais affaiblir la résistance des pièces c'est pourquoi il faut faire suivre ces assemblages aux différents types de vérifications tel que le poinçonnement, cisaillement, traction, assemblage trop long...etc.

VII.2. Assemblage des éléments de la ferme

Le calcul se fait selon les sollicitations les plus défavorables données dans le tableau ci-dessous.

Tableau VII.1 : Efforts dans les éléments de la ferme.

Eléments	Membrures supérieures	Membrures inférieures	Diagonales	Montants
Effort (KN)	233,88	88,77	255,19	23,4
Section	2L (70×70×7)	2L (70×70×9)	2L (60×60×10)	2L(80×80×10)

Les éléments de la ferme sont constitués de deux cornières d'où l'effort sollicitant sera divisé par deux.

VII.2.1. Pré dimensionnement du gousset

L'épaisseur du gousset dépend essentiellement de l'effort appliqué, elle est donnée par le tableau suivant :

Tableau VII.2 : Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.

F (KN)	≤ 200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e (mm)	8	10	12	14	16

- Pour les membrures supérieures $N = 233,88 \text{ KN} > 200 \text{ KN}$
- Pour les membrures inférieures $N = 88,77 \text{ KN} < 200 \text{ KN}$
- Pour les diagonales $N = 255,19 \text{ KN} > 200 \text{ KN}$
- Pour les montants $N = 23,4 \text{ KN} < 200 \text{ KN}$

Donc on choisit $e = 10\text{mm}$.

VII.2.2. Pré dimensionnement de la gorge

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivant :

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5 t_{\text{max}} \text{ avec :}$$

t_{max} : épaisseur maximal des pièces assemblées.

$$t_{\text{max}} = 10\text{mm} \text{ (épaisseur du gousset)}$$

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5 \times 10\text{mm}$$

$$3\text{mm} \leq a \leq 5\text{mm} \Rightarrow a = 4\text{mm}$$

a) Les longueurs de soudures

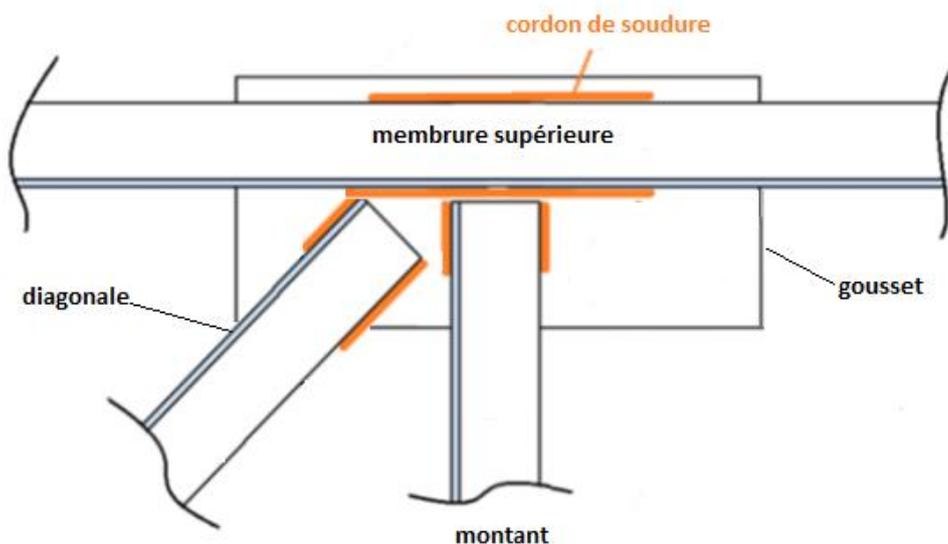


Figure VII.1 : Détail assemblage Gousset- éléments de la ferme

Les longueurs de soudure sont données comme suit :

$$L_{\text{talon}} \geq \frac{\frac{N}{2} \gamma_{m0} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u \left(1 + \frac{d'}{d}\right)} \quad \text{EC3 Art 6.6.5.3}$$

$$L_{\text{bord}} \geq \frac{\frac{N}{2} \gamma_{m0} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u \left(1 + \frac{d'}{d}\right)}$$

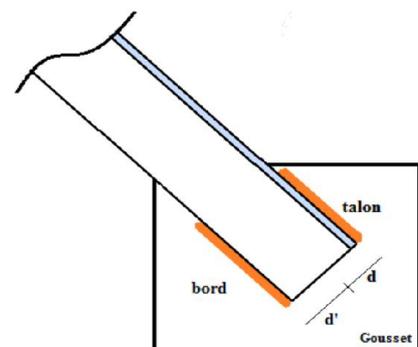


Figure VII.2 : longueurs des soudures

$N/2$: 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 $f_u = 360\text{MPa}$

a : Gorge de la soudure $a = 4\text{mm}$

d : Distance du centre de gravité au talon

d' : Distance du centre de gravité au bord

Les dimensions choisies pour les différents cordons de soudures sont données dans le tableau suivant:

Tableau VII.3 : Dimension des cordons de soudure.

Elément	Type de cornière	Distance		Longueur des soudures		Gorges (mm)
		d' (cm)	d (cm)	L _{talon} (cm)	L _{bord} (cm)	
Membrure supérieure	2L (70*70*7)	5,03	1,97	10,1	3,96	4
Membrure inférieure	2L (70*70*9)	4,95	2,05	3,77	1,56	4
Diagonale	2L (60*60*10)	4,17	1,83	10,66	4,68	4
Montant	2L (80*80*10)	5,66	2,34	1	0,41	4

VII.3. Assemblage poteau – ferme : (HEA300 – 2L (80*80*10))

VII.3.1. Disposition des boulons

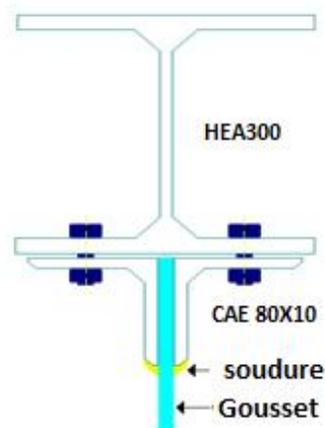


Figure VII.3 : Détail assemblage ferme – poteau

L'assemblage sera sollicité par un moment M qui résulte des efforts de tractions dans les membrures (supérieures, inférieures) ainsi que les diagonales, et un effort tranchant V du à l'effort de compression dans le dernier montant.

❖ **L'ELU : cas (G+1,5W1)**

$$\begin{cases} M_U = 42,08 \text{KN.m} \\ V_U = 109,76 \text{KN} \end{cases}$$

On considérera forfaitairement 04 rangés de boulon M18 $\rightarrow d_0 = 20 \text{mm}$

Cornière 2L (80*80*10), $t = 10 \text{mm}$

$$\begin{cases} 1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t \end{cases} \quad d'ou \quad \begin{cases} 24 \text{mm} \leq e_1 \leq 120 \text{mm} \\ 44 \text{mm} \leq p_1 \leq 140 \text{mm} \end{cases}$$

Soit $e_1 = 4 \text{ cm}$ $P_1 = 5 \text{ cm}$

Les 2 rangées de boulons supérieurs travaillent en traction, le plus sollicité reprend un effort qui vaut :

$$N_1 = \frac{M \cdot d_1}{\sum_{i=1}^3 d_i^2}$$

d_i : la distance des boulons tendus au sommet du montant

$$d_1 = 30 - 4 = 26 \text{cm}$$

$$d_2 = 26 - 5 = 21 \text{cm}$$

$$N_1 = \frac{42,08 \times 0,26}{(0,26)^2 + (0,21)^2} = 97,94 \text{KN}$$

$N_1 = 48,97 \text{KN}$: effort de traction sur un boulon.

a)-Vérification à la traction

$$F_{t,sd} \leq F_{t,rd}$$

$$F_{t,rd} = \frac{0,9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{t,rd} = \frac{0,9 \times 800 \times 192}{1,5} = 92,16 \text{KN}$$

$$F_{t,sd} = 48,97 \text{KN} \leq F_{t,rd} = 92,16 \text{KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

b)-Vérification au cisaillement

Le boulon reprend en plus de l'effort de traction, un effort de cisaillement qui vaut :

$$V_{sd} = \frac{V}{n.p}$$

n : nombre de boulon

p : nombre de plan de cisaillement

$$V_{sd} = \frac{109,76}{8 \times 1} = 13,72 \text{KN}$$

La résistance d'un boulon précontraint à l'interaction cisaillement-traction est donnée comme suit :

$$V_R = \frac{K_S \cdot \mu \cdot n (F_p - 0,8 F_{tsd})}{\gamma_s} \geq V_{sd}$$

$$F_p = 0,7 \cdot A_s \cdot f_{ub}$$

F_p : effort de précontrainte

F_{ub} : résistance ultime du boulon

A_s : section résistante de la partie filetée.

Boulon de classe 8.8 (haute résistance) $f_{ub} = 800 \text{MPa}$

γ_{ms} : Coefficient de sécurité = 1,25

K_s : facteur de forme ; trous nominaux $K_s = 1$

n : nombre de plan de contact $n=1$

μ : Coefficient de frottement $\Rightarrow \mu = 0,3$ surface brossée

$$V_R = \frac{0,3 \times 1 \times 1 \times [0,7 \times 1,92 \times 80 - 0,8 \times 48,97]}{1,25} = 16,4 \text{KN}$$

$$V_R = 16,4 \text{KN}$$

$$V_{sd} = 13,72 \text{KN} < 16,4 \text{KN} \Rightarrow \text{vérifié}$$

VII.3.2 Vérification**A) à l'assemblage trop long**

La longueur de l'assemblage est : $L=300-(2 \times 40)=220 \text{mm}$

$$15 \times d = 15 \times 18 = 270 \text{mm}$$

$L = 220\text{mm} < 15 \times d = 270\text{mm}$; donc l'assemblage n'est pas très long.

B) Vérification au poinçonnement

$$B_{prd} = \frac{0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{mb}}$$

$$d_m = 29,1\text{mm}$$

$t_p = 10\text{ mm}$ (épaisseur de la cornière)

$$f_u = 360\text{ MPa}$$

$$B_{prd} = \frac{0,6 \times 3,14 \times 29,1 \times 10 \times 360}{1,5} = 131,57\text{KN}$$

$$B_{prd} = 131,58\text{KN} > F_{tsd} = 48,97\text{KN} \Rightarrow \text{vérifié}$$

C) La pression diamétrale

$$F_{prd} = \frac{2,5 \times \alpha \times d \times t_p \times f_u}{\gamma_{mb}}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = 0,58$$

$$\alpha = \min(0,66; 0,58; 2,22; 1) = 0,58$$

$$F_{prd} = 75,168\text{KN} > F_{vsd} = 13,72 \Rightarrow \text{vérifié}$$

VII.4. Assemblage des deux éléments de la ferme

VII.4.1. Détail d'assemblage du couvre joint

Afin de faciliter le transport, ainsi que le montage (assemblage) sur chantier de la ferme, il faut diviser cette dernière en quatre éléments, les deux auvents, ainsi que la ferme qui sera divisé au milieu.

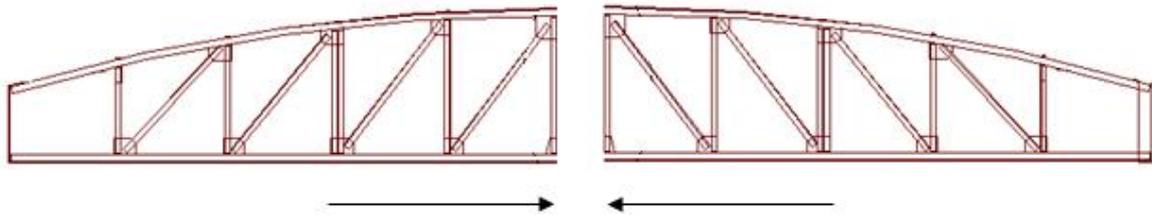


Figure VII.4 : assemblage des deux éléments de la ferme

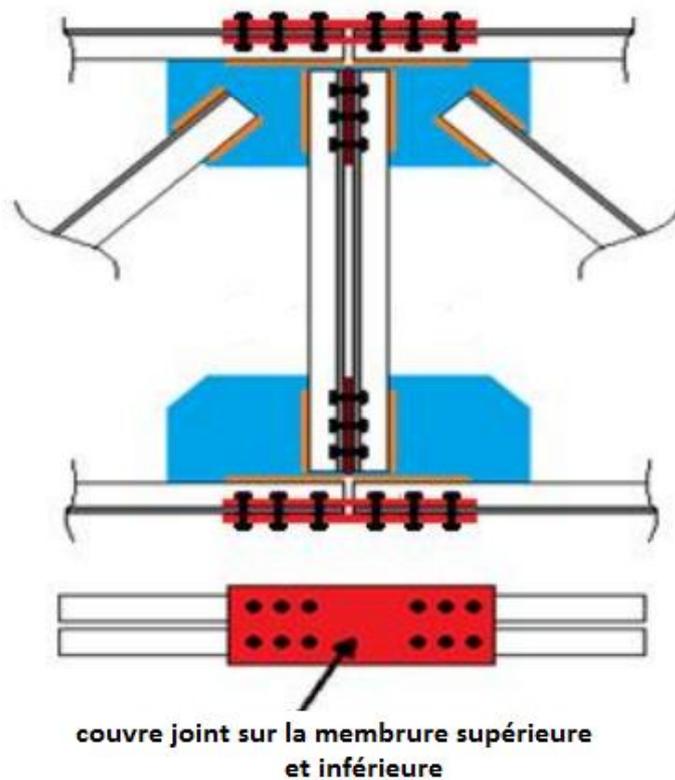


Figure VII.5: Détail d'assemblage des deux éléments de la ferme

L'assemblage sera sollicité par un moment en travée qui résulte des efforts normaux dans les barres, qui se réduit par la suite à un effort de cisaillement dans les boulons.

On considérera forfaitairement 12 boulons ordinaires M12 de classe 6.8 ; $d_0 = 13\text{mm}$.

$$\begin{cases} 1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t \end{cases} \quad d'ou \quad \begin{cases} 15,6\text{mm} \leq e_1 \leq 72\text{mm} \\ 28,6\text{mm} \leq p_1 \leq 84\text{mm} \end{cases}$$

$$\text{Soit} \quad e_1 = 40 \text{ mm} \quad P_1 = 60 \text{ mm}$$

VII.4.2. Calcul du moment sollicitant en travée de la ferme

VII.4.2.1. Schéma statique équivalent

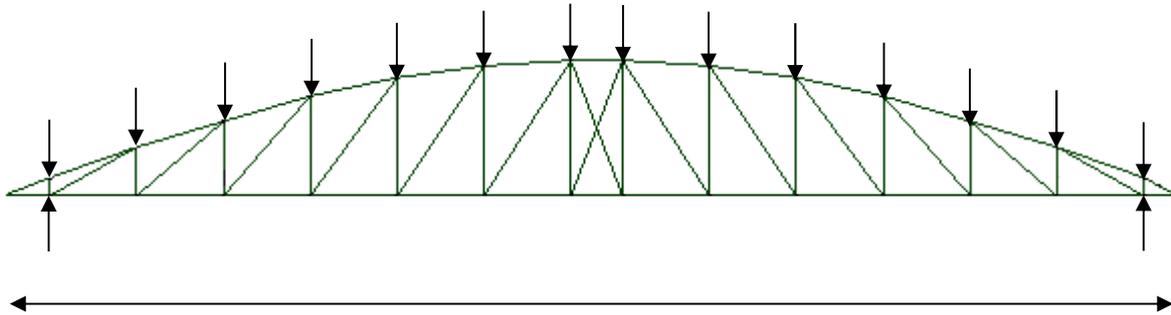


Figure VII.6 : Schéma statique équivalent de la ferme

Avec H et la hauteur du montant du milieu ; 223 cm.

Calcul de G

Poids de la ferme : 10,5 KN

Poids des pannes : $14 \times 0,158 \times 6m = 13,272 \text{ KN}$

Poids de la couverture + accessoires d'attache : $0,1387 \times 19,93m \times 6m = 16,58 \text{ KN}$

$G = 40,36 \text{ KN}$ donc $P_G = 40,36/19,32 = 2,1 \text{ KN/m}$

Calcul de S

$S = 0,8372 \times 19,93 \times 6 = 100,1 \text{ KN} \Rightarrow P_S = 100,11/19,32 = 5,18 \text{ KN/m}$

Calcul de W

$W = -0,79776 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow P_W = -0,79776 \times 6m = -4,78 \text{ KN/m}$

1^{er} CAS : G + 1,5 W

$P_u = 2,1 - 1,5 \times 4,78 = - 5,07 \text{ KN/m}$

$$M_{\max} = \frac{5,07 \times 19,32^2}{8} = 236,55 \text{ KN.m}$$

2^{eme} cas : 1,35G+1,5S

$P_u = 10,605 \text{ KN/m}$

$$M_{\max} = \frac{10,605 \times 19,32^2}{8} = 494,8 \text{ KN.m}$$

On dimensionnera l'assemblage selon le cas le plus défavorable à savoir $1.35G + 1,5 S$.

Le couvre joint sera sollicité a un effort de traction qui vaut :

$$N_{\max} = \frac{M_{\max}}{h} = \frac{494,8}{2,23} = 221,88 \text{ KN}$$

D'où l'effort repris par chaque boulon est calculé comme suite :

$$F_{V,Sd} = \frac{N_{\max}}{n \times P} = \frac{221,88}{12 \times 2} = 9,245 \text{ KN}$$

VII.4.3. Vérifications

A) Assemblage trop long

Longueur du couvre joint : 340 mm

Longueur de l'assemblage : $L = 380 - 2 \times 40 = 300 \text{ mm}$

$L > 15d = 180 \text{ mm}$; Donc l'assemblage est trop long.

Calcul du coefficient réducteur β

$$\beta = 1 - \left(\frac{L - 15 \times d}{200 \times d} \right) = \left(\frac{300 - 180}{200 \times 12} \right) = 0,95$$

$$F_{V,Rd} = 2,5 \times \beta \times A_S \times f_{ub} / \gamma_{mb}$$

$$F_{V,Rd} = 2,5 \times 0,95 \times 0,843 \times 60 / 1,25 = 19,22 \text{ KN} > F_{V,Sd} = 9,245 \text{ KN} \dots \text{Vérifier}$$

B) Pression diamétrale

$$F_{P,Rd} = 2,5 \times \alpha \times d \times t_P \times f_{ub} / \gamma_{mb}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = \min (1,02; 1,28; 2,22 : 1)$$

$$\alpha = 1$$

$$F_{P,Rd} = 2,5 \times 1 \times 12 \times 6 \times 60 / 1,25$$

$$F_{p,Rd} = 14,4 \text{ KN} > F_{p,Sd} = 9,245 \text{ KN} \quad \text{vérifié}$$

C) Rupture de la section nette

$$N_{u,Rd} = 0,9 \times A_{\text{net}} \times f_u / \gamma_{mb}$$

$$A_{\text{net}} = 2(A_1 + \zeta A_2)$$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (80 - 13) \times 10 = 670 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1 = 1510 - (13 \times 10) - 670 = 710 \text{ mm}^2$$

$$\zeta = \frac{3 \times A_1}{3A_1 + A_2} = \frac{3 \times 670}{3 \times 670 + 710} = 0,739$$

$$A_{nett} = 2(670 + 0,739 \times 710) = 2389,38 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 \times 2389,38 \times 360 / 1,25 = 619,32 > 221,88 \text{ KN} \quad \text{Vérfié}$$

VII.5. Assemblage des éléments de la poutre au vent

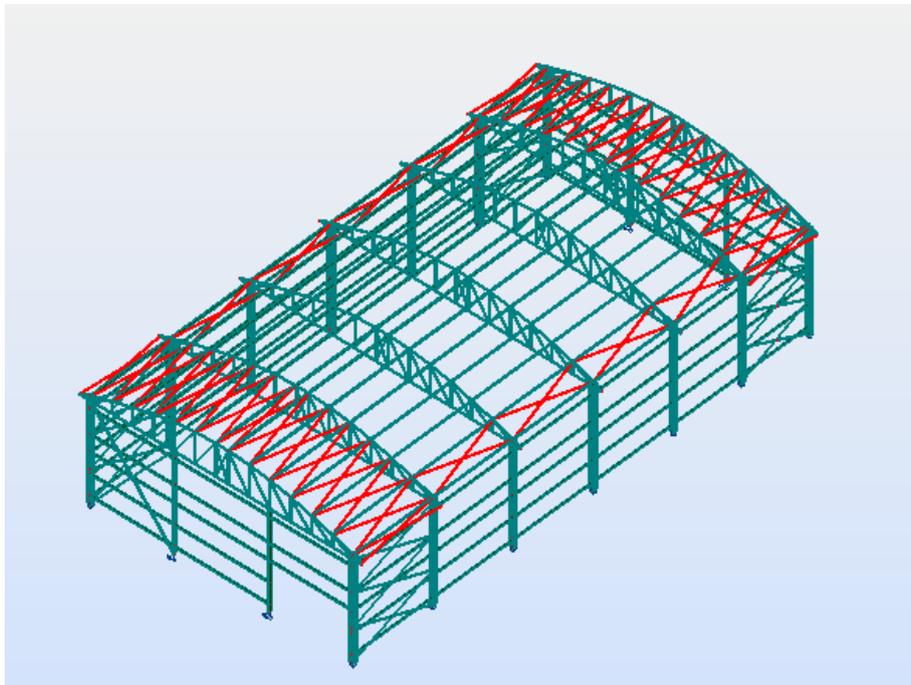


Figure VII.7 : Poutre au vent (pignon-longpan).

VII.5.1. Assemblage de la diagonale sur le gousset

Les boulons sont sollicités en cisaillement seul.

Les diagonales les plus sollicitées sont celles qui reprennent un effort de traction maximum.

$$N = 22,95 \text{ KN}$$

On utilise des boulons ordinaires M12 de classe 4.8 soumis au cisaillement d'où :

$$\text{Boulons M12, } A_s = 0,843 \text{ cm}^2$$

$$F_{V,Rd} = 0,5 A_s \cdot f_{ub} / \gamma_{mb}$$

$$F_{V,Rd} = 0,5 \times 0,843 \times 40 / 1,25 = 13,48 \text{ KN}$$

$$f_u = 400 \text{ MPa}$$

Les diagonales : 2L (60x60x6)

$$\text{L'effort tranchant repris par un boulon est : } F_V = \frac{N/2}{n \cdot p}$$

Le nombre de boulons doit vérifier la condition suivante :

$$F_V \leq F_{s,Rd} \Rightarrow n = \frac{N/2}{F_{V,Rd} \cdot p} = \frac{22,95}{13,48 \times 1 \times 2} = 0,85$$

Soit n=2 boulons pour chaque cornière

$$d_0 = 13 \text{ mm}$$

$$\begin{cases} e_1 \geq 1,2 \times d_0 \\ e_1 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_1 \leq 120 \text{ mm} \end{cases} ; \quad \begin{cases} e_2 \geq 1,2 \times d_0 \\ e_2 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_2 \leq 120 \text{ mm} \end{cases} ; \quad \begin{cases} p_1 \geq 2,2 \times d_0 \\ p_1 \leq 14 \times t_{\max} \\ p_1 \leq 140 \text{ mm} \end{cases}$$

$$15,6 \leq e_1 \leq 72 \quad 15,6 \leq e_2 \leq 72 \quad 28,6 \leq P_1 \leq 84$$

$$\text{Soit } e_1 = 30 \text{ mm}$$

$$e_2 = 18 \text{ mm}$$

$$P_1 = 40 \text{ mm}$$

VII.5.1.1. Vérifications supplémentaires

a) - Pression diamétrale

$$F_{P,Rd} = 2,5 \times \alpha \times d \times t_P \times f_{ub} / \gamma_{mb}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = \min (0,77; 0,77; 0,8; 1)$$

$$\alpha = 0,77$$

$$F_{P,Rd} = 2,5 \times 0,77 \times 12 \times 6 \times 400 / 1,25 = 59,136 \text{ KN}$$

$$F_{p,rd} = 59,136 \text{ KN} > F_{V,Sd} = 22,95/4 = 5,74 \text{ KN} \quad \text{vérifié}$$

b) - Rupture de la section nette

$$N_{u,Rd} = 0,9 \times A_{\text{net}} \times f_u / \gamma_{mb}$$

$$A_{\text{net}} = 2(A_1 + A_2 \zeta)$$

$$\zeta = \frac{3 \times A_1}{3 A_1 + A_2}$$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (60 - 13) \times 6 = 282 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1 = 691 - (13 \times 6) - 282 = 331 \text{ mm}^2$$

$$\zeta = \frac{3 \times 282}{3 \times 282 + 331} = 0,718$$

$$A_{nett} = 2(282 + 0.718 \times 331) = 1039,32 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 \times 1039,32 \times 400 / 1,25 = 299,32 \text{ KN} > 22,95 \text{ KN} \text{ Vérifié}$$

VII.5.2. 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.

$$t_{\max} = 8 \text{ mm (épaisseur du gousset)}$$

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \times 8 \text{ mm}$$

On prend $a = 3.5 \text{ mm}$

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

$$L_{\text{talon}} \geq \frac{\frac{N}{2} \times \gamma_{m0} \times \beta_w \times \sqrt{3}}{a \times f_u \times \left(1 + \frac{d'}{d}\right)}$$

Tableau VII.4 : Dimension des cordons de soudure.

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 (60×60×6)	4,33	1,69	1,14	0,45	3,5

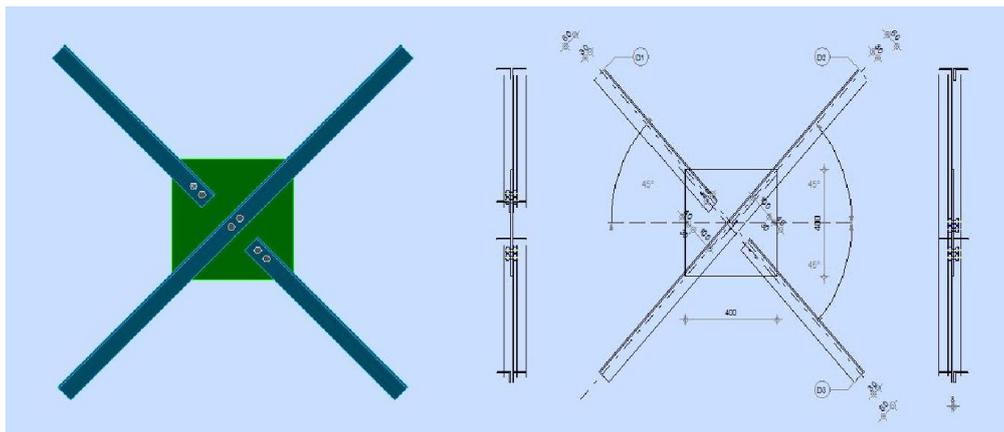


Figure VII.8 : Représentation de l'assemblage poutre au vent.

VII.6. Assemblage de l'échantignolle

VII.6.1. Assemblage de l'échantignolle sur la panne

On dimensionnera le boulon au cisaillement avec $R_{qz} / 2$ (chaque boulon reprend une seule panne).

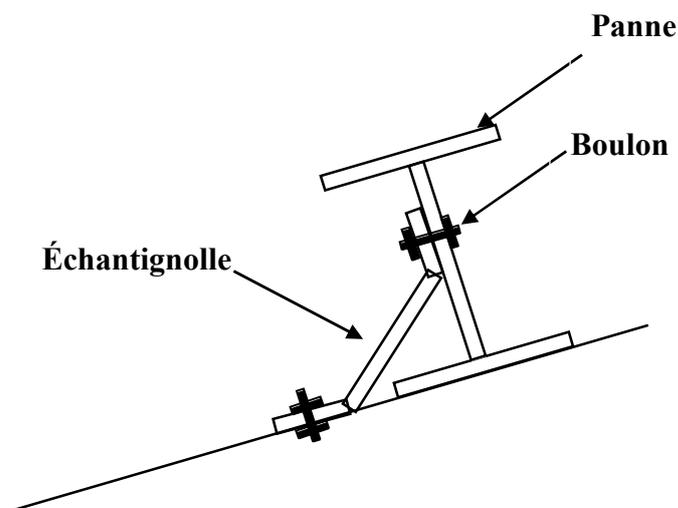


Figure VII.9: Vue de l'assemblage de l'échantignolle.

On vérifiera l'assemblage pour un boulon ordinaire afin de réaliser une articulation.

Soit un boulon ordinaire **M14 de classe 6.8** ; $f_{ub} = 600\text{MPa}$.

$R_{qz \text{ max}} = 13,914\text{KN}$ est celui due au vent (voire chapitre (IV) calcul de l'échantignolle).

$$F_{V,Rd} = 0,5 \times A_s \times f_{ub} / \gamma_{mb} = 27,6 \text{ KN} > \frac{13,914}{2} = 6,957 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

VII.6.2. Assemblage de l'échantignolle sur la membrure supérieure

Dans ce cas-là, le boulon est soumis simultanément un effort de cisaillement et de traction, Le cas le plus défavorable et celui du à la neige :

$$V_Z = 13,34 \text{ KN} \quad ; \quad V_Y = 5,38 \text{ KN}$$

Soit un boulon ordinaire **M 12 de classe 6.8** ; $f_{ub} = 600\text{MPa}$.

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1 \quad \text{Avec } F_{t,Sd} < F_{t,Rd}$$

$$F_{t,Rd} = 0,9 \times A_s \times f_{ub} / \gamma_{mb} = 0,9 \times 0,843 \times 60 / 1,25 = 36,41 \text{ KN}$$

$$F_{v,Rd} = 0,5 \times A_s \times f_{ub} / \gamma_{mb} = 0,5 \times 0,843 \times 60 / 1,25 = 20,23 \text{ KN}$$

$$\frac{5,38}{20,23} + \frac{13,34}{1,4 \times 36,41} = 0,53 \leq 1 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

VII.7. Assemblage de palées de stabilités du long pan

L'assemblage se fait par la détermination de l'élément le plus sollicité avec un effort de traction :

$N_{t, sd} = 11,03\text{KN}$. (Traction pour les diagonales de contreventement et cisaillement pour les boulons)

VII.7.1. Assemblage gousset-nœud du portique

L'épaisseur du gousset dépend de l'effort appliqué, elle est donnée par le tableau suivant :

Tableau VII.5 : Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.

F (KN)	≤ 200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e (mm)	8	10	12	14	16

On a :

$N_{t, sd} = 11,03 \text{ kN} < 200 \text{ kN}$; donc on prend : $e = 8 \text{ mm}$

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.

$t_{\max} = 8 \text{ mm}$ (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 :

$$L \geq \frac{\frac{N}{2} \cdot \gamma_{Mw} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u} \dots \dots \dots (I) \quad \text{EC03 chapitre 6 et annexe M}$$

A partir de l'équation (I), on aura :

$$L = 0,75 \text{ cm}$$

On adopte une longueur de soudure de $L = 5 \text{ cm}$

VII.7.2. 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.

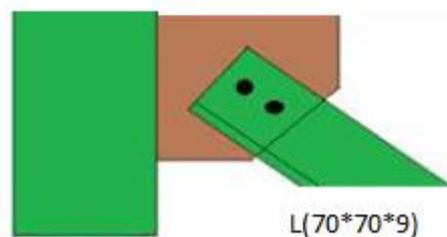


Figure VII.10 : Assemblage diagonale de palée sur gousset.

a) Distribution de l'effort normale sur les boulons

$$F_{V, sd} = \frac{V_{sd}}{n \cdot p}$$

Avec : p : nombre de plan de cisaillement.

$$F_{v,sd} = \frac{11,03}{2 \times 1} = 5,52 \text{ KN}$$

b) Dimensionnement des boulons

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd} = \frac{0,5 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}} \Rightarrow A_s \geq \frac{F_{v,sd} \times \gamma_{Mb}}{0,5 \times f_{ub}}$$

$$\Rightarrow A_s \geq \frac{5,52 \times 10^3 \times 1,25}{0,5 \times 600} = 23 \text{ mm}^2$$

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 = 9mm.

$$\begin{cases} 1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t \\ 1,5d_0 \leq e_2 \end{cases} \quad \text{D'où} \quad \begin{cases} 15,6\text{mm} \leq e_1 \leq 108\text{mm} \\ 28,6\text{mm} \leq p_1 \leq 126\text{mm} \\ 19,5\text{mm} \leq e_2 \end{cases}$$

On prend : $e_1 = 8\text{cm}$ et $p_1 = 10\text{cm}$.

d) Vérification de l'Assemblage trop long

$$L = (n-1) \times P_1 = (2-1) \times 10 = 10\text{cm}$$

$$15 \times d = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm}$$

$$L = 100\text{mm} < 15 \times d = 180\text{mm}$$

Donc l'assemblage n'est pas long.

e) Vérification à la pression diamétrale

$$F_{v,sd} \leq F_{b,rd} \text{ D'où :}$$

$$F_{b,rd} = 2,5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right) = \min \left(\frac{80}{39}, \frac{100}{39} - \frac{1}{4}, \frac{600}{360}, 1 \right) = 1$$

$$F_{p,rd} = 2,5 \times 1 \times 1,2 \times 0,9 \times \frac{60}{1,25} = 129,6 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 5,52 \leq F_{b,rd} = 129,6 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

L'assemblage est vérifié à la pression diamétrale.

VII.7.3. 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.

$$F_{v,rd} = 0,5 \times A_s \times \frac{f_{ub}}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_{v,rd} = 0,5 \times 84,3 \times \frac{600}{1,25} = 20,23\text{KN}$$

$$F_{v,sd} = 5,52 \leq F_{v,rd} = 20,23\text{KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

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 :

$$F_{t,sd} \leq F_{t,rd}$$

$$N_{sd} = 12,86\text{KN.}$$

$$F_{t,sd} = 11,03 / 4 = 2,76 \text{ KN.}$$

$$F_{t,rd} = 0,9 \times 84,3 \times \frac{600}{1,5} = 30,35\text{KN.}$$

$$N_{sd} = 2,76 \text{ KN} < F_{t,rd} = 30,35\text{KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

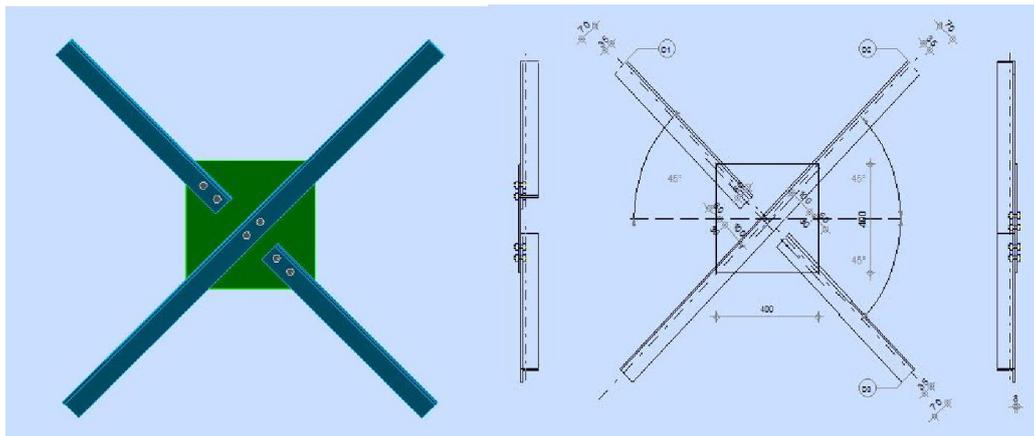


Figure VII.11 : Représentation de la palée de stabilité au longpan.

VII.8. Assemblage de palées de stabilités du pignon

L'assemblage se fait par la détermination de l'élément le plus sollicité avec un effort de traction :

$N_{t, sd} = 28,37 \text{ KN}$. (Traction pour les diagonales de contreventement et cisaillement pour les boulons)

VIII.1 : Assemblage gousset-nœud du portique

L'épaisseur du gousset dépend de l'effort appliqué, elle est donnée par le tableau suivant :

Tableau VII.6 : Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.

F (KN)	≤ 200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e (mm)	8	10	12	14	16

On a :

$N_{t, sd} = 28,37 \text{ KN} < 200 \text{ KN}$; donc on prend : **e = 8 mm**.

b) 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.

$t_{\max} = 8 \text{ mm}$ (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 :

$$L \geq \frac{N}{2} \cdot \gamma_{Mw} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3} \dots \dots \dots (I)$$

EC03 chapitre 6 et annexe M

A partir d l'équation (I), on aura :

$$L = 1,95 \text{ cm}$$

On adopte une longueur de soudure de $L_x = L_y = 5 \text{ cm}$

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.

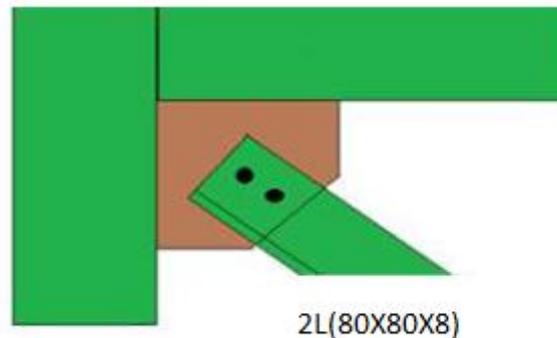


Figure VII.12 : Assemblage diagonale de palée sur gousset.

f) Distribution de l'effort normale sur les boulons

$$F_{V, sd} = \frac{V_{sd}}{n \cdot p}$$

Avec : p : nombre de plan de cisaillement.

$$F_{V, sd} = \frac{28,37}{2 \times 2} = 7,09 \text{ KN}$$

g) Dimensionnement des boulons

$$F_{v, sd} \leq F_{v, rd} = \frac{0,5 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}} \Rightarrow A_s \geq \frac{F_{v, sd} \times \gamma_{Mb}}{0,5 \times f_{ub}}$$

$$\Rightarrow A_s \geq \frac{7,09 \times 10^3 \times 1,25}{0,5 \times 600} = 29,55 \text{ mm}^2$$

On choisit des boulons de types **M(12)** avec $A_s = 84,3 \text{ mm}^2$.

h) Disposition géométrique

Profilés : 2L (80*80*8), $t = 8 \text{ mm}$.

$$\begin{cases} 1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2.2d_0 \leq p_1 \leq 14t \\ 1.5d_0 \leq e_2 \end{cases} \quad \text{D'où} \quad \begin{cases} 15.6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 96 \text{ mm} \\ 28.6 \text{ mm} \leq p_1 \leq 112 \text{ mm} \\ 19.5 \text{ mm} \leq e_2 \end{cases}$$

On prend : $e_1 = 8 \text{ cm}$ et $p_1 = 10 \text{ cm}$.

i) Vérification de l'Assemblage trop long

$$L = (n-1) \times P_1 = (2-1) \times 10 = 10 \text{ cm}$$

$$15 \times d = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm}$$

$$L = 100 \text{ mm} < 15 \times d = 180 \text{ mm}$$

Donc l'assemblage n'est pas long.

j) Vérification à la pression diamétrale

$$F_{v,sd} \leq F_{b,rd} \text{ D'où :}$$

$$F_{b,rd} = 2,5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right) = \min \left(\frac{80}{39}, \frac{100}{39} - \frac{1}{4}, \frac{600}{360}, 1 \right) = 1$$

$$F_{p,rd} = 2,5 \times 1 \times 1,2 \times 0,8 \times \frac{60}{1,25} = 115,2 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 7,09 \leq F_{b,rd} = 115,2 \text{ KN} \dots \text{vérifiée.}$$

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.

$$F_{v,rd} = 0,5 \times A_s \times \frac{f_{ub}}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_{v,rd} = 0,5 \times 84,3 \times \frac{600}{1,25} = 20,23 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 7,09 \leq F_{v,rd} = 20,23 \text{ KN} \dots \text{vérifiée.}$$

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 :

$$F_{t,sd} \leq F_{t,Rd}$$

$$N_{sd} = 28,37 \text{ KN.}$$

$$F_{t,Sd} = 28,37 / 2 \times 4 = 3,55 \text{ KN.}$$

$$F_{t,rd} = 0,9 \times 84,3 \times \frac{600}{1,5} = 30,35 \text{ KN.}$$

$$N_{Sd} = 3,55 \text{ KN} < F_{t,rd} = 30,35 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

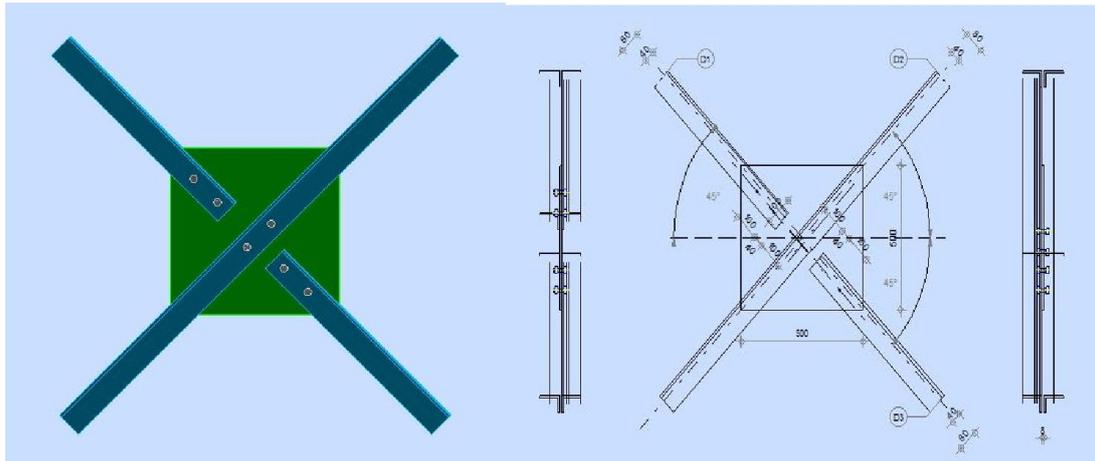


Figure VII.13 : Représentation de la palée de stabilité au pignon.

VII.9. Calcul des pieds de poteaux

VII.9.1. Introduction

Les poteaux sont élargis à leurs bases par des platines soudées, le tout repose sur le sol par l'intermédiaire d'un massif en maçonnerie ou en béton, auquel il est ancré par des boulons de scellement, le but est de transmettre les sollicitations appliquées à la construction aux fondations.

La partie inférieure du poteau à la base est généralement renforcée afin de répartir correctement les charges sur les fondations et assurer un ancrage du poteau dans le massif du béton.

La liaison «plaque d'assise, fondation» est assurée par des boulons (goujons) d'ancrages.

On fera le calcul pour le poteau le plus sollicité et adopter la plaque pour tous les autres poteaux.

Les calculs vont consister à :

- Déterminer la surface de la platine en fonction de la contrainte admissible de compression du béton du massif de fondation ;
- Déterminer l'épaisseur de la platine, en fonction de la contrainte de flexion calculée à droite de chaque ligne de pliage ;

- Déterminer les boulons d'ancrage en fonction des efforts de la traction engendrée soit par un moment en pied, soit par un soulèvement du vent.

VII.9.2. Dimensionnement de la tige d'ancrage des poteaux

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de traction simple le plus défavorable

$N_t = 131,84$ KN et un moment $M_y = 42,15$ KN.m

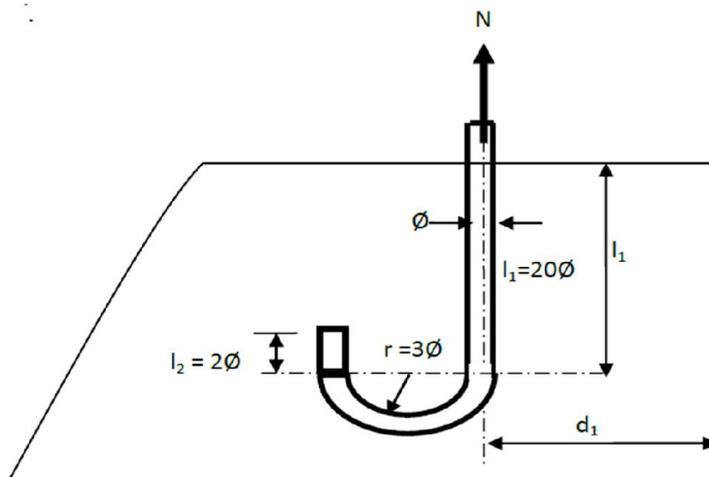


Figure VII.14 : Tige d'encrage du pied du poteau.

$$b = h + 2c$$

h : la hauteur de la section HEA300 $\Rightarrow h = 290$ mm

c : le débord, donné par : $c = (100 \text{ à } 150)$ mm

On prend : $c = 100$ mm

D'où : $a = h + 2c = 290 + 2 \times 100 = 490$ mm

$b = h + 2c = 290 + 2 \times 100 = 500$ mm

a et b sont les dimensions de la semelle.

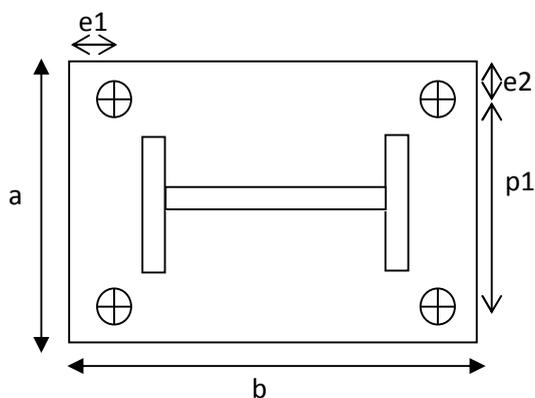


Figure VII.15 : Dispositions constructives.

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 4 tiges :

$$\frac{N_t}{4} \leq \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} f_y \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{N_t}{\pi \cdot f_y}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{131,84}{3,14 \cdot 23,5}} = 1,34 \text{ cm}$$

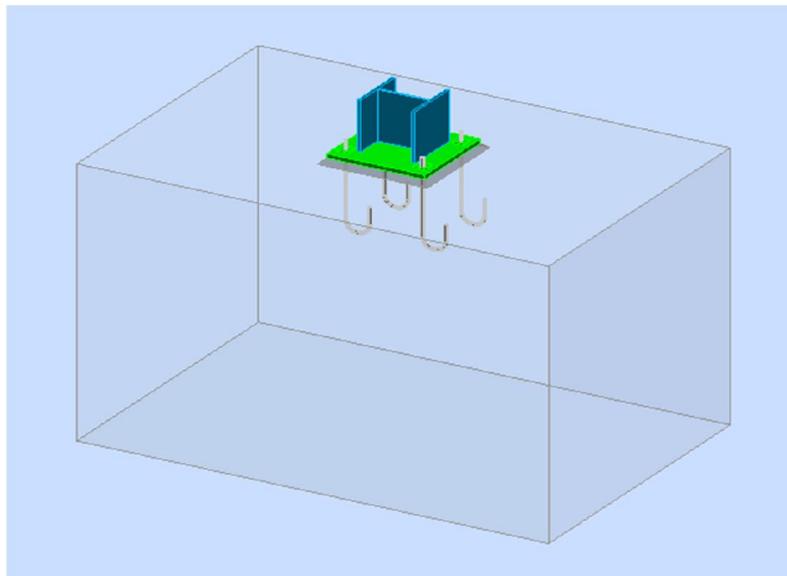


Figure VII.16 : Disposition des tiges d'ancrages du poteau.

Donc on prend : $\phi = 2 \text{ cm}$

Soit des tiges d'ancrages de 20 mm de diamètre de classe 4.6

a) Vérification de la tige d'ancrage

L'effort admissible par scellement est fixé par la règle suivant :

$$N_a = 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7 \cdot g_c}{1000}\right) \cdot \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)} \cdot (l_1 + 6,4 \cdot r + 3,5 \cdot l_2) \text{ (CCM97)}$$

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

$$r = 6 \text{ cm}$$

$$l_1 = 40 \text{ cm}$$

$$l_2 = 4 \text{ cm}$$

$$d_1 = 10 \text{ cm}$$

$$N_a = 0,1 \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \frac{2}{\left(1 + \frac{2}{10} \right)^2} (40 + 6,4 \times 6 + 3,5 \times 4) = 44 \text{ KN}$$

$$N_a = 44 \text{ KN} > \frac{131,84}{4} = 32,96 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

b) Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{42,15 \times 10^3}{131,84} = 320 \text{ mm}$$

$$e = 32 \text{ cm} > \frac{D}{6} = \frac{40}{6} = 6,67 \text{ cm}$$

Donc le centre de poussée se trouve hors de tiers central de la section, et la platine est soulevée à gauche (les boulons de gauche étant sollicités en traction).

A : aire de la section de 2 tiges à gauche du poteau

$$A = 2 \times \pi \times R^2 = 6,28 \text{ cm}^2$$

$$l = e + \frac{h}{2} + \frac{c}{2} = 51,5 \text{ cm.}$$

$$h = h_p + d_1 + \frac{d_1}{2} = 44 \text{ cm.}$$

$$b = 2 \times d_1 + h_p = 49 \text{ cm.}$$

$$n = E_a/E_b = 15$$

$$h^3 + 3 \times (l - h) \times h^2 + 90 \times A \times \frac{1}{b} \times h' - 90 \times A \times \frac{1}{b} \times h = 0$$

$$h' = 18,95 \text{ cm}$$

b-1) Les contraintes dans le béton

$$\sigma_b = \frac{2N \times l}{bh' \left(h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_{ub} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec} \quad \gamma_b = 1,5$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 131,84 \times 51,5}{49 \times 18,95 \left(44 - \frac{18,95}{3} \right)} = 3,9 \text{MPa} < f_{ub} = 14,2 \text{MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

b-2) Les contraintes dans l'acier

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \cdot \frac{l - h + \frac{h'}{3}}{\left(h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_y$$

$$\sigma_a = \frac{131,84}{6,28} \cdot \frac{51,5 - 44 + \frac{18,95}{3}}{\left(44 - \frac{18,95}{3} \right)} = 76,98 \text{MPa} \leq f_y = 235 \text{MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Véri fiée.}$$

VII.9.3. 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 bonde de largeur unité (1 cm) et d'épaisseur t, sont :

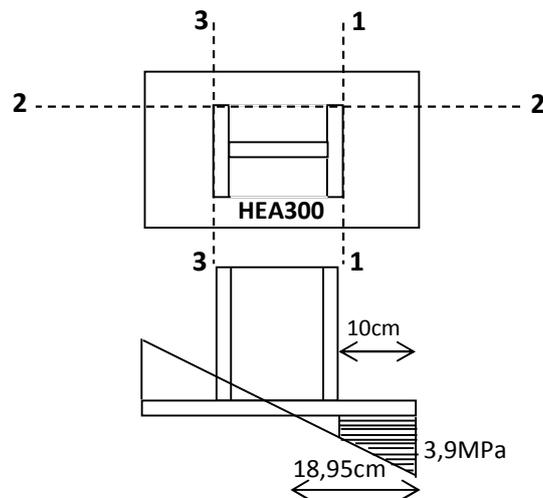


Figure VII.17 : Vérification de la section 1-1.

$$M_1 = \sigma_b \times d_1 \times \frac{d_1}{2}$$

$$M_1 = 3,9 \times 10 \times 5 \times 10^{-3} = 0,195 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = \left(10 \times \frac{1,84}{2}\right) \frac{2 \times 10}{3} \times 10^{-3} = 0,061 \text{ KN.m}$$

$$M = M_1 - M_2 = 0,134 \text{ KN.m}$$

- 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

$$t \geq \sqrt{\frac{0,134 \times 6}{10^{-2} \times 23,5}} = 1,85 \text{ cm}$$

$$t \geq 1,85 \text{ cm}$$

Soit : $t = 2 \text{ cm}$

- b) Vérification de la section 2-2

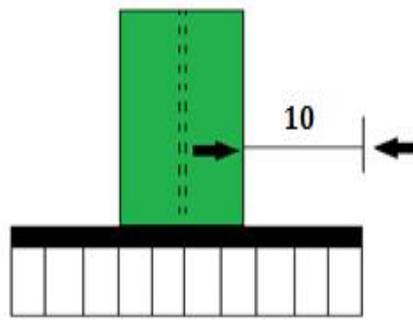


Figure VII.18 : Vérification de la section 2-2.

Par le même raisonnement, on aura le moment maximal :

$$M_1 = 3,9 \times 10 \times 5 \times 10^{-3} = 0,195 \text{ KN.m}$$

$$D'o\grave{u} : t \geq \sqrt{\frac{0,195 \times 6}{10^{-2} \times 23,5}} = 2,23 \text{ cm}$$

$$t \geq 2,23 \text{ cm}$$

Soit : $t = 2,5 \text{ cm}$

c) Vérification de la section 3-3

Du coté tendu, la platine est soumise à un moment : $M = 0.1T$

$$T = A \cdot \sigma_a = 6,28 \times 76,98 \times 10^{-1} = 48,34 \text{ Kn.m}$$

$$M = 0,1 \times 48,34 = 4,834 \text{ KN.m}$$

$$W_{el} = \frac{50t^2}{6}$$

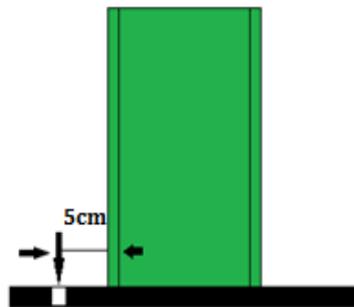


Figure VII.19 : Vérification de la section 3-3.

Il faut donc vérifier que :

$$\frac{4,834 \times 6}{50t^2} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{6M}{50f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 4,834}{50 \times 23,5}}$$

$$t \geq 0,157 \text{ cm}$$

Soit : $t = 1 \text{ cm}$

En conclusion, on prendra une platine d'épaisseur : $t = 2,5 \text{ cm}$.

VII.10. Calcul du pied de potelet

Même calcul avec les pieds de poteaux.

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de traction le plus défavorable

$N_t = 60,11 \text{ kN}$.

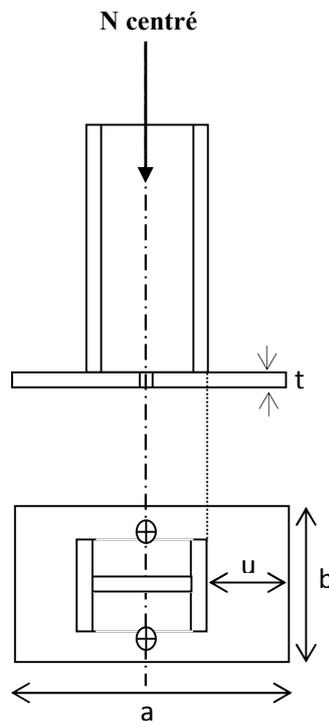


Figure VII.20 : pied de poteau articulé.

h : la hauteur de la section IPE240 : $h = 240 \text{ mm}$

c : le débord, donné par : $c = (100 \text{ à } 150) \text{ mm}$

on prend : $c = 100 \text{ mm}$

d'où : $a = h + 2c = 240 + 2 \times 100 = 440 \text{ mm}$

$b = b + 2c = 120 + 2 \times 100 = 320 \text{ mm}$

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 2 tiges :

$$\frac{N_t}{2} \leq \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} f_y \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{2 \cdot N_t}{\pi \cdot f_y}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{2 \times 60,11}{3,14 \times 23,5}} = 1,63 \text{ cm}$$

Donc on prend : $\phi = 2 \text{ cm}$

Soit des tiges d'ancrages de 20 mm de diamètre.

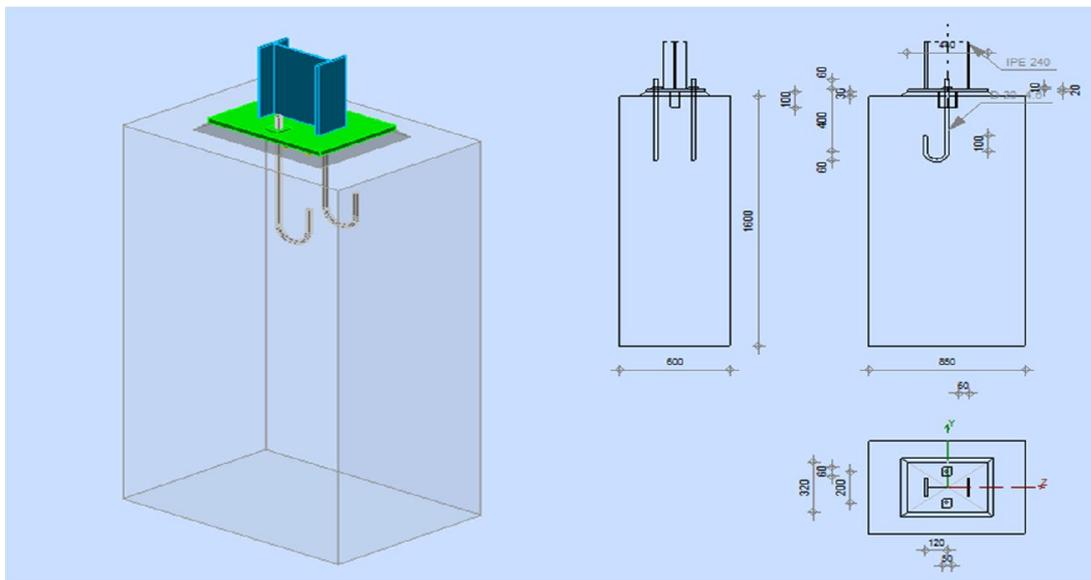


Figure VII.21: Disposition des tiges d'ancrages du potelet.

VII.10.1. Vérification de la tige d'ancrage

L'effort admissible par scellement est fixé par la règle suivante : selon (CCM97)

$$N_a = 0,1 \times \left(1 + \frac{7 \times g_c}{1000} \right) \times \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1} \right)} \times (l_1 + 6,4 \times r + 3,5 \times l_2)$$

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

$$r = 6 \text{ cm}$$

$$l_1 = 40 \text{ cm}$$

$$l_2 = 4 \text{ cm}$$

$$d_1 = 10 \text{ cm}$$

$$N_a = 0,1 \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \frac{2}{\left(1 + \frac{2}{10} \right)^2} (40 + 6,4 \times 6 + 3,5 \times 4) = 44 \text{ KN}$$

$$N_a = 44 \text{ KN} > \frac{60,11}{4} = 15,03 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

-Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{6,21}{60,11} = 10,3 \text{ cm}$$

$$e = 10,3 \text{ cm} > \frac{D}{6} = \frac{22}{6} = 3,67 \text{ cm}$$

Donc le centre de poussée se trouve hors de tiers central de la section.

$$A = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ (A : aire de la section d'une tige d'ancrage)}$$

$$l = 27,3 \text{ cm}$$

$$h = 39 \text{ cm}$$

$$b = 44 \text{ cm}$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$h^3 + 3 \cdot (l - h) \cdot h^2 + 90 A \frac{l}{b} \cdot h' - 90 A \frac{l}{b} \cdot h = 0$$

$$h' = 10,47 \text{ cm}$$

a) Les contraintes dans le béton

$$\sigma_b = \frac{2N \times l}{bh' \left(h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_{ub} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec} \quad \gamma_b = 1,5$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 60,11 \times 27,3}{44 \times 10,47 \left(39 - \frac{10,47}{3} \right)} = 2,01 \text{ MPa} < f_{ub} = 14,2 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

b) Les contraintes dans l'acier

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \cdot \frac{l-h+\frac{h'}{3}}{\left(h-\frac{h'}{3}\right)} \leq f_y$$

$$\sigma_a = \frac{60,11}{3,14} \cdot \frac{27,3-39+\frac{10,47}{3}}{\left(39-\frac{10,47}{3}\right)} = 44,26 \text{MPa} \leq f_y = 235 \text{MPa} \dots \text{Vérifiée}$$

VII.10.2. Dimensionnement de l'épaisseur de la platine

- **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 bonde de largeur unité (1 cm) et d'épaisseur t, sont :

$$M_1 = 2,01 \times 10 \times 5 \times 10^{-3} = 0,1005 \text{KN.m}$$

$$M_2 = \left(10 \times \frac{0,09}{2}\right) \frac{2 \times 10}{3} \times 10^{-3} = 0,003 \text{KN.m}$$

$$M = M_1 - M_2 = 0,1 \text{KN.m}$$

Le module d'inertie de la platine ou $b = 1 \text{cm}$ la contrainte de flexion dans la section est :

$$\frac{I}{V} = \frac{\left(\frac{b.t^3}{12}\right)}{\frac{t}{2}} = \frac{b.t^2}{6}$$

$$\frac{M}{W_{el}} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{0,1 \times 6}{10^{-2} \times 23,5}} = 1,6 \text{cm}$$

$$t \geq 1,6 \text{cm}$$

Soit : $t = 2 \text{ cm}$

- **Vérification de la section 2-2**

Par le même raisonnement, on aura le moment maximal :

$$M = 2,01 \times 10 \times \frac{10}{2} \times 10^{-3} = 0,1005 \text{KN.m}$$

D'où :

$$t \geq \sqrt{\frac{0,1005 \times 6}{10^{-2} \times 23,5}} = 1,6 \text{ cm}$$

$$t \geq 1,6 \text{ cm}$$

Soit : **t = 2 cm**

- **Vérification de la section 3-3**

Du coté tendu, la platine est soumise à un moment : $M = 0.1T$

$$T = A \cdot \sigma_a = 3,14 \times 44,26 \times 10^{-1} = 13,9 \text{ KN.m}$$

$$M = 0,1 \times 13,9 = 1,39 \text{ KN.m}$$

$$W_{el} = \frac{50t^2}{6}$$

Il faut donc vérifier que :

$$\frac{1,39 \times 6}{50t^2} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{6M}{50f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 1,39}{50 \times 23,5}}$$

$$t \geq 0,08 \text{ cm}$$

Soit : **t = 1 cm**

En conclusion, on prendra une platine d'épaisseur : **t = 2 cm**.

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 : $\sigma_{adm} = 1.5 \text{ bar}$ (d'après le rapport de sol)

La profondeur d'ancrage : $D = 1.6 \text{ m}$ (d'après le rapport de sol)

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 :

Tableau VIII.1: Les sollicitations à la base des poteaux HEA300.

Sollicitation	Situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+E	1,35(G+Q+W1)	G+W1
N^{\max} (KN)	54,64	131,84	96,44
M_y (KN.m)	23,1	41,99	31,13
M_z (KN.m)	2,14	5,85	4,34
V_y (KN)	3,41	9,16	6,78
V_z (KN)	11,48	25,57	18,95

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 ($a \times b$), donc les semelles sont rectangulaire ($A \times B$).

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.

$$d = \max \begin{cases} \frac{B-b}{4} \\ \frac{H-h}{4} \end{cases} \quad (\text{BAEL 91-Ch 15.III-Art 1.2})$$

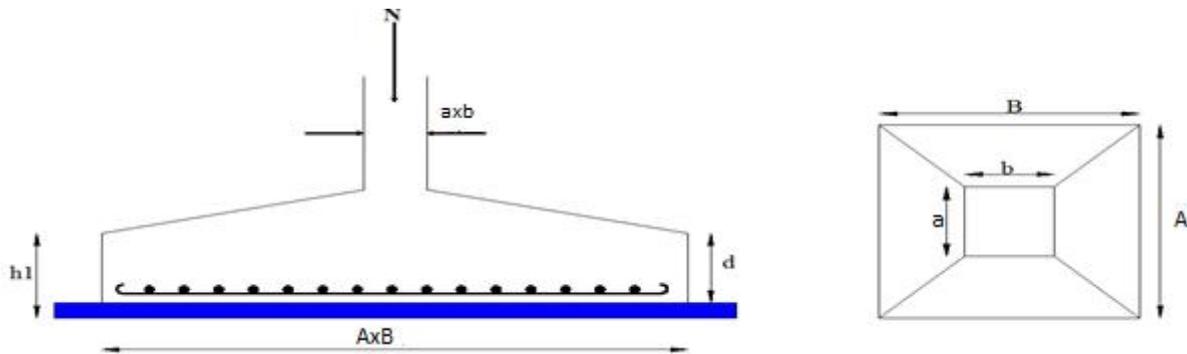


Figure VIII.1: Dimension de la semelle.

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 :

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right)$$

$$e_0 = \frac{M_y}{N}$$

$$\sigma_{sol} = 1,5 \text{ bar}$$

$$a = 50 \text{ cm}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow B = A$$

Ou :

a et b dimensions de la platine puisque les poteaux sont encastres. (**Voir chapitre calcul des assemblages - pieds de poteau**).

VIII.2.3. Dimensionnement de la semelle

- **Situation accidentelle** : $\sigma_M \leq 2\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$\frac{54,64}{A \times \left(\frac{50 \times A}{50} \right)} \left(1 + \frac{6 \times 0,42}{\left(\frac{50 \times A}{50} \right)} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$A^3 - 0,182A - 0,459 \leq 0 \quad \text{avec } e_0 = \frac{23,1}{54,64} = 0,42$$

La résolution de cette équation donne, une racine réelle :

$$A = B = 0,85 \text{ m}$$

Soit **A=0,85 m** et **B=0,85 m**

- **Situation durable** : $\sigma_M < 1,33\sigma_{sol}$

$$N = 131,84 \text{ KN}$$

$$M_y = 41,99 \text{ KN.m}$$

$$\frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq 1,33 \sigma_{sol}$$

$$\frac{131,84}{A \times \left(\frac{50 \times A}{50} \right)} \left(1 + \frac{6 \times 0,32}{\left(\frac{50 \times A}{50} \right)} \right) \leq 1,33 \sigma_{sol}$$

$$A^3 - 0,660A - 1,268 \leq 0 \quad \text{avec } e_0 = \frac{41,99}{131,84} = 0,32$$

La résolution de cette équation donne, une racine réelle :

$$A = B = 1,28 \text{ m}$$

On choisit pour toutes les semelles des poteaux **HEA300** \Rightarrow **A=1,60m** et **B=1,60m**

$$d \geq \max \left\{ \frac{B-b}{4}, \frac{A-a}{4} \right\} \Rightarrow d \geq \max \left\{ \frac{1,60-0,5}{4} = 27,5 \text{ cm}, \frac{1,60-0,5}{4} = 27,5 \text{ cm} \right\}$$

soit $d = 30 \text{ cm}$

$$h_1 = d + c = 30 + 5 = 35 \text{ cm}$$

l_1 : hauteur de l'amorce de poteau

$$l_1 = 1,60 - 0,35 = 1,25 \text{ m}$$

• **Poids de la semelle:**

$$P = A \times B \times h_1 \times f_{c28}$$

$$P = 1,60 \times 1,60 \times 0,35 \times 25 = 22,4 \text{ KN}$$

• **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 :

Tableau VIII. 2: Les sollicitations à la base de la semelle.

Sollicitations	Situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+E	1,35(G+Q+W1)	G+W1
N^{max} (KN)	77,04	154,24	118,84
M_{by} (KN.m)	41,46	82,90	61,45
M_{bz} (KN.m)	7,59	20,50	15,18
V_y (KN)	3,14	9,16	6,78
V_z (KN)	11,48	25,57	18,95

VIII.2.4. Vérification des contraintes

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes :

$$\text{sens A} \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33 \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_z}{N} \end{cases}$$

$$\text{sens B} \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33 \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_y}{N} \end{cases}$$

$$2.\sigma_{sol} = 2 \times 150 = 300 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$1,33\sigma_{sol} = 1,33 \times 150 = 199,5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3.\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 3: Vérification des contraintes dans le sol.

Cas de chargement		Sens	e ₀ (m)	σ _{max} (bar)	σ _{min} (bar)	σ _{moy} (bar)
Situation accidentelle		Sens A	0,09	0,40 < 3	0,20	0,35 < 1,5
		Sens B	0,53	0,88 < 3	0,20	0,71 < 1,5
Situation Durable	ELU	Sens A	0,13	0,89 < 1,995	0,30	0,74 < 1,5
		Sens B	0,53	1,77 < 1,995	-0,57	1,18 < 1,5
	ELS	Sens A	0,13	0,67 < 1,995	0,25	0,56 < 1,5
		Sens B	0,52	1,33 < 1,995	0,25	1,06 < 1,5

Les contraintes moyennes sont vérifiées.

VIII.2.5. Vérification de la stabilité au renversement

Dans le cas accidentelle il faut vérifier que :

$$e_0 \leq \begin{cases} \frac{A}{4} = \frac{1,6}{4} = 0,4 \text{ m sens A} \\ \frac{B}{4} = \frac{1,6}{4} = 0,4 \text{ m sens B} \end{cases}$$

$$\text{sens A: } e_0 = 0,09 \text{ m} < 0,4 \text{ m}$$

$$\text{sens B: } e_0 = 0,53 \text{ m} > 0,4 \text{ m}$$

Donc la stabilité au renversement n'est pas vérifiée dans le sens B.

On augmente la section de la semelle. **A=1,6 m, B=2,4 m**

$$d \geq \max \left\{ \frac{B-b}{4}, \frac{A-a}{4} \right\} \Rightarrow d \geq \max \left\{ \frac{2,4-0,5}{4} = 47,5 \text{ cm}, \frac{1,6-0,49}{4} = 27,75 \text{ cm} \right\}$$

$$\text{soit } d = 50 \text{ cm}$$

$$h_1 = d + c = 45 + 5 = 55 \text{ cm}$$

l_1 : hauteur de l'amorce de poteau

$$l_1 = 1,60 - 0,55 = 1,05 \text{ m}$$

- **Poids de la semelle:**

$$P = A \times B \times h_1 \times f_{c28}$$

$$P = 1,6 \times 2,4 \times 0,55 \times 25 = 52,8 \text{ KN}$$

- **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 :

Tableau VIII. 4: Les sollicitations à la base de la semelle.

Sollicitations	Situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+E	1,35(G+Q+W1)	G+W1
N^{\max} (KN)	107,44	184,64	149,24
M_{by} (KN.m)	41,46	82,90	61,45
M_{bz} (KN.m)	7,59	20,50	15,18
V_y (KN)	3,14	9,16	6,78
V_z (KN)	11,48	25,57	18,95

VIII.2.6. Vérification des contraintes

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes :

$$\text{sens A} \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33 \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_z}{N} \end{cases}$$

$$\text{sens B} \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33 \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_y}{N} \end{cases}$$

$$2.\sigma_{sol} = 2 \times 150 = 300 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$1,33\sigma_{sol} = 1,33 \times 150 = 199,5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3.\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 5: Vérification des contraintes dans le sol.

Cas de chargement		Sens	e ₀ (m)	σ _{max} (bar)	σ _{min} (bar)	σ _{moy} (bar)
Situation accidentelle		Sens A	0,07	0,34 < 3	0,21	0,31 < 1,5
		Sens B	0,38	0,54 < 3	0,02	0,41 < 1,5
Situation Durable	ELU	Sens A	0,11	0,67 < 1,995	0,28	0,57 < 1,5
		Sens B	0,44	0,61 < 1,995	0,34	0,54 < 1,5
	ELS	Sens A	0,10	0,52 < 1,995	0,25	0,45 < 1,5
		Sens B	0,41	0,77 < 1,995	0	0,58 < 1,5

Les contraintes moyennes sont vérifiées.

VIII.2.7. Vérification de la stabilité au renversement

Dans le cas accidentelle il faut vérifier que :

$$e_0 \leq \begin{cases} \frac{A}{4} = \frac{1,6}{4} = 0,40 \text{ m sens A} \\ \frac{B}{4} = \frac{2,4}{4} = 0,60 \text{ m sens B} \end{cases}$$

$$\text{sens A: } e_0 = 0,07 \text{ m} < 0,4 \text{ m}$$

$$\text{sens B: } e_0 = 0,38 \text{ m} < 0,6 \text{ m}$$

Donc la stabilité au renversement est vérifiée.

VIII.2.8. 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 "

$$\begin{cases} e_0 = 0,38 > \frac{0,50}{6} = 0,083 \\ e_0 = 0,38 > \frac{2,4}{24} = 0,1 \end{cases} \Rightarrow \text{Calcul de M1}$$

Les armatures seront calculées sous un moment M_1 :

$$M_1 = (4 \times 2,4 + 0,3 \times 0,50 - 9 \times 0,38) \left(\frac{\frac{2,4}{2} - 0,35 \times 0,50}{\frac{2,4}{2} - 0,38} \right)^2 \frac{107,44}{27}$$

$$M_1 = 41,30 \text{KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$z = 0,9 \times d$$

$$A_s = \frac{39,35 \times 10}{0,45 \times 400} = 2,18 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,18 \text{ cm}^2$$

- **Armatures parallèles à " A "**

$$\begin{cases} e_0 = 0,07 < \frac{0,5}{6} = 0,08 \\ e_0 = 0,07 > \frac{1,6}{24} = 0,06 \end{cases} \Rightarrow \text{Calcul de M1}$$

Les armatures seront calculées sous un moment M1:

$$M_1 = (4 \times 1,6 + 0,3 \times 0,5 - 9 \times 0,07) \left(\frac{\frac{1,6}{2} - 0,35 \times 0,5}{\frac{1,6}{2} - 0,07} \right)^2 \frac{107,44}{27}$$

$$M_1 = 17,27 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$z = 0,9 \times d$$

$$A_s = \frac{17,27 \times 10}{0,45 \times 400} = 0,95 \text{ cm}^2$$

$$A = 0,95 \text{ cm}^2$$

b) Situation durable

- **A l'E.L.U**

- **Armatures parallèles à B=2.4m**

$$\begin{cases} e_0 = 0,44 > \frac{0,5}{6} = 0,08 \\ e_0 = 0,44 > \frac{2,4}{24} = 0,1 \end{cases} \Rightarrow \text{Calcul de M1}$$

$$M_1 = (4 \times B + 0,3 \times b - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{B}{2} - 0,35 \times b}{\frac{B}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens B}$$

$$M_1 = (4 \times 2,4 + 0,3 \times 0,5 - 9 \times 0,44) \left(\frac{\frac{2,4}{2} - 0,35 \times 0,5}{\frac{2,4}{2} - 0,44} \right)^2 \frac{184,64}{27}$$

$$M_1 = 72,02 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{72,02 \times 10}{0,45 \times 400} = 4 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4 \text{ cm}^2$$

- **Armatures parallèle à A=1,6m**

$$\begin{cases} e_0 = 0,11 > \frac{0,5}{6} = 0,08 \\ e_0 = 0,11 > \frac{1,60}{24} = 0,066 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de M1}$$

$$M_1 = (4 \times 1,6 + 0,3 \times 0,5 - 9 \times 0,11) \left(\frac{\frac{1,6}{2} - 0,35 \times 0,5}{\frac{1,6}{2} - 0,11} \right)^2 \frac{184,64}{27}$$

$$M_1 = 31,19 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{31,19 \times 10}{0,45 \times 400} = 1,73 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,73 \text{ cm}^2$$

• **A l'E.L.S:**

- **Armatures parallèles à A=1,6m**

$$\begin{cases} e_0 = 0,10 > \frac{0,5}{6} = 0,08 \\ e_0 = 0,10 > \frac{1,6}{24} = 0,06 \end{cases} \Rightarrow \text{Calcul de M1}$$

$$M_1 = (4 \times 1,6 + 0,3 \times 0,5 - 9 \times 0,10) \left(\frac{\frac{1,6}{2} - 0,35 \times 0,5}{\frac{1,6}{2} - 0,10} \right)^2 \frac{121,09}{27}$$

$$M_1 = 20,20 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{20,20 \times 10}{0,45 \times 400} = 1,12 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,12 \text{ cm}^2$$

- **Armatures parallèles à B=2,4m**

$$\begin{cases} e_0 = 0,41 > \frac{0,5}{6} = 0,08 \\ e_0 = 0,41 > \frac{2,4}{24} = 0,1 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de M1}$$

$$M_1 = (4 \times 2,4 + 0,3 \times 0,5 - 9 \times 0,41) \left(\frac{\frac{2,4}{2} - 0,35 \times 0,5}{\frac{2,4}{2} - 0,41} \right)^2 \frac{149,24}{27}$$

$$M_1 = 56,39 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{56,39 \times 10}{0,45 \times 400} = 3,13 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,13 \text{ cm}^2$$

c) Condition de non fragilité

$$\min A_A = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times A \times h_1 = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 160 \times 55 = 10,63 \text{ cm}^2$$

$$\min A_A = 10,63 \text{ cm}^2$$

$$\min A_B = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \times h_1 = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 240 \times 55 = 15,94 \text{ cm}^2$$

$$\min A_B = 15,94 \text{ cm}^2$$

d) Dispositions constructives

Les armatures seront munies des crochets si :

$$\begin{cases} l_s > \frac{A}{4} & \text{sens A} \\ l_s > \frac{B}{4} & \text{sens B} \end{cases}$$

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{tj}}$$

l_s : longueur de scellement

$$\psi_s = 1,5 \rightarrow HA$$

Suivant A :

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{2,4 \times 1,5^2 \times 2,1} = 42,32 \text{ cm} > \frac{160}{4} = 40 \text{ cm}$$

Suivant B :

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{2,4 \times 1,5^2 \times 2,1} = 42,32 \text{ cm} < \frac{240}{4} = 60 \text{ cm}$$

Donc les barres doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle, et peuvent ne pas comporter des crochets.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.6 : Les armatures des semelles.

Armatures	Situation accidentelle	Situation Durable		A _{min} (cm ²)	Nombre De barre	A _s (cm ²)	l _s (cm)	St (cm)
		ELU	ELS					
A _s (A)	0,95	1,73	1,12	10,62	10HA12	11,31	50	19
A _s (B)	2,18	4	3,13	15,94	11 HA14	16,93	50	23

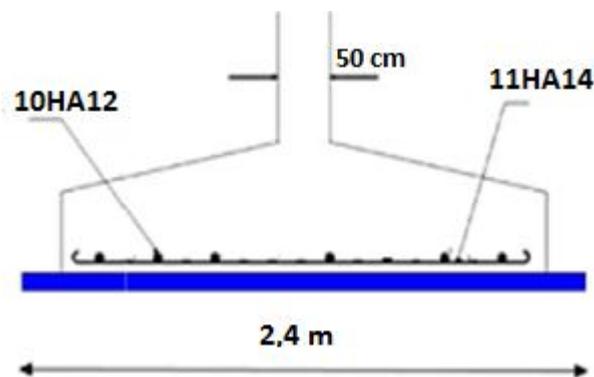


Figure VIII.2 : Schéma de ferrailage de la semelle.

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 S₂ et S₃

30 cm x 30 cm : sites de catégorie S₄

Pour notre cas on optera pour des longrines de section :(30x35) cm² (puisque S₃)

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.

$\alpha = 12$ (zone II_a, site S₃)

$$ELU \rightarrow N_t = \left(\frac{184,64}{12} \right) = 15,38KN$$

$$ELS \rightarrow N_t = \left(\frac{149,24}{12} \right) = 12,43KN$$

La condition de RPA n'est pas vérifiée donc on prend $N_t = 20 KN$.

Les armatures sont calculées suivant les règles BAEL 99 pour des sollicitations en traction simple, la section des armatures est donnée par :

$$A_s = \frac{N_t}{\sigma_s}$$

$$A_s = \left(\frac{20 \times 10^{-3}}{348} \right) = 0,57cm^2$$

Les recommandations du RPA 99 nous imposent une section minimale de 0.6% de la section du béton.

$$A_{\min} = 0,6\% \times b \times h = 0,006 \times 30 \times 35 = 6,3 \text{ cm}^2$$

Donc en ferraille avec

$$A_{\min} = 6,3 \text{ cm}^2$$

Soit **6HA12** avec $A_s = 6,79 \text{ cm}^2$.

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_s \geq \frac{\beta \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq \frac{30 \times 35 \times 2,1}{400} = 5,51$$

$$5,51 \text{ cm}^2 < 6,3 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

- **Vérification de la flèche**

$$q_s = 149,29 / 6,57 = 22,72 \text{ KN/ml}$$

La plus grande portée est : $l = 6,57 \text{ m}$

$$f = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{657}{200} = 3,28 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{30 \times 35^3}{12} = 107187,5 \text{ cm}^3$$

$$f = \frac{5 \times 22,72 \times 657^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 107187,5} = 2,45 < 3,28 \text{ cm}$$

la condition est vérifiée

- **Armatures transversales**

Soit des cadres de diamètre 8mm dont l'espacement 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.

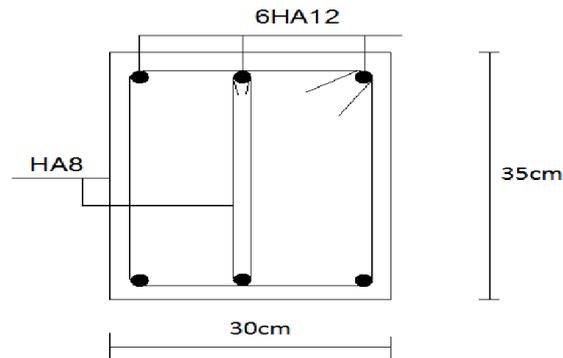


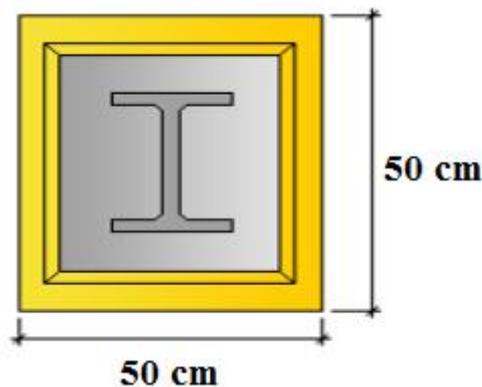
Figure VIII.3: Schéma de ferrailage des longrines.

VIII.4. Ferrailage des futs

Les fondations sont ancrées à $D=1.6\text{m}$; l'assemblage platine massif doit être au-dessus du sol ; donc on prévoit un poteau en B.A (fût) de dimension $(50*50)\text{cm}^2$.

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)



FigureVIII.4 : Section du fut à ferrailer.

$$\text{On a : } \begin{cases} N_u = 131,84 \text{ KN} \\ M_u = 41,99 \text{ KN} \end{cases}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{41,99}{131,84} = 0,31\text{m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0,50}{6} = 0,08\text{m}$$

$$e > \frac{h}{6} \rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

Donc ; le calcul se fera par assimilation à la flexion simple avec M_{ua} .

- **Calcul de M_{ua}**

$$M_{ua} = N_u \left(e + \left(d - \frac{h}{2} \right) \right) \rightarrow M_{ua} = 131.84 \left(0,31 + \left(0,45 - \frac{0,5}{2} \right) \right)$$

$$M_{ua} = 67,24 \text{ KN. m}^2$$

- **Calcul de μ_{bu}**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{67,24 \times 10^6}{500 \times 450^2 \times 14.2} = 0,046 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

- **Calcul de A**

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}}$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \text{ avec : } \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = 0,058$$

$$z = 45(1 - 0,4 \times 0,058) = 43,95 \text{ cm}$$

$$A_1 = \frac{67,24 \times 10^6}{43,95 \times 348} = 439,63$$

$$\text{Donc : } A_s = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 439,63 - \frac{67,24 \times 10^3}{348} = 2,46 \text{ cm}^2$$

- **Calcula de A_{min}**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 500 \times 450 \times \frac{2,1}{400} = 2,71 \text{ cm}^2$$

→ On ferraille avec A_{min}

Le choix de la section est :

$$A_{s,min} = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

- **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 :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_1\right) = 14 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 12 \text{ cm}$$

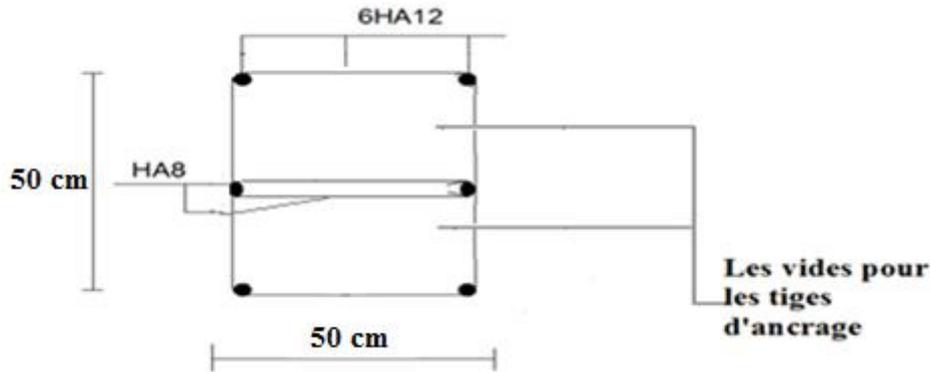


Figure VIII.5: Schéma de ferrailage des futs.

VIII.5. Dimensionnement de la semelle de potelet

La surface de la platine du potelet :

$$S = a \times b \text{ avec } L_p = 44\text{cm} \text{ et } B_p = 32\text{cm}$$

$$S = 32 \times 44 = 552\text{cm}^2$$

La semelle est soumise à un effort normal

$$N_{sd} = 61.11\text{KN}$$

(A, B) dimension (longueur et largeur) de la base inférieure

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{44}{32} = 1,37 \rightarrow A = 1,37B$$

$$\sigma_c = \frac{N_{sd}}{A \times B} = \frac{61110}{1,37 \times B^2} \leq \sigma_{sol} \text{ avec } \sigma_{sol} = 0.15\text{MPa}$$

$$\rightarrow B \geq \sqrt{\frac{61110}{0.15 \times 1,37}} = 54.53\text{cm}$$

Soit $B = 60\text{cm}$, d'où : $A = 82,2\text{cm}$

Soit $A = 85\text{cm}$

- **Hauteur de la semelle :**

$$d \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{(A - a)}{4} = \frac{60 - 44}{4} = 4\text{cm} \\ \frac{(B - b)}{4} = \frac{85 - 32}{4} = 13,25\text{cm} \end{array} \right.$$

On prend $d = 15\text{cm}$

- **L'enrobage :**

$$c = 5\text{cm} \rightarrow h_t = d + c = 20\text{cm}$$

$$\text{on a : } \frac{h_t}{3} \leq h_t \leq \frac{h_t}{2} \rightarrow 10\text{cm} \leq h_t \leq 15\text{cm}$$

Soit $h_p=15\text{cm}$

On doit vérifier que :

$$\sigma_c = \frac{N_e}{S} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

avec: $N_t = N_{\text{sd}} + 1.35P_s$

P_s : poids de la semelle

$$\gamma = 25\text{KN/m}^3$$

$$P_s = 30 \times 0,60 \times 0,85 \times 0,25 = 3,825\text{KN}$$

$$N_t = 61,11 + (1.35 \times 3,825) = 66,27\text{KN}$$

D'où :

$$\sigma_c = \frac{66270}{600 \times 850} = 0,13\text{MPa} < \sigma_{\text{sol}} = 0,15\text{MPa}$$

a) Calcul des armatures :

$$F_x = \frac{N_t(A - a)}{8d} = \frac{66,27(60 - 44)}{8 \times 15} = 8,84 \text{ KN}$$

$$F_y = \frac{N_t(B - b)}{8d} = \frac{66,27(85 - 23)}{8 \times 15} = 34,24 \text{ KN}$$

$$\frac{F_x}{\sigma_s} = A_x = \frac{8840}{\frac{400}{1.15}} = 0.25\text{cm}^2 \quad \text{avec } \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\frac{F_y}{\sigma_s} = A_y = \frac{34240}{\frac{400}{1.15}} = 0.98\text{cm}^2 \quad \text{avec } \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{x\text{min}} > A_x \rightarrow A_{\text{min}} = 1,44\text{cm}^2$$

$$A_{y\text{min}} > A_y \rightarrow A_{\text{min}} = 2,05\text{cm}^2$$

$$A_{S//A}, \text{ on prend } 4\emptyset 12=4,52\text{cm}^2$$

Avec un espacement de 15 cm entre deux barres

$$A_{S//B}, \text{ on prend } 4\emptyset 12=4,52\text{cm}^2$$

Avec un espacement de 20cm entre deux barres

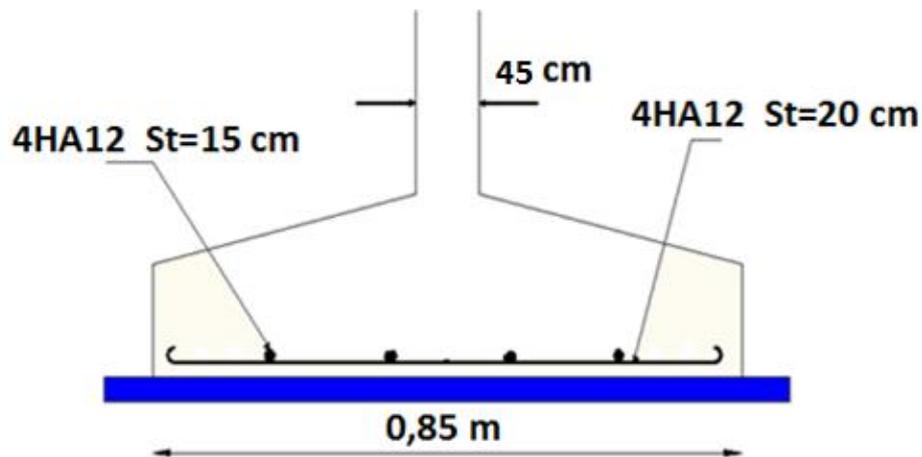


Figure VIII.6 : schéma de la semelle de potelet.

Tableau VIII.7 : Récapitulation des résultats trouvés.

Elément	Dimension (A*B)	Nombre de barre	As (cm ²)
Semelle poteau	(160*240)	10HA12+11HA12	28,24
Semelle potelet	(60*80)	4HA12+4HA12	9,04
longrine	(30*35)	6HA12	6,79
futs	(50*50)	6HA12	6,79

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 (MR)**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 : $F_{we} = C_d \times \Sigma W_e \times A_{ref}$

$$X_T = \frac{\sum T_i \cdot x_i}{\sum T_i} ; Y_T = \frac{\sum T_i \cdot y_i}{\sum T_i} ; Z_T = \frac{\sum T_i \cdot z_i}{\sum T_i}$$

$$X_U = \frac{\sum U_i \cdot x_i}{\sum U_i} ; Y_U = \frac{\sum U_i \cdot y_i}{\sum U_i} ; Z_U = \frac{\sum U_i \cdot z_i}{\sum U_i}$$

Tableau IX.1 : Forces extérieures sens V₁.

zone	W _e (N/m ²)	A (m ²)	FweH (KN)	Fwev (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	442,8	239,4	106,01	0	17,1	0	3,5
E	-166,05	239,4	-39,75	0	17,1	19,32	3,5
F	149,58	162,101	0	24,247	17,1	3,19	8,22
Auvent1	648,18	60,55	0	39,247	17,1	0,41	7
G	-523,53	324,202	0	-169,73	17,1	10,3	9,23
H	-249,3	162,101	0	-40,41	17,1	17,41	8,22
Auvent2	-436,275	23,874	0	-10,41	17,1	20,09	7
			FweH= 66,26	-	17,1	11,6	3,5
			-	FweV= -157,06	17,1	16,35	9,53

Forces intérieures : $F_{w,i} = \sum W_i \times A_{ref}$

Tableau IX.2 : forces intérieures sens V_1 .

zone	$W_i(N/m^2)$	A (m ²)	FwiH (KN)	Fwiv (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	-199,26	239,4	-47,7	0	17,1	0	3,5
E	-199,26	239,4	-47,7	0	17,1	19,32	3,5
F	-224,37	162,101	0	-36,37	17,1	3,19	8,22
Auvent1	-224,37	60,55	0	-13,59	17,1	0,41	7
G	-224,37	324,202	0	-72,74	17,1	10,3	9,23
H	-224,37	162,101	0	-36,37	17,1	17,41	8,22
Auvent2	-224,37	23,874	0	-5,36	17,1	20,09	7
			FwiH= -95,4	-	17,1	9,66	3,5
			-	FwiV= -164,43	17,1	9,8	8,53

Les forces résultantes

Tableau IX.3 : la force Fw résultante cas V_1 .

	Action horizontale	Action verticale	Coordonnées du point d'application		
			x	y	Z
F_{w,e}	66,26	0	17,1	11,6	3,5
F_{w,e}	0	-157,06	17,1	16,35	9,53
F_{w,i}	-95,4	0	17,1	9,66	3,5
F_{w,i}	0	-164,43	17,1	9,8	8,53
Résultante Fw	-29,14	0	17,1	5,25	3,5
Résultante Fw	0	-321,49	17,1	13	9,02

➤ Calcul du moment de renversement

$$M_{R/XX} = F_v \times Y_v = -321,49 \times 13 = -4179,37 \text{ KN.m}$$

$$M_{R/YY} = F_h \times X_h = -29,14 \times 17,1 = 498,29 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul du moment stabilisant

$$M_s = w \times 17,1$$

Avec :

W : Poids approximatif totale du bâtiment.

$$M_{s/xx} = 431,14 \times 17,1 = 7372,50 \text{ KN.m}$$

$$M_{s/yy} = 431,14 \times 17,1 = 7372,50 \text{ KN.m}$$

$M_r < M_s$: La stabilité est vérifiée.

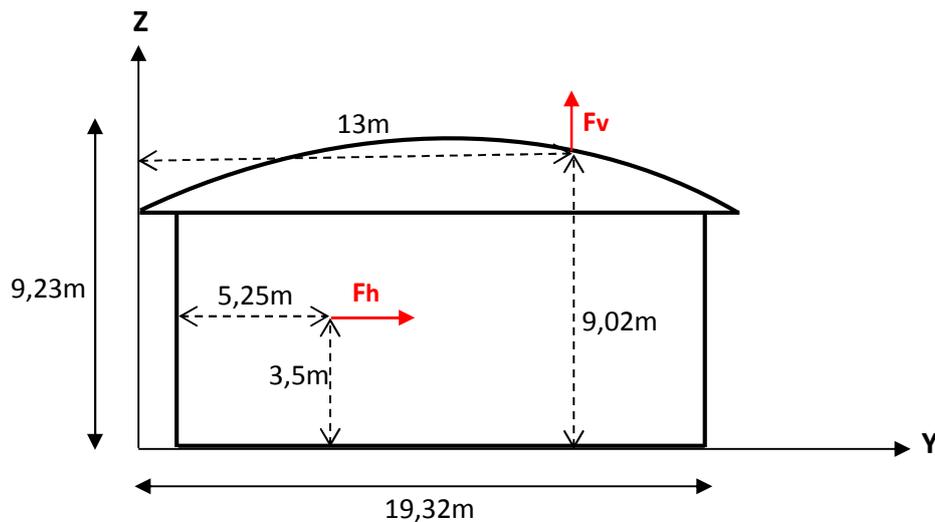


Figure IX.1 : Résultantes des forces horizontale et verticale sur le longpan.

b) Vent perpendiculaire au pignon sens V_2

$$\text{Forces extérieures : } F_{we} = C_d \times \sum W_e \times A_{ref}$$

Tableau IX.4 : Forces extérieures V_2 .

zone	$W_e(\text{N/m}^2)$	A (m ²)	FweH (KN)	Fwev (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	442,8	126	55,79	0	0	9,66	3,5
E	-166,05	126	-20,92	0	34,2	9,66	3,5
F ₁	-828,92	8,93	0	-7,40	0,945	2,36	7,8
F ₂	-828,92	8,93	0	-7,40	0,945	16,95	7,8
G ₁	-828,92	9,02	0	-7,48	0,945	7,19	9,04
G ₂	-828,92	9,02	0	-7,48	0,945	12,13	9,04
H ₁	-373,95	71,82	0	-26,86	5,67	4,83	8,58
H ₂	-373,95	71,82	0	-26,86	5,67	14,49	8,58

I₁	-311,625	238,9	0	-74,45	21,83	4,83	8,58
I₂	-311,625	238,9	0	-74,45	21,83	14,49	8,58
F_r (toi)	-	-	16,16	0	0	9,66	8,58
F_r (par)	-	-	10,6	0	17,1	9,66	3,5
			FweH=61,63	-	-8,67	9,66	4,83
			-	FweV= -232,38	15,42	9,66	8,56

Forces intérieures : $F_{w,i} = \sum W_i \times A_{ref}$

Tableau IX.5 : forces intérieures sens V₂.

Zone	W _i (N/m ²)	A (m ²)	FwiH (KN)	Fwiv (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	-27,675	126	-3,49	0	0	9,66	3,5
E	-27,675	126	-3,49	0	34,2	9,66	3,5
F₁	-31,16	8,93	0	-0,278	0,945	2,36	7,8
F₂	-31,16	8,93	0	-0,278	0,945	16,95	7,8
G₁	-31,16	9,02	0	-0,28	0,945	7,19	9,04
G₂	-31,16	9,02	0	-0,28	0,945	12,13	9,04
H₁	-31,16	71,82	0	-2,24	5,67	4,83	8,58
H₂	-31,16	71,82	0	-2,24	5,67	14,49	8,58
I₁	-31,16	238,9	0	-7,44	21,83	4,83	8,58
I₂	-31,16	238,9	0	-7,44	21,83	14,49	8,58
F_r (toi)	-	-	16,16	0	0	9,66	8,58
F_r (par)	-	-	10,6	0	17,1	9,66	3,5
			FwiH=19,78	-	3,13	9,66	7,65
			-	Fwiv= -20,48	17,15	9,65	8,57

La force résultante

Tableau IX.6 : La force Fw résultante cas V₂.

	Action horizontale	Action verticale	Coordonnées du point d'application		
			X	Y	Z
F _{w,e}	61,63	0	-8,67	9,66	4,83
F _{w,e}	0	-232,38	15,42	9,66	8,56
F _{w,i}	19,78	0	3,13	9,66	7,65
F _{w,i}	0	-20,48	17,15	9,65	8,57
Résultante Fw	81,41	0	5,8	9,66	5,51
Résultante Fw	0	-252,86	15,56	9,66	8,56

➤ **Calcul du moment de renversement**

$$M_{R/XX} = F_v \times Y_v = -252,86 \times 9,66 = -2442,63 \text{ KN.m}$$

$$M_{R/YY} = F_h \times X_h = 81,41 \times 5,8 = 472,18 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul du moment stabilisant**

$$M_s = w \times 9,66$$

Avec :

W : Poids approximatif totale du bâtiment.

$$M_{s/xx} = 431,14 \times 9,66 = 4164,81 \text{ KN.m}$$

$$M_{s/yy} = 431,14 \times 9,66 = 4164,81 \text{ KN.m}$$

$M_r < M_s$: La stabilité est vérifiée.

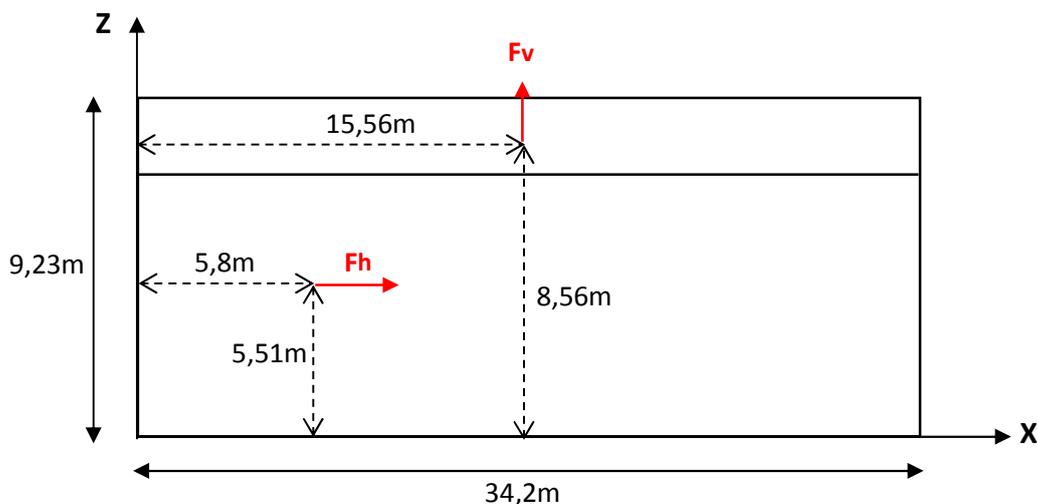


Figure IX.2 : Résultantes des forces horizontale et verticale sur le pignon.

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**Tableau IX.7 :** Réactions à la base due aux effets sismiques.

Le mode	Forces			Moments		
	F _x (KN)	F _y (KN)	F _z (KN)	M _{xx} (KN.m)	M _{yy} (KN.m)	M _{zz} (KN.m)
CQC	30,9	11,06	70,76	2,16	25,97	0,36

N.B : Vu que l'effort F_z est positif, donc il ne crée aucun moment de renversement.

CQC : combinaison quadratique complète.

$$M_{R/xx} = M_{xx} + F_z \times Y_G$$

$$M_{R/yy} = M_{yy} + F_z \times X_G$$

$$M_{R/xx} = 2,16 + 70,76 \times 9,66 = 685,7 \text{ KN.m}$$

$$M_{R/yy} = 25,97 + 70,76 \times 17,1 = 1235,97 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des moments résistant (stabilisateurs)

- Poids de la structure :

$$P_{xx} = 431,14 \text{ KN}$$

$$P_{yy} = 431,14 \text{ KN}$$

Moment résistant

$$M_{ST/xx} = \sum P_i \times Y_i = P_{T(xx)} \times Y_G$$

$$M_{ST/yy} = \sum P_i \times X_i = P_{T(yy)} \times X_G$$

$$M_{st/xx} = 431,14 \times 9,66 = 4164,81 \text{ KN.m}$$

$$M_{st/yy} = 431,14 \times 17,1 = 7372,50 \text{ KN.m}$$

Tableau IX.8 : Vérification au renversement sous l'effet du séisme.

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
	685,7	1235,97	4164,81	7372,50	3331,85	5898

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 GENERALE

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 Eurocodes.

La complexité des calculs en génie civil fait inévitablement appel aux services d'outils numériques tels que SAP2000 et AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, à qui on doit un gain en temps, en précision et en fiabilité.

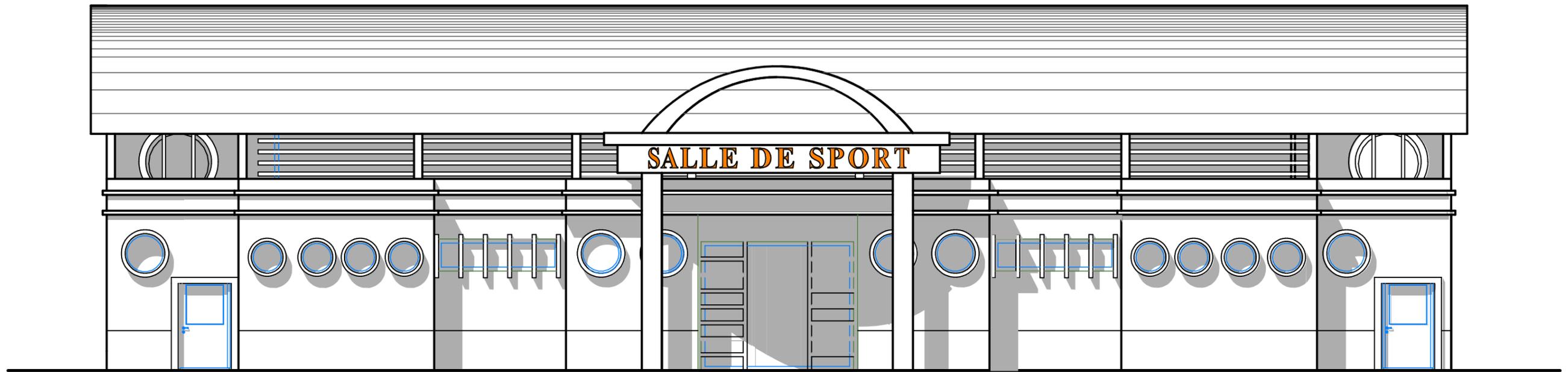
Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- La modélisation doit être assez proche que possible de la réalité, afin d'estimer le comportement réel de la structure et obtenir des meilleurs résultats.
- Les systèmes de contreventement utilisés dans la structure sont en X (poutre auvent, palées de stabilités) sur les deux côtés longpan et pignon.
- Durant l'étude de la structure on a remarqué que la plupart des éléments sont dimensionnés vis-à-vis du phénomène de déversement.
- La bonne conception des assemblages est primordiale pour la stabilité globale de structure métallique, un assemblage bien conçu est mieux qu'un assemblage trop rigide.
- 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.
- L'acier permet de construire des ouvrages très importants du point de vue capacité portante, légèreté, rapidité d'exécution et nous offre la possibilité de concevoir des éléments de grandes portées ce qui permet de construire sur des sols ayant une faible capacité portante.
- La stabilité d'ensemble est obtenue à partir de la rigidité des assemblages et de l'utilisation de système de contreventement.

Ce travail nous a permis d'appliquer ce que nous avons appris durant toute la période de formation, d'améliorer notre connaissance en utilisant des logiciels de calcul, de connaître des nouvelles méthodes de calcul dans le domaine de la construction métallique ainsi que dans le domaine de génie civil.

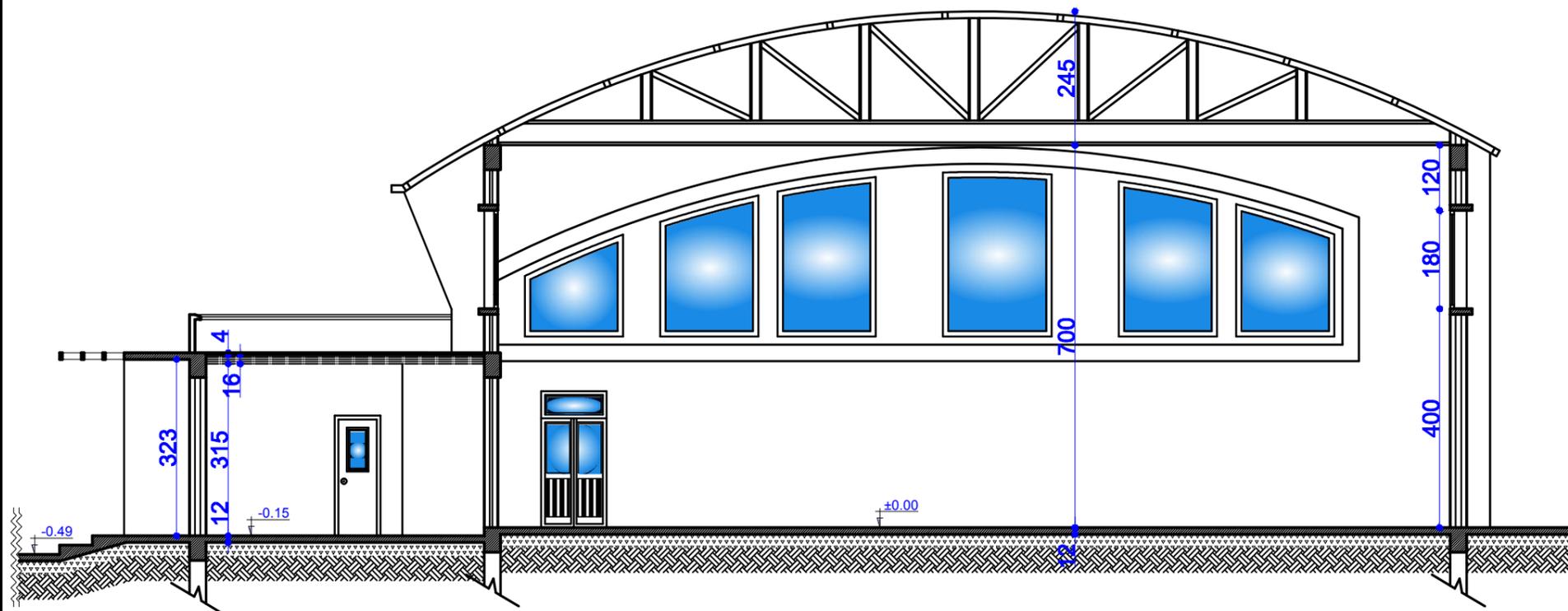
Références bibliographiques

- [1] DTR. C- 2-4.7 ; Règlement neige et vent « RNV2013 ».
- [2] DTR B C 2 48 ; Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003, *Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger*.
- [3] DTR.B. C- 2.2 ; Charge permanentes et charges d'exploitation, *Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger*.
- [4] EUROCODE 3 ; Calcul des éléments résistants d'une construction métallique. *Office des publications universitaires, 2009*.
- [5] Cours et TD de 1^{er} année master.
- [6] Règles de Calcul des Fondation superficielles. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, *Ministère de l'Equipement et de Logement, 1992*.
- [7] B.A.E.L 91 ; Béton Armé aux Etats Limites, troisième tirage, Eyrolles, 1997.



FACADE PRINCIPALE

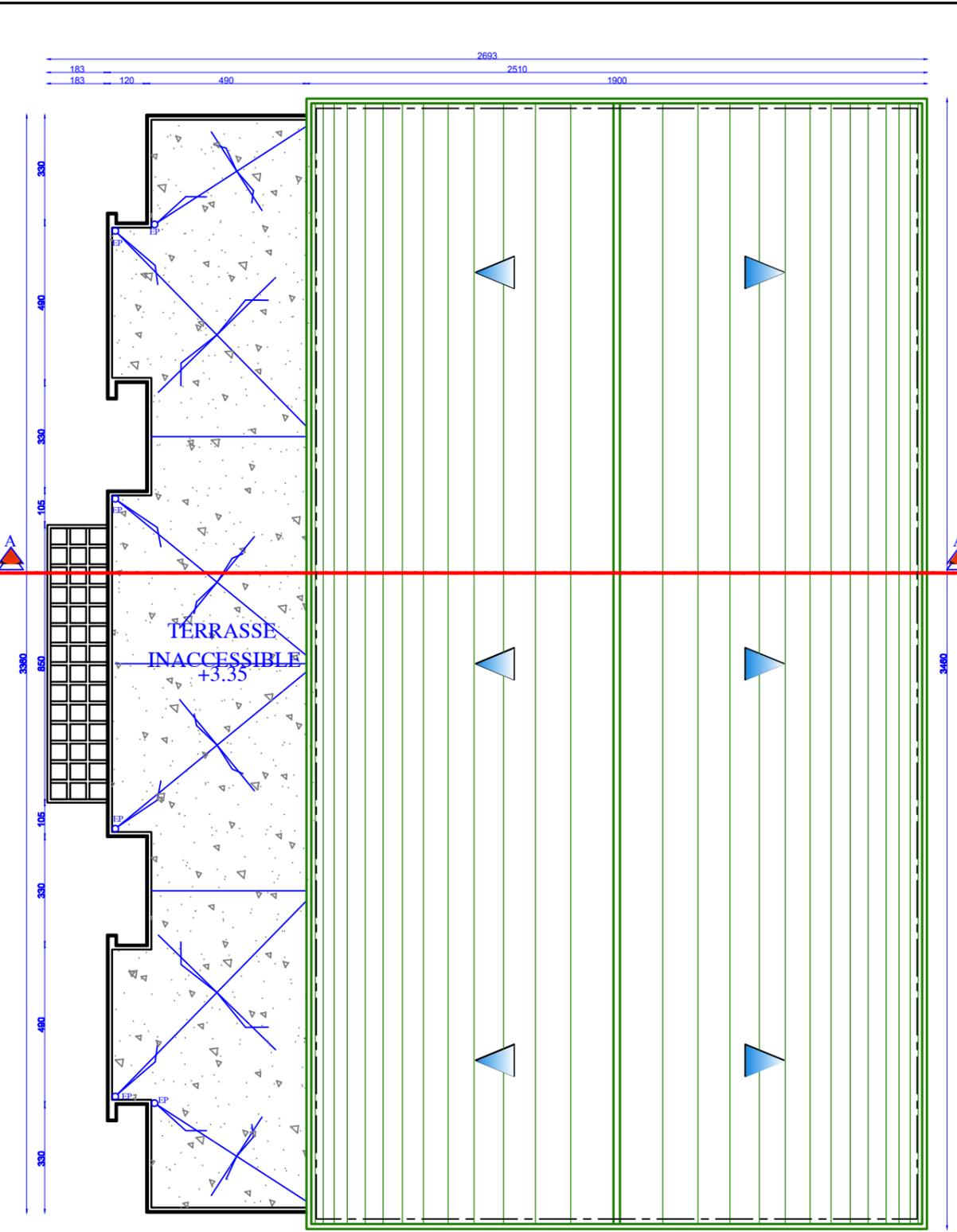
Ech: 1/50



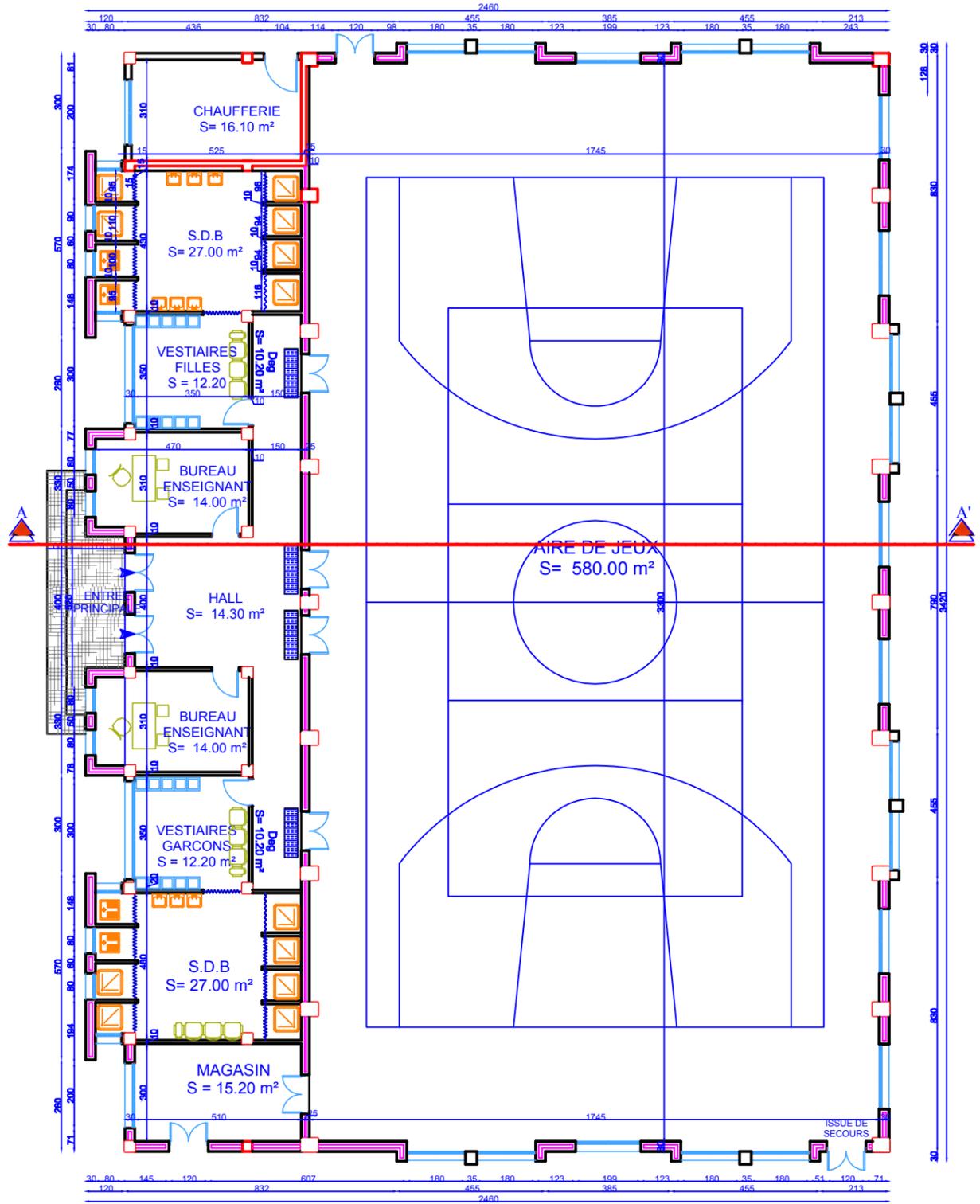
COUPE AA'

Ech: 1/50

Trial version. <http://www.cadsofttools.com/>



PLAN TOITURE Ech: 1/50



PLAN TOITURE Ech: 1/50

VII - CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

L'étude géotechnique réalisée par le LMTPB, antenne de Bejaia, concernant le projet relatif au remplacement d'un lycée type 1000/300R à Adekar, qui rassemble une succession dispositifs (ouvrage), qui sont les suivants :

- ✓ Un centre didactique et administration en R+1
- ✓ Trois locaux d'enseignement en R+1
- ✓ Une salle de sport
- ✓ Un bloc de logements de fonction en R+2

Les différentes phases de l'étude montrent que le terrain est apte à recevoir l'ouvrage projeté dans les conditions suivantes:

- ✓ Des fondations superficielles type *semelle isolées ou bien filantes* (Selon les charges à transmettre aux sols).
- ✓ Un taux de travail admissible égal à 1,50 bars.
- ✓ Une profondeur minimale d'ancrage égale à 1,60m par rapport à la côte du terrain actuel.
- ✓ Vu la nature du sol, les tassements engendrés seront de l'ordre de 2,16 cm, une partie sera consommée lors de la construction des ouvrages.

Le site est situé sur un terrain en pente, les travaux de terrassements vont créer des talus, d'où la nécessité de protéger le site par des murs de soutènements, avec un système de drainage adéquat

Les caractéristiques géotechniques à prendre en considération pour la construction d'un mur de soutènement sont :

$$\gamma_h = 2,40 \text{ t/m}^3 ; \quad 0,5 \leq C_{uu} \leq 0,9 \text{ bars} ; \quad 15^\circ \leq \varphi_{uu} \leq 20^\circ$$

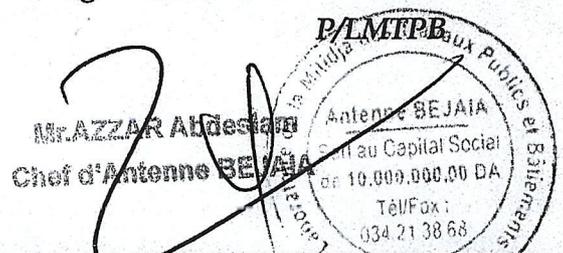
Il est important d'attirer l'attention que la wilaya de Bejaia est située, d'après le RPA99 version 2003, en zone de moyenne sismicité (IIa); au vu de la nature du sol en place pour le dimensionnement de l'ouvrage il y a lieu de prendre pour l'évaluation du coefficient d'amplification dynamique du sol « *le spectre S3* ».

Afin d'éviter toute modification des caractéristiques de portance et de déformation du sol de fondations, il est recommandé de prendre les mesures préventives suivantes:

- Le terrain doit être assaini par la pose de drains périphériques qui vont recueillir les eaux de ruissellement et éviter tout apport d'eau au niveau de l'assiette des fonds de fouilles.
- Procéder immédiatement après l'ouverture des fonds de fouilles au coulage du béton de propreté.
- Réalisation d'une forme étanche au pourtour de la construction pour éviter les infiltrations.
- Blindage immédiat des fonds de fouilles pour éviter le remaniement et les éboulements des fonds de fouilles dommageables pour les ouvrages à construire et pour abriter les ouvriers.
- Enlèvement ou éloignement de toute végétation de grande consommation d'eau à l'origine de nombreux désordres.
- De plus conformément au RPA 99, article 10.1.1 les fondations doivent être solidarisées par un réseau de longrines afin d'éviter les déplacements horizontaux.
- Un contrôle visuel de la nature des couches sous jacentes aux fondations doit être effectué lors des travaux de terrassements afin de déceler des éventuelles hétérogénéités locales.

Etabli par :

AITOUCHE Abdelghani
Ingénieur Chargé d'Etudes
et Contrôle



Laboratoire de la Mitidja des Travaux Publics et Bâtiments LMTPB - Antenne de Bejaia			
Client : DLEP de Bejaia Dossier N° : 2012/DE/23	ETUDE GEOTECHNIQUE Projet : projet relatif au remplacement d'un lycée type 1000/300R à Adekar, wilaya de Bejaia	Etabli : Octobre 2012 Par : A.Aitouche Approuvé par : A.Azzar	Page : 10/10

Annexe 2 : Tableau des armatures

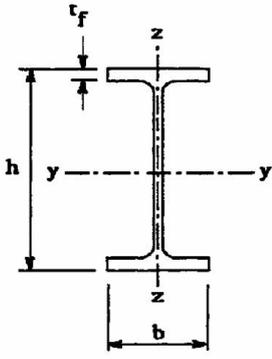
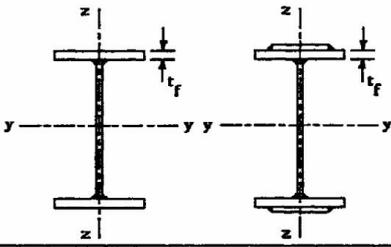
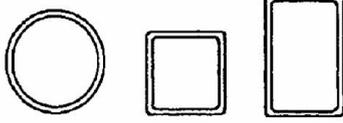
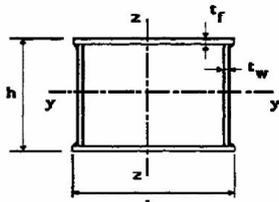
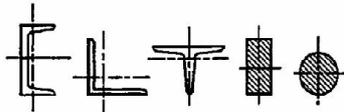
Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	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

Section en cm² de N armatures de diamètre Φ (mm)

Annexe 3 : Valeur de χ en fonction de $\bar{\lambda}$

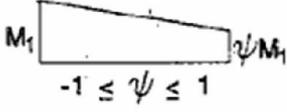
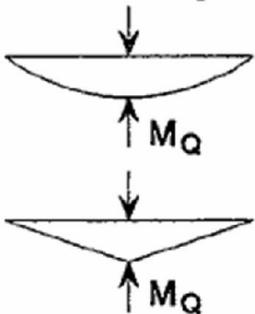
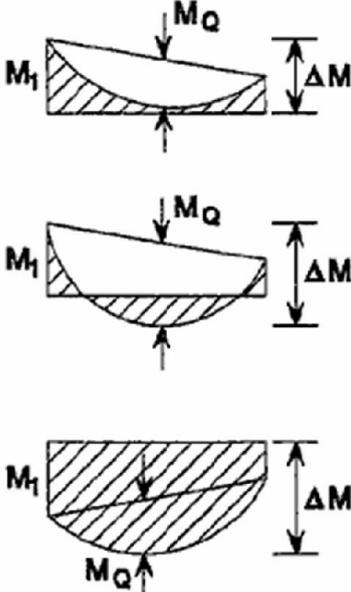
Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de χ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	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

Annexe 4

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
<p>Sections en I laminées</p> 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	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
<p>Sections en I soudées</p> 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d
<p>Sections creuses</p> 	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
<p>Caissons soudés</p> 	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
<p>Sections en U, L, T et sections pleines</p> 		quel qu'il soit	c

*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

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 $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

Annexe 5 : Caractéristiques des profiles

	G	h	b	t _w	t _f	r	A	h _j	d	p _{min}	p _{max}	AL	AG
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm	mm	mm	mm	m ² /m	m ² /t
							x10 ²						
IPE 80 A-/* www.geniecivil.org (hichem)	5,0	78	46	3,3	4,2	5	6,38	69,6	59,6	-	-	0,325	64,90
	6,0	80	46	3,8	5,2	5	7,64	69,6	59,6	-	-	0,328	54,64
IPE A 100-/*	6,9	98	55	3,6	4,7	7	8,78	88,6	74,6	####	-	0,397	57,57
IPE 100*	8,1	100	55	4,1	5,7	7	10,3	88,6	74,6	-	-	0,400	49,33
IPE A 120*	8,7	117,6	64	3,8	5,1	7	11,0	107,4	93,4	-	-	0,472	54,47
IPE 120	10,4	120	64	4,4	6,3	7	13,2	107,4	93,4	-	-	0,475	45,82
IPE A 140*	10,5	137,4	73	3,8	5,6	7	13,4	126,2	112,2	-	-	0,547	52,05
IPE 140	12,9	140	73	4,7	6,9	7	16,4	126,2	112,2	-	-	0,661	41,70
IPE A 160*	12,7	157	82	4	5,9	9	16,2	145,2	127,2	-	-	0,619	48,70
IPE 160	15,8	160	82	5	7,4	9	20,1	145,2	127,2	-	-	0,623	39,47
IPE A 180*	15,4	177	91	4,3	6,5	9	19,6	164	146	48	48	0,694	45,15
IPE 180	18,8	180	91	5,3	8	9	23,9	164	146	48	48	0,698	37,13
IPE O 180+	21,3	182	92	6	9	9	27,1	164	146	50	50	0,705	33,12
IPE A 200*	18,4	197	100	4,5	7	12	23,5	183	159	54	58	0,764	41,49
IPE 200	22,4	200	100	5,6	8,5	12	28,5	183	159	54	58	0,768	34,36
IPE O 200+	25,1	202	102	6,2	9,5	12	32,0	183	159	56	60	0,779	31,05
IPE A 220*	22,2	217	110	5	7,7	12	28,3	201,6	177,6	60	62	0,843	38,02
IPE 220	26,2	220	110	5,9	9,2	12	33,4	201,6	177,6	60	62	0,848	32,36
IPE O 220+	29,4	222	112	6,6	10,2	12	37,4	201,6	177,6	58	66	0,858	29,24
IPE A 240*	26,2	237	120	5,2	8,3	15	33,3	220,4	190,4	64	68	0,918	35,10
IPE 240	30,7	240	120	6,2	9,8	15	39,1	220,4	190,4	66	68	0,922	30,02
IPE O 240+	34,3	242	122	7	10,8	15	43,7	220,4	190,4	66	70	0,932	27,17
IPE A 270*	30,7	267	135	5,5	8,7	15	39,2	249,6	219,6	70	72	1,037	33,75
IPE 270	36,1	270	135	6,6	10,2	15	45,9	249,6	219,6	72	72	1,041	28,86
IPE O 270+	42,3	274	136	7,5	12,2	15	53,8	249,6	219,6	72	72	1,051	24,88
IPE A 300*	36,5	297	150	6,1	9,2	15	46,5	278,6	248,6	72	86	1,156	31,65
IPE 300	42,2	300	150	7,1	10,7	15	53,8	278,6	248,6	72	86	1,160	27,46
IPE O 300+	49,3	304	152	8	12,7	15	62,8	278,6	248,6	74	88	1,174	23,81
IPE A 330*	43,0	327	160	6,5	10	18	54,7	307	271	78	96	1,250	29,09
IPE 330	49,1	330	160	7,5	11,5	18	62,6	307	271	78	96	1,254	25,52
IPE O 330+	57,0	334	162	8,5	13,5	18	72,6	307	271	80	98	1,268	22,24
IPE A 360*	50,2	357,6	170	6,6	11,5	18	64,0	334,6	298,6	86	88	1,351	26,91
IPE 360	57,1	360	170	8	12,7	18	72,7	334,6	298,6	88	88	1,353	23,70
IPE O 360+	66,0	364	172	9,2	14,7	18	84,1	334,6	298,6	90	90	1,367	20,69
IPE A 400*	57,4	397	180	7	12	21	73,1	373	331	94	98	1,464	25,51
IPE 400	66,3	400	180	8,6	13,5	21	84,5	373	331	96	98	1,467	22,12
IPE O 400+	75,7	404	182	9,7	15,5	21	96,4	373	331	96	100	1,481	19,57
IPE A 450*	57,2	441	190	7,6	13,1	21	85,6	420,8	378,8	100	102	1,603	23,87
IPE 450	77,6	450	190	9,4	14,6	21	98,8	420,8	378,8	100	102	1,605	20,69
IPE O 450+	92,4	456	192	11	17,6	21	118	420,8	378,8	102	104	1,622	17,56
IPE A 500*	79,4	497	200	8,4	14,5	21	101	468	426	100	112	1,741	21,94
IPE 500	90,7	500	200	10,2	16	21	116	468	426	102	112	1,744	19,23
IPE O 500+	107	506	202	12	19	21	137	468	426	104	114	1,760	16,40
IPE A 550*	92,1	547	210	9	15,7	24	117	515,6	467,6	106	122	1,875	20,36
IPE 550	106	550	210	11,1	17,2	24	134	515,6	467,6	110	122	1,877	17,78
IPE O 550+	123	556	212	12,7	20,2	24	156	515,6	467,6	110	122	1,803	15,45

	G	I _y	W _{el.y}	W _{pl.y} †	i _y	A _{vz}	I _z	W _{el.z}	W _{pl.z} †	i _z	s _s	I _t	I _w
	kg/m	mm ⁴	mm ³	mm ³	mm	mm ²	mm ⁴	mm ³	mm ³	mm	mm	mm ⁴	mm ⁶
		x10 ⁴	x10 ³	x10 ³	x10	x10 ²	x10 ⁴	x10 ³	x10 ³	x10		x10 ⁴	x10 ⁹
IPE 80 A	5,0	64,38	16,51	18,98	3,18	3,07	6,85	2,98	4,69	1,04	17,60	0,42	0,09
IPE 80	6,0	80,14	20,03	23,22	3,24	3,58	8,49	3,69	5,82	1,05	20,10	0,70	0,12
IPE A 100	6,9	141,2	28,81	32,98	4,01	4,44	13,12	4,77	7,54	1,22	21,20	0,77	0,28
IPE 100	8,1	171,0	34,20	39,41	4,07	5,08	15,92	5,79	9,15	1,24	23,70	1,20	0,35
IPE A 120	8,7	257,4	43,77	49,87	4,83	5,41	22,39	7,00	10,98	1,42	22,20	1,04	0,71
IPE 120	10,4	317,8	52,96	60,73	4,90	6,31	27,67	8,65	13,58	1,45	25,20	1,74	0,89
IPE A 140	10,5	434,9	63,30	71,60	5,70	6,21	36,42	9,98	15,52	1,65	23,20	1,36	1,58
IPE 140	12,9	541,2	77,32	88,34	5,74	7,64	44,92	12,31	19,25	1,65	26,70	2,45	1,98
IPE A 160	12,7	689,3	87,81	99,09	6,53	7,80	54,43	13,27	20,70	1,83	26,34	1,96	3,09
IPE 160	15,8	869,3	108,7	123,9	6,58	9,66	68,31	16,66	26,10	1,84	30,34	3,60	3,96
IPE A 180	15,4	1063	120,1	135,3	7,37	9,20	81,89	18,00	27,96	2,05	27,84	2,70	5,93
IPE 180	18,8	1317	146,3	166,4	7,42	11,25	100,9	22,16	34,60	2,05	31,84	4,79	7,43
IPE O 180	21,3	1505	165,4	189,1	7,45	12,70	117,3	25,50	39,91	2,08	34,54	6,76	8,74
IPE A 200	18,4	1591	161,6	181,7	8,23	11,47	117,2	23,43	36,54	2,23	32,56	4,11	10,53
IPE 200	22,4	1943	194,3	220,6	8,26	14,00	142,4	28,47	44,61	2,24	36,66	6,98	12,99
IPE O 200	25,1	2211	218,9	249,4	8,32	15,45	168,9	33,11	51,89	2,30	39,26	9,45	15,57
IPE A 220	22,2	2317	213,5	240,2	9,05	13,55	171,4	31,17	48,49	2,46	34,46	5,69	18,71
IPE 220	26,2	2772	252,0	285,4	9,11	15,88	204,9	37,25	58,11	2,48	38,36	9,07	22,67
IPE O 220	29,4	3134	282,3	321,1	9,16	17,66	239,8	42,83	66,91	2,53	41,06	12,27	26,79
IPE A 240	26,2	3290	277,7	311,6	9,94	16,31	240,1	40,02	62,40	2,68	39,37	8,35	31,26
IPE 240	30,7	3892	324,3	366,6	9,97	19,14	283,6	47,27	73,92	2,69	43,37	12,88	37,39
IPE O 240	34,3	4369	361,1	410,3	10,00	21,36	328,5	53,86	84,40	2,74	46,17	17,18	43,68
IPE A 270	30,7	4917	368,3	412,5	11,21	18,75	358,0	53,03	82,34	3,02	40,47	10,30	59,51
IPE 270	36,1	5790	428,9	484,0	11,23	22,14	419,9	62,20	96,95	3,02	44,57	15,94	70,58
IPE O 270	42,3	6947	507,1	574,6	11,36	25,23	513,5	75,51	117,7	3,09	49,47	24,90	87,64
IPE A 300	36,5	7173	483,1	541,8	12,42	22,25	519,0	69,20	107,3	3,34	42,07	13,43	107,2
IPE 300	42,2	8356	557,1	628,4	12,46	25,68	603,8	80,50	125,2	3,35	46,07	20,12	125,9
IPE O 300	49,3	9994	657,5	743,8	12,61	29,05	745,7	98,12	152,6	3,45	50,97	31,06	157,7
IPE A 330	43,0	10230	625,7	701,9	13,67	26,99	685,2	85,64	133,3	3,54	47,59	19,57	171,5
IPE 330	49,1	11770	713,1	804,3	13,71	30,81	788,1	98,52	153,7	3,55	51,59	28,15	199,1
IPE O 330	57,0	13910	833,0	942,8	13,84	34,88	960,4	118,6	185,0	3,64	56,59	42,15	245,7
IPE A 360	50,2	14520	811,8	906,8	15,06	29,76	944,3	111,1	171,9	3,84	50,69	26,51	282,0
IPE 360	57,1	16270	903,6	1019	14,95	35,14	1043	122,8	191,1	3,79	54,49	37,32	313,6
IPE O 360	66,0	19050	1047	1186	15,05	40,21	1251	145,5	226,9	3,86	59,69	55,76	380,3
IPE A 400	57,4	20290	1022	1144	16,66	35,78	1171	130,1	202,1	4,00	55,60	34,79	432,2
IPE 400	66,3	23130	1156	1307	16,55	42,69	1318	146,4	229,0	3,95	60,20	51,08	490,0
IPE O 400	75,7	26750	1324	1502	16,66	47,98	1564	171,9	269,1	4,03	65,30	73,10	587,6
IPE A 450	67,2	29760	1331	1494	18,65	42,26	1502	158,1	245,7	4,19	58,40	45,67	704,9
IPE 450	77,6	33740	1500	1702	18,48	50,85	1676	176,4	276,4	4,12	63,20	66,87	791,0
IPE O 450	92,4	40920	1795	2046	18,65	59,40	2085	217,2	341,0	4,21	70,80	109	997,6
IPE A 500	79,4	42930	1728	1946	20,61	50,41	1939	193,9	301,6	4,38	62,00	62,78	1125
IPE 500	90,7	48200	1928	2194	20,43	59,87	2142	214,2	335,9	4,31	66,80	89,29	1249
IPE O 500	107	57780	2284	2613	20,56	70,21	2622	259,6	408,5	4,38	74,60	143,5	1548
IPE A 550	92,1	59980	2193	2475	22,61	60,30	2432	231,0	301,5	4,55	68,52	86,53	1110
IPE 550	106	67120	2441	2787	22,35	72,34	2668	254,1	400,5	4,45	73,62	123,2	1884
IPE O 550	123	79160	2847	3263	22,52	82,69	3224	304,2	480,5	4,55	81,22	187,5	2302

	G	h	b	t _w	t _f	r	A	h _j	d	Ø	P _{min}	P _{max}
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm	mm		mm	mm
							x10 ²					
HE 100 AA•	12,2	91	100	4,2	5,5	12	15,6	80	56	M 10	54	58
HE 100 A	16,7	96	100	5	8	12	21,2	80	56	M 10	54	58
HE 100 B	20,4	100	100	6	10	12	26,0	80	56	M 10	56	58
HE 100 M	41,8	120	106	12	20	12	53,2	80	56	M 10	62	64
HE 120 AA•	14,6	109	120	4,2	5,5	12	18,6	98	74	M 12	58	68
HE 120 A	19,9	114	120	5	8	12	25,3	98	74	M 12	58	68
HE 120 B	26,7	120	120	6,5	11	12	34,0	98	74	M 12	60	68
HE 120 M	52,1	140	126	12,5	21	12	66,4	98	74	M 12	66	74
HE 140 AA•	18,1	128	140	4,3	6	12	23,0	116	92	M 16	64	76
HE 140 A	24,7	133	140	5,5	8,5	12	31,4	116	92	M 16	64	76
HE 140 B	33,7	140	140	7	12	12	43,0	116	92	M 16	66	76
HE 140 M	63,2	160	146	13	22	12	80,6	116	92	M 16	72	82
HE 160 AA•	23,8	148	160	4,5	7	15	30,4	134	104	M 20	76	84
HE 160 A	30,4	152	160	6	9	15	38,8	134	104	M 20	78	84
HE 160 B	42,6	160	160	8	13	15	54,3	134	104	M 20	80	84
HE 160 M	76,2	180	166	14	23	15	97,1	134	104	M 20	86	90
HE 180 AA•	28,7	167	180	5	7,5	15	36,5	152	122	M 24	84	92
HE 180 A	35,5	171	180	6	9,5	15	45,3	152	122	M 24	86	92
HE 180 B	51,2	180	180	8,5	14	15	65,3	152	122	M 24	88	92
HE 180 M	88,9	200	186	14,5	24	15	113,3	152	122	M 24	94	98
HE 200 AA•	34,6	186	200	5,5	8	18	44,1	170	134	M 27	96	100
HE 200 A	42,3	190	200	6,5	10	18	53,8	170	134	M 27	98	100
HE 200 B	61,3	200	200	9	15	18	78,1	170	134	M 27	100	100
HE 200 M	103	220	206	15	25	18	131,3	170	134	M 27	106	106
HE 220 AA•	40,4	205	220	6	8,5	18	51,5	188	152	M 27	98	118
HE 220 A	50,5	210	220	7	11	18	64,3	188	152	M 27	98	118
HE 220 B	71,5	220	220	9,5	16	18	91,0	188	152	M 27	100	118
HE 220 M	117	240	226	15,5	26	18	149,4	188	152	M 27	108	124
HE 240 AA•	47,4	224	240	6,5	9	21	60,4	206	164	M 27	104	138
HE 240 A	60,3	230	240	7,5	12	21	76,8	206	164	M 27	104	138
HE 240 B	83,2	240	240	10	17	21	106,0	206	164	M 27	108	138
HE 240 M	157	270	248	18	32	21	199,6	206	164	M 27	116	146
HE 260 AA•	54,1	244	260	6,5	9,5	24	69,0	225	177	M 27	110	158
HE 260 A	68,2	250	260	7,5	12,5	24	86,8	225	177	M 27	110	158
HE 260 B	93	260	260	10	17,5	24	118,4	225	177	M 27	114	158
HE 260 M	172	290	268	18	32,5	24	219,6	225	177	M 27	122	166
HE 280 AA•	61,2	264	280	7	10	24	78,0	244	196	M 27	110	178
HE 280 A	76,4	270	280	8	13	24	97,3	244	196	M 27	112	178
HE 280 B	103	280	280	10,5	18	24	131,4	244	196	M 27	114	178
HE 280 M	189	310	288	18,5	33	24	240,2	244	196	M 27	122	186
HE 300 AA•	69,8	283	300	7,5	10,5	27	88,9	262	208	M 27	116	198
HE 300 A	90,3	290	300	8,5	14	27	112,5	262	208	M 27	118	198
HE 300 B	117	300	300	11	19	27	149,1	262	208	M 27	120	198
HE 300 M	238	340	310	21	39	27	303,1	262	208	M 27	132	208
HE 320 AA•	74,2	301	300	8	11	27	94,6	279	225	M 27	118	198
HE 320 A	97,6	310	300	9	15,5	27	124,4	279	225	M 27	118	198

	G	I _y	W _{el,y}	W _{pl,y} †	i _y	A _{vz}	I _z	W _{el,z}	W _{pl,z} †	i _z	s _s	I _t	I _w
	kg/m	mm ⁴	mm ³	mm ³	mm	mm ²	mm ⁴	mm ³	mm ³	mm	mm	mm ⁴	mm ⁶
		x10 ⁴	x10 ³	x10 ³	x10	x10 ²	x10 ⁴	x10 ³	x10 ³	x10		x10 ⁴	x10 ⁹
HE 100 AA	12,2	236,5	51,98	58,36	3,89	6,15	92,06	18,41	28,44	2,43	29,26	2,51	1,68
HE 100 A	16,7	349,2	72,76	83,01	4,06	7,56	133,8	26,76	41,14	2,51	35,06	5,24	2,58
HE 100 B	20,4	449,5	89,91	104,2	4,16	9,04	167,3	33,45	51,42	2,53	40,06	9,25	3,38
HE 100 M	41,8	1143	190,4	235,8	4,63	18,04	399,2	75,31	116,3	2,74	66,06	68,21	9,93
HE 120 AA	14,6	413,4	75,85	84,12	4,72	6,90	158,8	26,47	40,62	2,93	29,26	2,78	4,24
HE 120 A	19,9	606,2	106,3	119,5	4,89	8,46	230,9	38,48	58,85	3,02	35,06	5,99	6,47
HE 120 B	26,7	864,4	144,1	165,2	5,04	10,96	317,5	52,92	80,97	3,06	42,56	13,84	9,41
HE 120 M	52,1	2018	288,2	350,6	5,51	21,15	702,8	111,6	171,6	3,25	68,56	91,66	24,79
HE 140 AA	18,1	719,5	112,4	123,8	5,59	7,92	274,8	39,26	59,93	3,45	30,36	3,54	10,21
HE 140 A	24,7	1033	155,4	173,5	5,73	10,12	389,3	55,62	84,85	3,52	36,56	8,13	15,06
HE 140 B	33,7	1509	215,6	245,4	5,93	13,08	549,7	78,52	119,8	3,58	45,06	20,06	22,48
HE 140 M	63,2	3291	411,4	493,8	6,39	24,46	1144	156,8	240,5	3,77	71,06	120,0	54,33
HE 160 AA	23,8	1283	173,4	190,4	6,50	10,38	478,7	59,84	91,36	3,97	36,07	6,33	23,75
HE 160 A	30,4	1673	220,1	245,1	6,57	13,21	615,6	76,95	117,6	3,98	41,57	12,19	31,41
HE 160 B	42,6	2492	311,5	354,0	6,78	17,59	889,2	111,2	170,0	4,05	51,57	31,24	47,94
HE 160 M	76,2	5098	566,5	674,6	7,25	30,81	1759	211,9	325,5	4,26	77,57	162,4	108,1
HE 180 AA	28,7	1967	235,6	258,2	7,34	12,16	730,0	81,11	123,6	4,47	37,57	8,33	46,36
HE 180 A	35,5	2510	293,6	324,9	7,45	14,47	924,6	102,7	156,5	4,52	42,57	14,80	60,21
HE 180 B	51,2	3831	425,7	481,4	7,66	20,24	1363	151,4	231,0	4,57	54,07	42,16	93,75
HE 180 M	88,9	7483	748,3	883,4	8,13	34,65	2580	277,4	425,2	4,77	80,07	203,3	199,3
HE 200 AA	34,6	2944	316,6	347,1	8,17	15,45	1068	106,8	163,2	4,92	42,59	12,69	84,49
HE 200 A	42,3	3692	388,6	429,5	8,28	18,08	1336	133,6	203,8	4,98	47,59	20,98	108,0
HE 200 B	61,3	5696	569,6	642,5	8,54	24,83	2003	200,3	305,8	5,07	60,09	59,28	171,1
HE 200 M	103	10640	967,4	1135	9,00	41,03	3651	354,5	543,2	5,27	86,09	259,4	346,3
HE 220 AA	40,4	4170	406,9	445,5	9,00	17,63	1510	137,3	209,3	5,42	44,09	15,93	145,6
HE 220 A	50,5	5410	515,2	568,5	9,17	20,67	1955	177,7	270,6	5,51	50,09	28,46	193,3
HE 220 B	71,5	8091	735,5	827,0	9,43	27,92	2843	258,5	393,9	5,59	62,59	76,57	295,4
HE 220 M	117	14600	1217	1419	9,89	45,31	5012	443,5	678,6	5,79	88,59	315,3	572,7
HE 240 AA	47,4	5835	521,0	570,6	9,83	21,54	2077	173,1	264,4	5,87	49,10	22,98	239,6
HE 240 A	60,3	7763	675,1	744,6	10,05	25,18	2769	230,7	351,7	6,00	56,10	41,55	328,5
HE 240 B	83,2	11260	938,3	1053	10,31	33,23	3923	326,9	498,4	6,08	68,60	102,7	486,9
HE 240 M	157	24290	1799	2117	11,03	60,07	8153	657,5	1006	6,39	106,6	627,9	1152
HE 260 AA	54,1	7981	654,1	714,5	10,76	24,75	2788	214,5	327,7	6,36	53,62	30,31	382,6
HE 260 A	68,2	10450	836,4	919,8	10,97	28,76	3668	282,1	430,2	6,50	60,62	52,37	516,4
HE 260 B	93	14920	1148	1283	11,22	37,59	5135	395,0	602,2	6,58	73,12	123,8	753,7
HE 260 M	172	31310	2159	2524	11,94	66,89	10450	779,7	1192	6,90	111,1	719,0	1728
HE 280 AA	61,2	10560	799,8	873,1	11,63	27,52	3664	261,7	399,4	6,85	55,12	36,22	590,1
HE 280 A	76,4	13670	1013	1112	11,86	31,74	4763	340,2	518,1	7,00	62,12	62,10	785,4
HE 280 B	103	19270	1376	1534	12,11	41,09	6595	471,0	717,6	7,09	74,62	143,7	1130
HE 280 M	189	39550	2651	2966	12,03	72,03	13100	914,1	1397	7,40	112,6	807,3	2620
HE 300 AA	69,8	13800	975,6	1065	12,46	32,37	4734	315,6	482,3	7,30	60,13	49,35	877,2
HE 300 A	88,3	18260	1260	1383	12,74	37,28	6310	420,6	641,2	7,49	68,13	85,17	1200
HE 300 B	117	25170	1078	1859	12,99	47,43	8563	570,9	870,1	7,58	80,63	185,0	1688
HE 300 M	238	59200	3482	4078	13,98	90,53	19400	1252	1913	8,00	130,6	1408	4386
HE 320 AA	74,2	16450	1093	1196	13,19	35,40	4959	330,6	505,7	7,24	61,63	55,87	1041
HE 320 A	97,6	22930	1479	1628	13,58	41,13	6985	465,7	709,7	7,49	71,63	108,0	1512

	G	h = b	t	r ₁	r ₂	A	z _s =y _s	v	u ₁	u ₂	A _L	A _G
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm	mm	mm	mm	m ² /m	m ² /t
						x10 ²	x10	x10	x10	x10		
L 20 x 20 x 3-	0,882	20	3	3,5	2	1,12	0,60	1,41	0,84	0,70	0,080	87,40
L 25 x 25 x 3x/-	1,12	25	3	3,5	2	1,42	0,72	1,77	1,02	0,88	0,100	86,88
L 25 x 25 x 4x/-	1,45	25	4	3,5	2	1,85	0,76	1,77	1,08	0,89	0,100	66,67
L 30 x 30 x 3x/-	1,36	30	3	5	2,5	1,74	0,84	2,12	1,18	1,05	0,120	84,87
L 30 x 30 x 4x/-	1,78	30	4	5	2,5	2,27	0,88	2,12	1,24	1,06	0,120	65,02
L 35 x 35 x 4x/-	2,09	35	4	5	2,5	2,67	1,00	2,47	1,42	1,24	0,140	64,82
L 40 x 40 x 4x/-	2,42	40	4	6	3	3,08	1,12	2,83	1,58	1,40	0,150	64,07
L 40 x 40 x 5x/-	2,97	40	5	6	3	3,79	1,16	2,83	1,61	1,41	0,150	52,07
L 45 x 45 x 4,5x/-	3,00	45	4,5	7	3,5	3,90	1,26	3,18	1,78	1,58	0,170	56,83
L 50 x 50 x 4x/-	3,06	50	4	7	3,5	3,89	1,36	3,54	1,92	1,75	0,190	63,49
L 50 x 50 x 5x/-	3,77	50	5	7	3,5	4,80	1,40	3,54	1,99	1,76	0,190	51,46
L 50 x 50 x 6x/-	4,47	50	6	7	3,5	5,69	1,45	3,54	2,04	1,77	0,190	43,41
L 60 x 60 x 5x/-	4,57	60	5	8	4	5,82	1,64	4,24	2,32	2,11	0,230	51,04
L 60 x 60 x 6x/-	5,42	60	6	8	4	6,91	1,69	4,24	2,39	2,11	0,230	42,99
L 60 x 60 x 8x/-	7,09	60	8	8	4	9,03	1,77	4,24	2,50	2,14	0,230	32,89
L 65 x 65 x 7-	6,83	65	7	9	4,5	8,70	1,85	4,60	2,61	2,29	0,250	36,95
L 70 x 70 x 6--	6,38	70	6	9	4,5	8,13	1,93	4,95	2,73	2,46	0,270	42,68
L 70 x 70 x 7-	7,38	70	7	9	4,5	9,40	1,97	4,95	2,79	2,47	0,270	36,91
L 75 x 75 x 6-	6,85	75	6	10	5	8,73	2,04	5,30	2,89	2,63	0,290	42,44
L 75 x 75 x 8-	8,99	75	8	10	5	11,4	2,13	5,30	3,01	2,65	0,290	32,37
L 80 x 80 x 8-	9,63	80	8	10	5	12,3	2,26	5,66	3,19	2,83	0,310	32,34
L 80 x 80 x 10-	11,9	80	10	10	5	15,1	2,34	5,66	3,30	2,85	0,310	26,26
L 90 x 90 x 7-	9,61	90	7	11	5,5	12,2	2,45	6,36	3,47	3,16	0,350	36,48
L 90 x 90 x 8-	10,9	90	8	11	5,5	13,9	2,50	6,36	3,53	3,17	0,350	32,15
L 90 x 90 x 9-	12,2	90	9	11	5,5	15,5	2,54	6,36	3,59	3,18	0,350	28,77
L 90 x 90 x 10-	13,4	90	10	11	5,5	17,1	2,58	6,36	3,65	3,19	0,350	26,07
L 100 x 100 x 8*-/	12,2	100	8	12	6	15,5	2,74	7,07	3,87	3,52	0,390	32,00
L 100 x 100 x 10*-/	15,0	100	10	12	6	19,2	2,82	7,07	3,99	3,54	0,390	25,92
L 100 x 100 x 12*-/	17,8	100	12	12	6	22,7	2,90	7,07	4,11	3,57	0,390	21,86
L 110 x 110 x 10*	16,6	110	10	13	6,5	21,2	3,06	7,78	4,33	3,88	0,429	25,79
L 110 x 110 x 12*	19,7	110	12	13	6,5	25,1	3,15	7,78	4,45	3,91	0,429	21,73
L 120 x 120 x 10-	18,2	120	10	13	6,5	23,2	3,31	8,49	4,69	4,24	0,469	25,76
L 120 x 120 x 11	19,9	120	11	13	6,5	25,4	3,36	8,49	4,75	4,25	0,469	23,54
L 120 x 120 x 12-	21,6	120	12	13	6,5	27,5	3,40	8,49	4,80	4,26	0,469	21,69
L 120 x 120 x 13	23,3	120	13	13	6,5	29,7	3,44	8,49	4,86	4,28	0,469	20,12
L 120 x 120 x 15	26,6	120	15	13	6,5	33,9	3,51	8,49	4,97	4,31	0,469	17,60
L 130 x 130 x 12*-/	22,6	130	12	14	7	30,0	3,64	9,15	5,13	4,60	0,510	21,54
L 150 x 150 x 10-/+	23,0	150	10	16	8	29,3	4,03	10,61	5,71	5,28	0,586	25,51

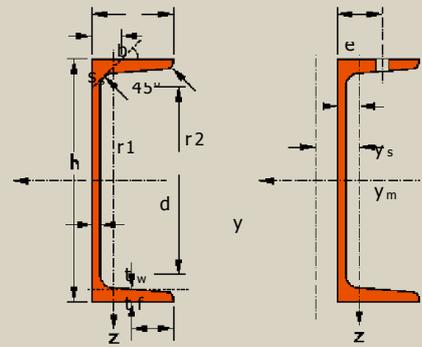
	G	$I_y=I_z$	$W_{el,y}=W_{el,z}$	$i_y=i_z$	I_u	i_u	I_v	i_v	I_{yz}
	kg/m	mm ⁴	mm ³	mm	mm ⁴	mm	mm ⁴	mm	mm ⁴
		x10 ⁴	x10 ³	x10	x10 ⁴	x10	x10 ⁴	x10	x10 ⁴
L 20 x 20 x 3	0,882	0,39	0,28	0,59	0,61	0,74	0,16	0,38	-0,23
L 25 x 25 x 3	1,12	0,80	0,45	0,75	1,26	0,94	0,33	0,48	-0,47
L 25 x 25 x 4	1,45	1,01	0,58	0,74	1,60	0,93	0,43	0,48	-0,59
L 30 x 30 x 3	1,36	1,40	0,65	0,90	2,23	1,13	0,58	0,58	-0,83
L 30 x 30 x 4	1,78	1,80	0,85	0,89	2,86	1,12	0,75	0,57	-1,05
L 35 x 35 x 4	2,09	2,95	1,18	1,05	4,09	1,33	1,22	0,68	-1,73
L 40 x 40 x 4	2,42	4,47	1,55	1,21	7,10	1,52	1,84	0,77	-2,63
L 40 x 40 x 5	2,97	5,43	1,91	1,20	8,61	1,51	2,25	0,77	-3,18
L 45 x 45 x 4,5	3,06	7,15	2,20	1,35	11,35	1,71	2,94	0,97	-4,20
L 50 x 50 x 4	3,06	8,97	2,46	1,52	14,25	1,91	3,69	0,97	-5,28
L 50 x 50 x 5	3,77	10,96	3,05	1,51	17,42	1,90	4,61	0,97	-6,46
L 50 x 50 x 6	4,47	12,84	3,61	1,50	20,37	1,89	5,31	0,97	-7,53
L 60 x 60 x 5	4,57	19,37	4,45	1,82	30,78	2,30	7,97	1,17	-11,11
L 60 x 60 x 6	5,42	22,79	5,29	1,82	36,21	2,29	9,38	1,17	-13,41
L 60 x 60 x 8	7,09	29,15	6,89	1,80	46,20	2,26	12,11	1,16	-17,04
L 65 x 65 x 7	6,83	33,43	7,18	1,96	53,09	2,47	13,78	1,26	-19,65
L 70 x 70 x 6	6,38	36,88	7,27	2,13	58,61	2,69	15,16	1,37	-21,73
L 70 x 70 x 7	7,38	42,30	8,41	2,12	67,19	2,67	17,40	1,36	-24,90
L 75 x 75 x 6	6,85	45,57	8,35	2,28	72,40	2,88	18,74	1,46	-26,83
L 75 x 75 x 8	8,99	58,87	10,96	2,27	93,49	2,86	24,25	1,45	-34,62
L 80 x 80 x 8	9,63	72,25	12,58	2,43	114,8	3,06	29,72	1,56	-42,53
L 80 x 80 x 10	11,9	87,50	15,45	2,41	130,0	3,03	30,23	1,55	-51,27
L 90 x 90 x 7	9,61	92,55	14,13	2,75	147,1	3,47	38,02	1,76	-54,53
L 90 x 90 x 8	10,9	104,4	16,05	2,74	165,9	3,46	42,87	1,76	-61,51
L 90 x 90 x 9	12,2	115,8	17,93	2,73	184,0	3,44	47,63	1,75	-68,20
L 90 x 90 x 10	13,4	126,9	19,77	2,72	201,5	3,43	52,32	1,75	-74,60
L 100 x 100 x 8	12,2	144,8	19,94	3,06	230,2	3,85	59,47	1,96	-85,37
L 100 x 100 x 10	15,0	176,7	24,62	3,04	280,7	3,83	72,65	1,95	-104,0
L 100 x 100 x 12	17,8	206,7	29,12	3,02	328,0	3,80	85,42	1,94	-121,3
L 110 x 110 x 10	16,6	238,0	29,99	3,35	378,2	4,23	97,72	2,15	-140,3
L 110 x 110 x 12	19,7	279,1	35,54	3,33	443,3	4,20	115,0	2,14	-164,1
L 120 x 120 x 10	18,2	312,9	36,03	3,67	497,6	4,63	128,3	2,35	-184,6
L 120 x 120 x 11	19,9	340,6	39,41	3,66	541,5	4,62	139,8	2,35	-200,9
L 120 x 120 x 12	21,6	367,7	42,73	3,65	584,3	4,61	151,0	2,34	-216,6
L 120 x 120 x 13	23,3	394,0	46,01	3,64	625,9	4,59	162,2	2,34	-231,8
L 120 x 120 x 15	26,6	444,9	52,43	3,62	705,6	4,56	184,2	2,33	-260,7
L 130 x 130 x 12	23,6	472,2	50,44	3,97	750,6	5,00	193,7	2,54	-278,5
L 150 x 150 x 10	23,0	624,0	56,91	4,62	992,0	5,82	256,0	2,96	-368,0

Fers U normaux européens

Dimensions: DIN 1026-1: 2000, NF A 45-202: 1986

Tolérances: EN 10279: 2000

Etat de surface: conforme à EN 10163-3: 2004, classe C, sous-classe 1



Désignation	Dimensions							A mm ² x10 ²	Dimensions de construction				Surface	
	G kg /m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r1 mm	r2 mm		d mm	∅	e _{min} mm	e _{max} mm	AL m ² /m	AG m ² /t
UPN 50*	5,59	50	38	5,0	7,0	7,0	3,5	7,12	21	-	-	-	0,232	42,22
UPN 65*	7,09	65	42	5,5	7,	7,	4,	9,03	3	-	-	-	0,273	39,57
UPN 80*	8,64	80	45	6,0	5	5	0	11,0	4	-	-	-	0,312	37,10
UPN 100*	10,6	100	50	6,0	8,	8,	4,	13,5	4	-	-	-	0,372	35,10
UPN 120*	13,4	120	55	7,0	0	0	0	17,0	7	-	-	-	0,434	32,52
UPN 140	16,0	140	60	7,0	10,0	10,0	5,0	20,4	98	M 12	33	37	0,489	30,54
UPN 160	18,8	160	65	7,5	10,5	10,5	5,5	24,0	115	M 12	34	42	0,546	28,98
UPN 180	22,0	180	70	8,0	11,0	11,0	5,5	28,0	133	M 16	38	41	0,611	27,80
UPN 200	25,3	200	75	8,5	11,5	11,5	6,0	32,2	151	M 16	39	46	0,661	26,15
UPN 220	29,4	220	80	9,0	12,5	12,5	6,5	37,4	167	M 16	40	51	0,718	24,46
UPN 240	33,2	240	85	9,5	13,0	13,0	6,5	42,3	184	M 20	46	50	0,775	23,34
UPN 260	37,9	260	90	10,0	14,0	14,0	7,0	48,3	200	M 22	50	52	0,834	22,00
UPN 280	41,8	280	95	10,0	15,0	15,0	7,5	53,3	216	M 22	52	57	0,890	21,27
UPN 300	46,2	300	100	10,0	16,0	16,0	8,0	58,8	232	M 24	55	59	0,950	20,58
UPN 320*	59,5	320	100	14,0	17,5	17,5	8,8	75,8	246	M 22	58	62	0,982	16,50
UPN 350	60,6	350	100	14,0	16,0	16,0	8,0	77,3	282	M 22	56	62	1,05	17,25
UPN 380*	63,1	380	102	13,5	16,0	16,0	8,0	80,4	313	M 24	59	60	1,11	17,59
UPN 400*	71,8	400	110	14,0	18,0	18,0	9,0	91,5	324	M 27	61	62	1,18	16,46

	h ≤ 300	h > 300
u	b	b - t _w
	2	2
Inclinaison des ailes	8%	5%

