

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

Université Abderrahmane MIRA-BEJAIA
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention d'un diplôme du Master 2 en Génie Civil

Option : Constructions métalliques

Thème :

Etude d'une piscine semi-olympique en
construction métallique

Réalisé par :

KOUAM Mounir

YAHY Fouad

Promoteur : M^r BECHEUR Abdelhamid

Jury: M^r GHECHARI Lounis

M^{me} BOUKHEZAR Nadia

PROMOTION 2012/2013



Dédicaces

*A mes très chers parents, mon père et ma mère,
pour tous les sacrifices que j'ai dû leur imposés, qu'ils
y trouvent toute ma gratitude, même si je ne saurais
leurs rendre assez.*

*A mes frères: Yahia, Youba et Didine, aussi à ma
grande mère et grand père qui m'ont toujours soutenu,
et à qui ce travail servira d'exemple.*

Mon affection pour toute la famille YAHI et REBAHI.

*A mes amis K.Mahfoud, O.Fahem, L.Hichem, Bilal
et à mon binôme K.Mounir, A tout ceux qui de près ou
de loin a contribué afin que ce modeste travail puisse
voir le jour.*

*Ainsi qu'à tous mes camarades de Construction
Métallique.*

Je dédie ce travail.

Y. Fouad



Dédicaces

*A mes très chers parents, mon père et ma mère,
pour tous les sacrifices que j'ai dû leur imposer, qu'ils
y trouvent toute ma gratitude, même si je ne saurais
leurs rendre assez.*

*A mes frères: Nadjim, Oualid, Idir, Larbi, Raouf, et
Yacer qui m'ont toujours soutenu, et à qui ce travail
servira d'exemple.*

Mon affection pour toute la famille KOUAM, BAKIRI.

*A mes amis L.Hichem, B.bilal et à mon binôme
Fouad, A tout ceux qui de près ou de loin a contribué
afin que ce modeste travail puisse voir le jour.*

*Ainsi qu'à tous mes camarades de Construction
Métallique.*

Je dédie ce travail.

K. Mounir

Remerciements

*Nous remercions le bon dieu de nous avoir permis
d'atteindre ce stade et d'avoir réussi nos études.*

*Nous remercions chaleureusement notre promoteur Mr
AbdEl-Hamid BECHEUR qui a bien voulu diriger notre
travail*

*Nous remercions également le président de jury ainsi que les
examineurs pour avoir accepté de juger et valoriser notre
travail.*

Et toute l'équipe pédagogique de Génie Civil

*Enfin, nous remercions sincèrement toutes les personnes ayant
contribué de près ou du loin à la réalisation de ce travail.*

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE	
I. Introduction.....	2
II. Présentation de l'ouvrage.....	2
II.1. Dimension de l'ouvrage.....	2
II.2-Elément de l'ouvrage	2
II.2.1-Ossature métallique	2
III. Matériaux utilisés.....	3
III.1-Acier de construction.....	3
III.2-Béton.....	3
III.3-Assemblage.....	3
III.4-Couverture.....	3
IV-Règlements utilisés.....	4
V- Logiciels utilisés	4
CHAPITRE II : ETUDE CLIMATIQUE	
I-Etude au vent.....	5
I.1-Introduction.....	5
I.2- Les coefficients de calcul.....	6
I.2.1-Effet de la région (qréf)	6
I.2.2-Effet de site (KT, Z0, Zmin.)	6
I.2.3-Coefficient topographique (C_t)	6
I.2.4-Coefficient dynamique (C_d)	7
I.2.5-Détermination de la pression dynamique (q_{dym})	7
I.2.6-Calcul de coefficient d'exposition (C_e)	8
I.2.6.1-Coefficient de rugosité.....	8
I.2.6.2-Détermination de C_r et C_e	8
I.3-Cas du vent exercé sur les longs pans	9
I.3.1-Calcul des coefficients de pression extérieure C_{pe}	9
I.3.2- Coefficient de pression intérieure C_{pi}	11
I.4-Cas du vent sur pignon.....	14
I.4.1-Calcul des coefficients de pression extérieure C_{pe}	14
I.4.2- Coefficient de pression intérieure C_{pi}	17
I.5-Représentation graphique des pressions du vent sue la structure.....	21
I.5.1-Vent sur le long pan (sens W_1 et W_2)	21
I.5.2-Vent sur le pignon.....	23
I.6-Calcul des forces de frottement.....	28
I.6.1-Calcul de force de frottement due au vent sur le long pan.....	28
I.6.2- Calcul de force de frottement due au vent sur le pignon.....	28
I.7- Action d'ensemble sur la structure.....	29
II-Action de la neige.....	30
II.1-base de calcul.....	30
II.2-Neige sur la toiture.....	31
III. Etude de la variation de la température.....	33

CHAPITRE III : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

I- Etude de la couverture et du bardage.....	34
I.1-Etude de la couverture.....	34
I.2-Etude de bardage.....	35
II-Etude des pannes.....	35
II.1-Définition.....	35
II.2- Détermination des charges et surcharges.....	36
II.3- Combinaisons de charge les plus défavorables.....	37
II.4- Combinaisons d'actions.....	38
II.5- Pré dimensionnement.....	38
II.6- Dimensionnement des pannes.....	39
II.6.1- Les combinaisons de calcul.....	39
II.6.2- Détermination des sollicitations.....	40
II.6.3- Vérification de la résistance des pannes.....	41
II.6.4- Vérification à L'ELS.....	45
III-Calcul des liernes.....	46
III.1- Introduction.....	46
III.2 Effort de traction.....	46
IV-Calcul de l'échantignolle.....	48
IV.1- Introduction.....	48
IV.2- Dimensionnement de l'échantignolle.....	48
V-Calcul des lisses de bardage.....	50
V.1- Introduction.....	50
V.2-Evaluation des charges et surcharges.....	50
V.3- Combinaisons d'actions.....	51
V.4- Pré dimensionnement.....	51
V.5- Dimensionnement des lisses.....	51
V.5.1- Les combinaisons de calcul.....	51
V.5.2- Détermination des sollicitations.....	52
V.5.3- Vérification de la résistance des lisses.....	52
V.5.4- Vérification à L'ELS.....	54
V.6- Calcul des liernes.....	55
V.6.1 Effort de traction.....	55
VI-Calcul des fermes.....	56
VI.1- Introduction.....	56
VI.2- Détermination des forces revenantes à la ferme.....	57
VI.2.1- Calcul des charges revenant a chaque nœud.....	57
VI.3- Calcul des forces selon les combinaisons de charges.....	58
VI.4- Pré dimensionnement des éléments.....	59
VI.4.1- Membrane supérieure.....	59
VI.4.2- Membrane inférieure.....	60
VI.4.3- Diagonale.....	60
VI.4.4- Les montants.....	60
VI.5- Vérification des éléments comprimés au flambement.....	61
VI.5.1- Membrures supérieure.....	61
VI.5.2- Membrures inférieures.....	63
VI.5.3- La diagonale.....	65
VI.5.4- Le montant.....	65
VI.6 Vérification avec son poids propre réel.....	67

VI.7-Conclusion.....	68
VII-Calcul des potelets.....	68
VII.1 Introduction.....	68
VII.2- Calcul des charges et surcharge revenants au potelet le plus charge.....	68
VII.2.1-charges permanentes G :(verticale concentrée).....	68
VII.2.2 Surcharge climatique W.....	69
VII.3- Dimensionnement du potelet.....	69
VII.3.1-Vérification de la section a la résistance.....	69
VII.3.2 Vérification de l'élément aux instabilités.....	70

CHAPITRE IV : CALCUL DES CONTREVENTEMENTS

I-introduction.....	73
II-Calcul des contreventements de toiture (Poutre au vent).....	73
II.1-Evaluation des efforts horizontaux.....	73
II.2 Effort de traction dans les diagonales.....	74
III-Calcul de la poutre sablière.....	76
III.1-Pré dimensionnement.....	76
III.2-Vérification de la résistance de la poutre sablière.....	76
IV. Calcul de la palée de stabilité en long pans.....	79

Chapitre V:ETUDE SISMIQUE

I-Introduction.....	81
II. Analyse de la structure.....	81
II.1- Type d'analyse.....	81
II.2- Méthodes de calcul.....	81
II.2.1- la méthode statique équivalente.....	82
II.2.2- Principe de la méthode spectrale.....	85
1) Spectre de repense de calcul.....	85
2) Nombre de modes de vibrations à considérer.....	86
3) Résultat de calcul.....	86
4) Analyse des résultats.....	88
4.1) Les combinaisons de calcul.....	88
4.2) Vérification de la résultante des forces sismiques.....	89
4.3) Vérification des déplacements.....	89
4.4- Effet de deuxième ordre.....	91

Chapitre VI : VERIFICATION DE L'OSSATURE

I-Vérification des éléments de la ferme.....	93
II- Vérification des ciseaux de la ferme.....	98
III-Vérification des diagonales de contreventement horizontal.....	99
IV-Vérification de la poutre sablière.....	101
V- Vérification des diagonales de la palée de stabilité.....	104
VI-Vérification des poteaux.....	106
VI.1-Vérification à la résistance.....	107
VI.2-Vérification de l'élément aux instabilités.....	108
VII-CONCLUSION.....	112

Chapitre VII: CALCUL DES ASSEMBLAGES

I. Introduction.....	113
II. Assemblage des éléments de la ferme.....	113
II.1-Pré dimensionnement du gousset.....	113
II.2-Pré dimensionnement de la gorge.....	114
III-Assemblage poteau – ferme.....	116
III.1-Disposition des boulons.....	116
III.2-Vérification à l'assemblage trop long.....	118
IV- Assemblage de couvre joint de la ferme.....	119
IV.1-Détail d'assemblage du couvre joint.....	119
IV.2- Calcul du moment sollicitant en travée de la ferme.....	120
IV.3-Vérifications.....	121
IV.3.1- Assemblage trop long.....	121
IV.3.2- Pression diamétrale.....	121
IV.3.3- Rupture de la section nette.....	123
V. Assemblage des éléments de la Poutre au vent.....	123
V.1. Assemblage de la diagonale sur le gousset.....	123
V.2. Vérifications.....	124
V.3. Assemblage du gousset sur la membrure supérieure de la ferme.....	125
VI. Assemblage de l'échantignolle.....	126
VI.1. Assemblage de la panne sur l'échantignolle.....	126
VI.2. Assemblage de l'échantignolle sur la membrure.....	127
VII. Assemblage poteau- poutre sablière.....	128
VII.1. Assemblage poteau – platine.....	128
VII.1.1. Dimensionnement des boulons.....	128
VII.1.2.Vérifications nécessaires.....	128
VII.2. Assemblage platine – poutre sablière.....	129
VII.2.1. Calcul des gorges de soudure.....	129
VII.2.2. Distribution des efforts sur les différents cordons.....	129
VII.2.3. Vérification.....	129
VIII. Assemblage du contreventement (Palées de stabilités).....	130
VIII.1. Assemblage gousset-nœud du portique.....	130
VIII.2.Assemblage des diagonales sur le gousset au niveau du nœud de portique.....	131
VIII.3. Vérifications.....	132
VIII.3.1. Assemblage trop long.....	132
VIII.3.2. Pression diamétrale.....	132
VIII.3.3. Rupture de la section nette.....	132
VIII.4.Assemblage palée en croix.....	132
VIII.5. Vérification.....	132

Chapitre VIII: CALCUL DES PIEDS DE POTEAUX

I-Introduction.....	133
II-Pieds de poteau encasté.....	133
II.1-Surface d'appui de la plaque d'assise.....	133
II.2-Dimensionnement des tiges d'ancrages.....	134
II.3- Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.....	134
II.4- Dimensionnement de l'épaisseur de la platine.....	135
II.4.1-Vérification dans la section 1-1.....	135

II.4.2-la contrainte de flexion dans la section 2-2.....	136
II.4.3-Vérification dans la section 3-3.....	137
III- Pieds de poteau articulé (pieds des potelets).....	138
III.1- Dimensionnement de la platine.....	140
III.2- Vérification de la tige d'ancrage.....	141
III.3- Vérification de la contrainte de compression sur la semelle de fondation.....	142
III.4- Détermination de l'épaisseur de la platine.....	142
IV-Conclusion.....	142

Chapitre IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

I-Introduction.....	143
II-Choix du type des fondations	143
III- Calcul des fondations sous poteaux(HEA500).....	143
III.1-détermination des sollicitations:.....	143
III.2- Pré dimensionnement de la semelle de poteau.....	144
III.3- Dimensionnement de la semelle.....	145
III.4- Vérification des contraintes	146
III.5- Vérification de la stabilité au renversement.....	148
III.6- Détermination des armatures de la semelle.....	149
IV- Dimensionnement de la semelle de potelet (Type 2)	153
V- Calcul des longrines	156
V.1- Introduction.....	156
V.2- Pré dimensionnement.....	156
V.3- Ferrailage.....	156
VI-Ferrailage des futs.....	158

Chapitre X : VERIFICATION DE LA STABILITE D'ENSEMBLE

I-Introduction.....	160
II. Détermination des moments de renversements (MR)	160
II.1. Cas de vent.....	160
II.1.1-Vent sur les longs pans avec dépression intérieur ($C_{pi}=-0,5$).....	160
II.1.2- Vent sur les longs pans ($C_{pi}=0$).....	160
II.1.3-Vent sur la façade pignon principale avec surpression intérieur ($C_{pi}=+0,3$).....	161
II.1.4- Vent sur la façade pignon secondaire avec dépression intérieur ($C_{pi}=-0,15$).....	162
II.1.5- Vent sur les pignons avec ($C_{pi}=0$)	163
II.2. Cas de séisme.....	163
II.2.1-Réaction à la base.....	164
II.2.2-Calcul des moments résistant (stabilisateurs).....	164
II.2.3-Vérification au renversement.....	165

CONCLUSION GENERALE 166

-Références bibliographiques.....	167
-Annexe.....	168

Liste des Tableaux

Tab. II.1 : Les valeurs de Cd pour la toiture.....	7
Tab. II.2 : Les valeurs de Cr et Ce	8
Tab. II.3 : Les valeurs de la pression dynamique.....	9
Tab. II.4 : Les coefficients de pression Cpe correspondant à chaque zone de paroi verticale.	10
Tab. II.5 : Coefficients Cpe correspondant à chaque zone de toiture.	11
Tab. II.6 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale avec Cpi=- 0.5.....	13
Tab. II.7 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec Cpi=-0.5.....	13
Tab. II.8 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale avec Cpi= 0.....	14
Tab. II.9 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec Cpi=0.	14
Tab. II.10 : Les coefficients de pression Cpe correspondant à chaque zone de paroi verticale.....	15
Tab. II.11 : Les coefficients Cpe correspondant à chaque zone de toiture.....	16
Tab. II.12 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale avec Cpi=+0.3.....	17
Tab. II.13 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec Cpi=+0.3.....	17
Tab. II.14 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale avec Cpi=-0.15.....	18
Tab. II.15 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec Cpi=-0.15.....	18
Tab. II.16 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale avec Cpi=-0.5.....	19
Tab. II.17 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec Cpi=-0.5.....	19
Tab. II.18 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale avec Cpi=0.....	20
Tab. II.19 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec Cpi=+0.....	20
Tab. II.20 : valeurs de la force de frottement.....	26
Tab. II.21 : valeurs de la force résultante R.....	27
Tab. II.22 : composantes de la force résultante.....	27
Tab. III.1 : les caractéristiques de la couverture en fonction de la charge appliquée.....	30
Tab. III.2 : les caractéristiques de bardage en fonction de la charge appliquée.....	31
Tab. III.3 : Les efforts max dans les éléments de la ferme de versant gauche.....	55
Tab. III.4 : Les efforts max dans les éléments de la ferme avec son poids propre réel.....	63
Tab. III.5 : Les sections de la ferme choisies pour le versant gauche.....	64
Tab. V.1 : Pénalité de vérification.....	81
Tab. V.2 : pourcentage de participation de masse.....	83
Tab. V.3 : Combinaisons de calcul.....	86
Tab. V.4 : Vérification de l'effort tranchant à la base.....	86
Tab. V.5 : Déplacement max en situation durable.....	87
Tab. V.7 : Effet P-Δ suivant X-X.....	89
Tab. V.8 : Effet P-Δ suivant Y-Y.....	89
Tab. VI.1 : Vérification des éléments de la ferme.....	90
Tab. VI.2 : Vérification des membrures.....	91
Tab. VI.3 : les efforts dans les diagonales de poutre au vent.....	92
Tab. VI.4 : Sollicitations dans la poutre sablière.....	94
Tab. VI.5 : les efforts dans les diagonales de la palée de stabilité.....	95
Tab. VI.6 : sollicitations sur le poteau HEA500.....	98
Tab. VII.1 : Efforts dans les éléments de la ferme.....	104
Tab. VII.2 : Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.....	104
Tab. VII.3 Dimension des cordons de soudure.....	106

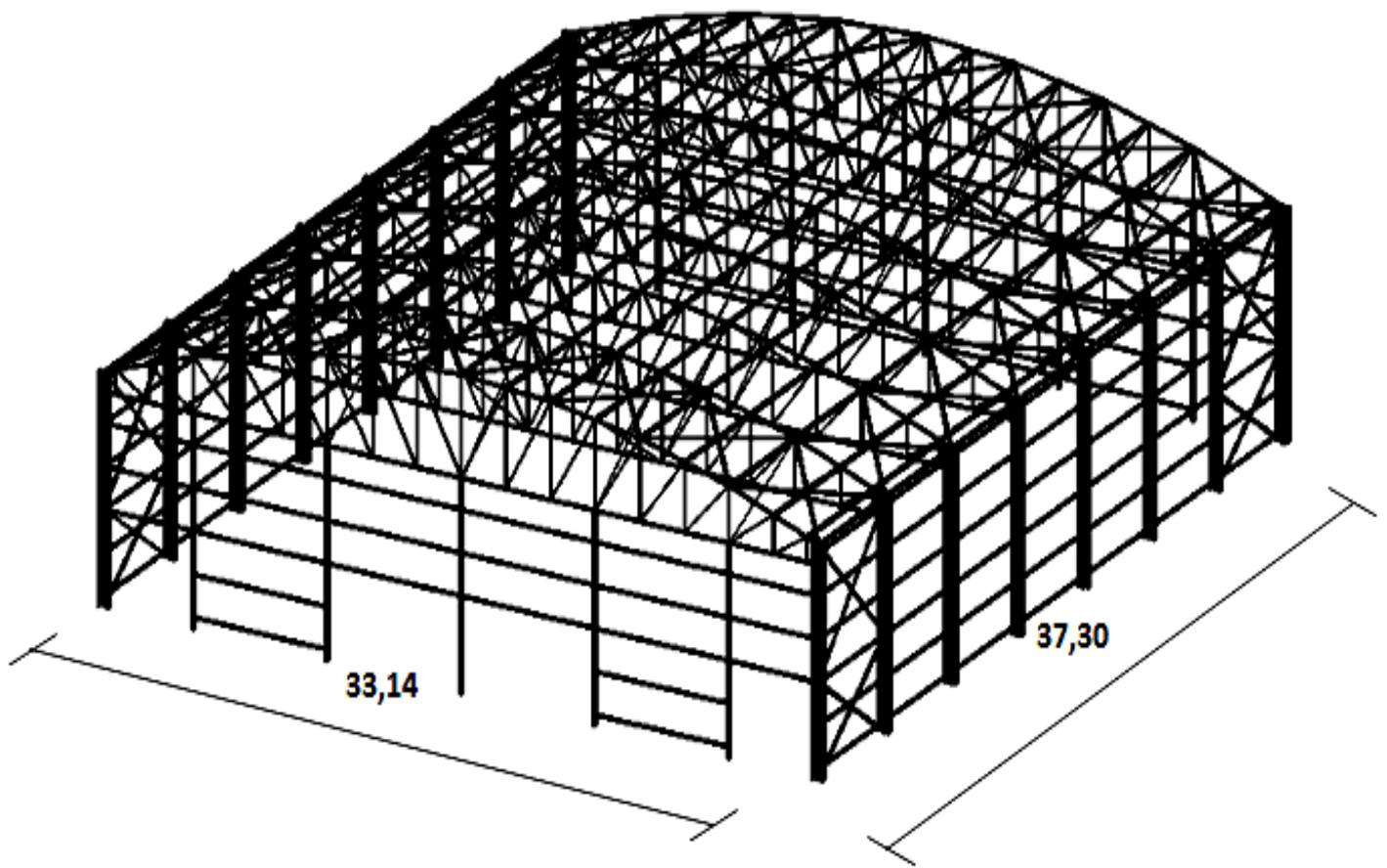
Tab. VII.4 : épaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.....	120
Tab. IX.1 : Les sollicitations à la base des poteaux HEA500.....	135
Tab. IX.2 : Les sollicitations à la base de la semelle.....	137
Tab. IX.3 : Vérification des contraintes dans le sol.....	138
Tab. IX.4 : Les sollicitations à la base de la semelle.....	139
Tab. IX.5 Vérification des contraintes dans le sol.....	139
Tab. IX.6 : Les armatures des semelles type 1(poteau HEA500).....	144
Tab. X.1 : Vent sur les longs pans $C_{pi}=-0,5$	151
Tab. X.2 : Vent sur les longs pans $C_{pi}=0$	152
Tab. X.3 : Vent sur la façade pignon principale $C_{pi}=0.3$	153
Tab. X.4 : Vent sur la façade pignon secondaire $C_{pi}=-0,15$	153
Tab. X.5 : Vent sur les pignons $C_{pi}=0$	154
Tab. X.6 : Réaction à la base due aux effets sismiques.....	154
Tab. X.7 : Vérification au renversement.....	155

Liste des figures

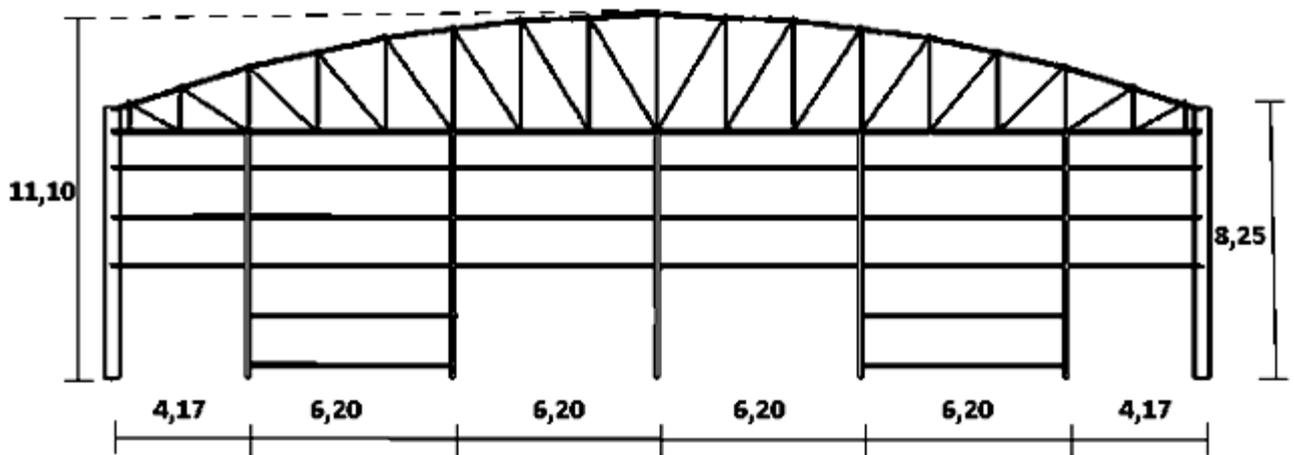
Fig. I.1 : Panneau sandwich.....	4
Fig. II-1 : Vent sur la façade gauche et droite de la salle.....	6
Fig. II.2 : Vent sur la façade principale et secondaire de la salle.....	6
Fig. II.3: répartition de la pression dynamique sur la salle.....	7
Fig. II.4 : Vue en élévation.....	9
Fig. II.5 : Légende pour les parois verticales.....	10
Fig. II.6 : Légende pour la toiture.....	10
Fig. II.7 : Coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture.....	11
Fig. II.8 : Surfaces des ouvertures sur la façade principale.....	12
Fig. II.9: Surfaces des ouvertures sur la façade secondaire.....	12
Fig. II.10 : Vue en élévation.....	15
Fig. II.11 : Légende pour les parois verticales.....	15
Fig. II.12 : Représentation des pentes.....	16
Fig. II.13 : Légende pour les toitures à deux versants.....	16
Fig. II.14: Pression sur les zones A B C D E.....	21
Fig. II.15 : Pression sur les zones F G H D E.....	21
Fig. II.16 : Surpression sur les zones A B C D E.....	21
Fig. II.17 : Surpression sur les zones D F G H E.....	22
Fig. II.18: Pression sur les zones A B C D E.....	22
Fig. II.19 : Surpression sur les zones G H I D E.....	22
Fig. II.20: Surpression sur les zones F H I D E.....	23
Fig. II.21: Pression sur les zones A B C D E.....	23
Fig. II.22 : Pression sur les zones G H I D E.....	23
Fig. II.23 : Pression sur les zones F H I D E.....	24
Fig. II.24 : Surpression sur les zones A B C D E.....	24
Fig. II.25 : Surpression sur les zones G H I D E.....	24
Fig. II.26: Surpression sur les zones F H I D E.....	25
Fig. II.27 : Représentation du versant de la toiture.....	26
Fig. II.28 : Chargement de la neige sur la toiture.....	29
Fig. III.1 : La pente de calcul.....	31
Fig. III.2 : Schéma statique sous charge d'entretien.....	32
Fig. III.3 : Moment due à la charge d'entretien.....	33
Fig. III.4: présentation du lierne.....	42
Fig. III.5 : les schémas statiques.....	42
Fig. III.6: représentation des efforts.....	43
Fig. III.7: Echantignole.....	44
Fig. III.8 : les schémas statiques.....	45
Fig. III.9 : les schémas statiques.....	51
Fig. III.10 : représentation des efforts.....	51
Fig. III.11 : Schéma statique de la ferme.....	53
Fig. III.12 : Surface afférente des nœuds.....	53
Fig. III.13 : modélisation de la ferme sur robot 2012.....	55
Fig. III.14 : schéma statique des potelets.....	64

Fig. IV.1 : les efforts horizontaux agissant sur la poutre en vent.....	70
Fig. IV.2 : les diagonales tendues.....	71
Fig. IV.3 : présentations des forces sur le nœud de rive.....	72
Fig. IV.4 : Schéma statique de la poutre sablière.....	73
Fig. IV.5 : la dispositions des palées de stabilité.....	76
Fig. IV.6 : Schéma statique de palée de stabilité en long pan.....	76
Fig. V.1 : mode de déformation suivant (1).....	84
Fig. V.2 : mode de déformation suivant (2).....	84
Fig. V.3 : mode de déformation suivant (3).....	85
Fig. VII.1 : Détail assemblage Gousset- éléments de la ferme.....	105
Fig. VII.2 : longueurs des soudures.....	105
Fig. VII.3 : distribution des efforts.....	107
Fig. VII.4 : Détail assemblage ferme – poteau.....	108
Fig. VII. 5 : Détail d’assemblage des deux éléments de la ferme.....	110
Fig. VII.6 : assemblage diagonale-gousset.....	113
Fig. VII.7 : Détail d’assemblage au sommet de la ferme.....	114
Fig. VII.8 : Assemblage gousset – membrure supérieure.....	115
Fig. VII.9 : Détaillé des efforts pour l’assemblage de l’échantignole.....	116
Fig. VII.10 : Vue de face de l’échantignole.....	117
Fig. VII.11 : assemblage platine poutre par cordon de soudure.....	119
Fig. VII.12 : assemblage gousset nœud du portique par cordon de soudure.....	120
Fig. VII.12 : assemblage des diagonales sur gousset.....	121
Fig. VIII.1 : disposition platine –poteau HEA500.....	124
Fig. VIII.2: Tige d’encrage du pied du poteau.....	125
Fig. VIII.3: Disposition des tiges d’encrages.....	126
Fig. VIII.4: Détail de la platine.....	126
Fig. VIII.5 : Vérification dans la section 1-1.....	128
Fig. VIII.6 : Vérification dans la section 2–2.....	129
Fig. VIII.7 : Vérification de la section 3-3.....	129
Fig. VIII.8: Disposition de la bêche.....	130
Fig. VIII.9: Schéma du potelet.....	131
Fig. VIII.10: disposition des tiges d’encrages.....	132
Fig. IX.1 : dimensions de la semelle.....	135
Fig. IX.2 : Schéma de ferrailage de la semelle type 1(semelle de poteau).....	144
Fig. IX.3: schéma de la semelle de potelet.....	146
Fig. IX.4 : Schéma de ferrailage des longrines.....	148
Fig. IX.5 : section du fut à ferrailer.....	149
Fig. IX.6: Schéma de ferrailage des futs.....	150
Fig. X.1 : Résultantes des forces horizontales et verticales sur les longs pans.....	152
Fig. X.2 : Résultantes des forces horizontale et vertical sur les pignons.....	154

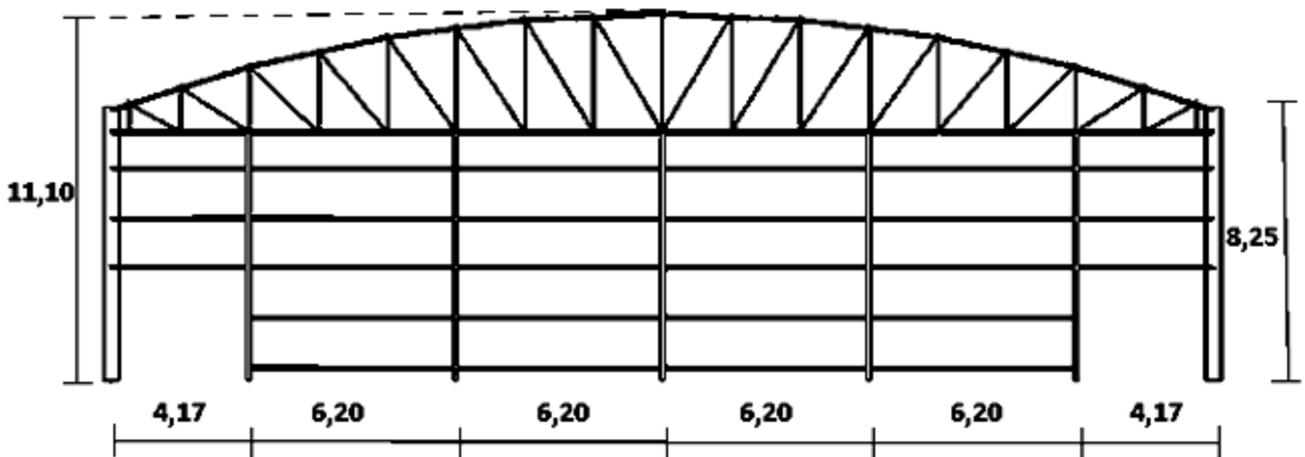
Plans



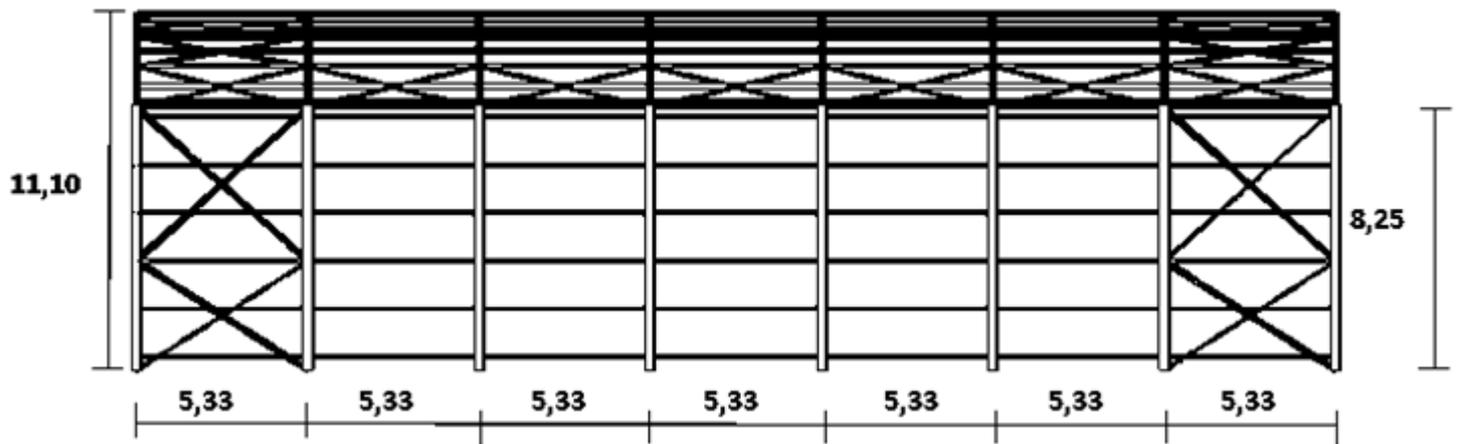
Une Vue en 3D de la salle.



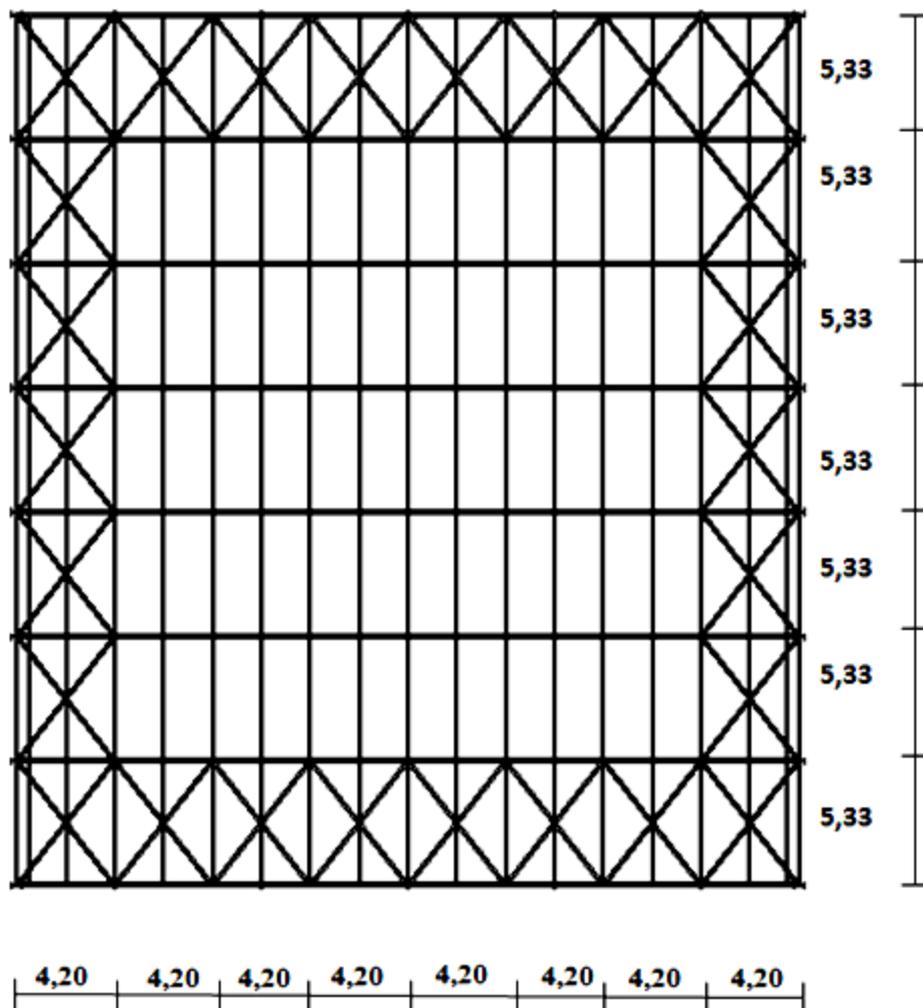
La façade principale.



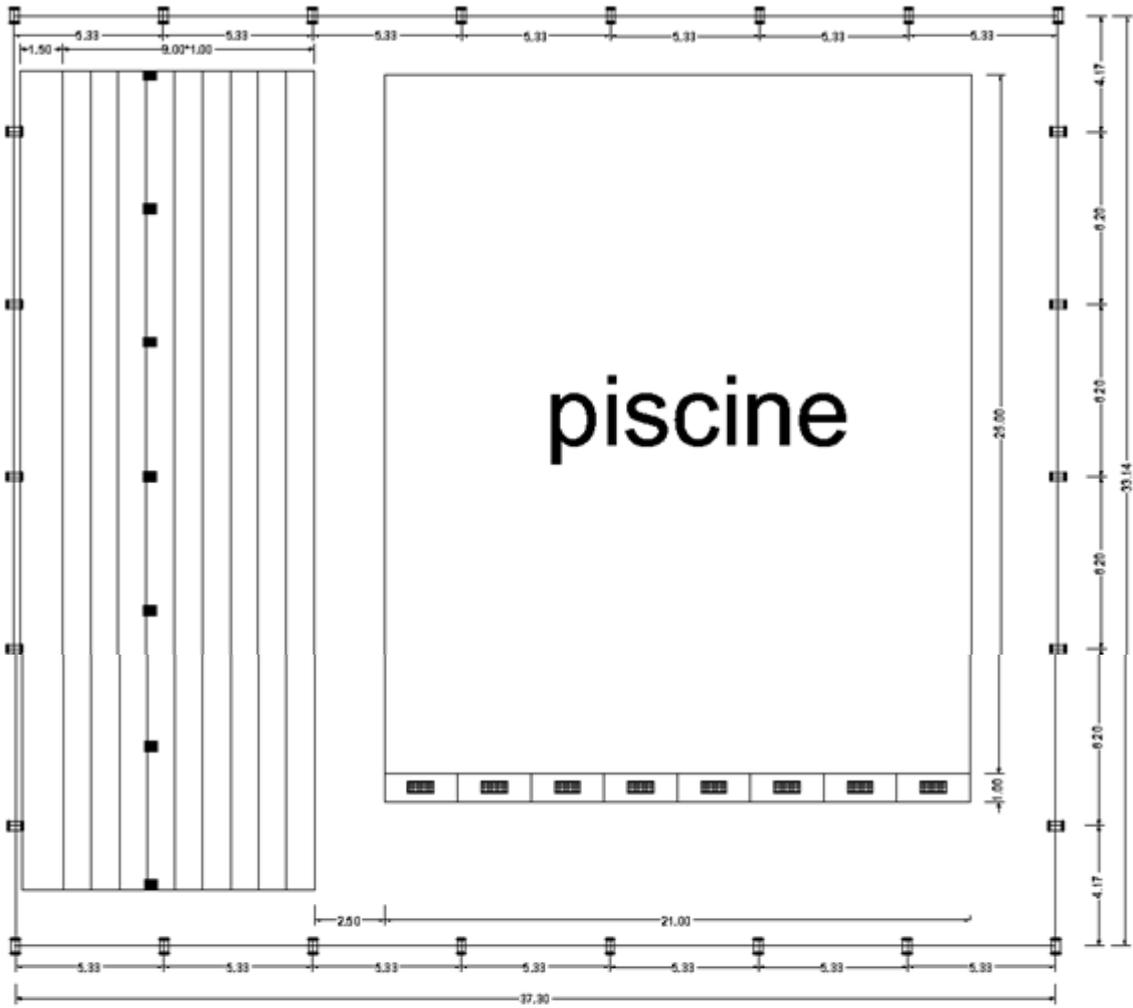
La façade secondaire.



Les façades gauche et droite.



Une vue en 2D de la toiture.



plan d'implantation

Introduction
Générale

Introduction générale

Une construction, quel que soit sa destination (habitation, usage industriel, collectivité, spectacle...) et son principe constructif (matériau, type de structure), doit être capable de résister aux efforts qui lui sont appliqués. Ce rôle de « résistance » est assuré par l'ossature ou structure en acier constituant le « squelette » de la construction.

La structure assure principalement le cheminement des efforts extérieurs appliqués jusqu'aux bases solides, les fondations. La connaissance de ce cheminement est essentielle particulièrement vis-à-vis de l'étude des éléments constitutifs de la structure ainsi que de leurs liaisons (attaches). La structure est stable si cette transmission s'effectue sans désordre.

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

Dans le présent mémoire nous allons essayer d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus à l'université A/Mira sur un projet réel. L'objectif principal sera de comprendre et de compléter les informations déjà acquises dans le cours de charpente métallique, ensuite viendra le second but qui est de présenter un travail satisfaisant en vue d'obtenir le diplôme Master.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage

I-Introduction :

Dans le cadre de notre formation, nous sommes amenés, à l'issue de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études. Le but de ce projet est d'être confronté à une situation professionnelle concrète et réelle.

Notre mission était de dimensionner les éléments d'une structure en charpente métallique avec les règles actuellement en vigueur. Dans ce chapitre, nous ferons une présentation de toutes les données relatives au projet.

II- Présentation de l'ouvrage :

Ce projet consiste à étudier une piscine semi-olympique en construction métallique implantée à KADIRIA (W) de BOUIRA avec les données suivantes :

- Hypothèses climatiques : zone A pour la neige, zone I pour le vent (selon le RNVA99).
- Zone sismique : zone IIa (forte sismicité selon le RPA99V2003).
- Terrain de catégorie III : La structure sera implantée dans une zone suburbaine (selon le RNVA99).

II.1-Dimensions de l'ouvrage :

- Longueur totale en plan37.30m
- Largeur totale en plan..... 33.14m
- La plus grande hauteur..... 11.10m
- Longueur totale de la couverture..... 37.30m
- Largeur totale de la couverture.....33.14m
- La toiture est en forme d'un arc.

II.2-Elément de l'ouvrage :

II.2.1-Ossature métallique :

Elle comprend :

- Portiques composés de fermes en formes d'arcs liées rigidement aux poteaux dans le sens transversal avec assemblage à haute résistance.
- Palées triangulées en X dans le sens longitudinal du bâtiment.
- Pieds de poteaux boulonnés sur des massifs en béton armé.

III-Matériaux de construction :

III.1-Acier de construction:

L'acier utilisé est conforme à la norme EN 10 025 avec une nuance d'acier S235 avec les propriétés suivantes :

- La limite élastique : $f_y = 235MPa$
- La résistance ultime : $f_u = 360MPa$
- Le poids volumique : $\rho = 7850Kg / m^3$
- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210000MPa$
- Le coefficient de Poisson $\nu = 0.3$

III.2-Béton :

Le béton utilisé sera de classe C25 avec :

- une résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25MPa$
- une résistance caractéristique : $f_{t28} = 2,10MPa$
- Coefficient de retrait : $\varepsilon = 2.10^{-4}$
- un poids volumique : $\rho = 2500Kg / m^3$

III.3-Assemblage :

Les assemblages principaux des systèmes structuraux, assurant la stabilité sont :

- transversalement de types rigides utilisant:
 - des boulons précontraints à haute résistance type HR 8.8 et 10.9.
 - des soudures effectuées à l'arc électrique
- longitudinalement de types articulés utilisant des boulons ordinaires

III.4-Couverture :

La couverture sera réalisée par des panneaux sandwichs, appelé aussi panneaux doubles peaux 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 sandwichs offrant plusieurs avantages parmi lesquels, on pourra citer :
 - L'isolation thermique et l'étanchéité
 - Une bonne capacité portante
 - Un gain de temps appréciable au montage.

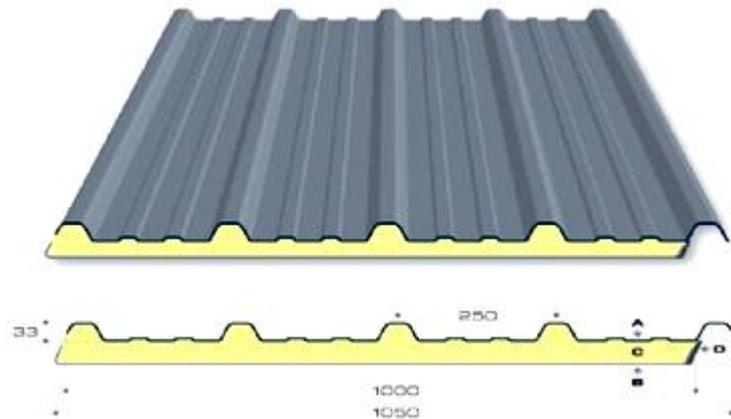


Fig I.1 : Panneau sandwich.

IV-Règlements utilisés :

RNVA 99 : pour l'étude climatique.

RPA 99 / version 2003 : pour l'étude sismique.

CCM97 et Eurocode 3 : Règles de calcul des constructions en acier : règles générales et règles pour les bâtiments

V- Logiciels utilisés :

Partie calcul : Robot Structural Analysis Professional V2012

Dessin de la structure métallique : Tekla Structures V18.0

Dessin de l'architecture : AutoCAD V2010.

Chapitre II

Etude climatique

Chapitre II :

Etude climatique

I-Etude au vent :

I.1-Introduction :

A cause de leur légèreté l'étude de l'effet du vent sur les structures métallique est très importante. Par conséquent, il faut une étude bien détaillée pour la détermination des différentes actions selon les directions principales. A cet effet, le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de la construction.

Le calcul sera mené conformément au règlement neige et vent RNVA99.

Les pressions exercées par le vent sur les surfaces sont déterminées par de nombreux facteurs qui dépendent:

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

Selon la direction du vent et l'état des ouvertures, plusieurs cas peuvent être envisagés. Toutefois, seuls les plus défavorables seront pris en compte.

Cas 01 : Vent transversal (W_1 et W_2): Vu que les parois face au vent et sous le vent ne contiennent pas d'ouvertures, seuls les cas suivants seront envisagés :

Cas 1-1: Cas où toutes les ouvertures sont fermées (construction étanche) $C_{pi} = 0$

Cas 1-2: Cas où toutes les ouvertures sont ouvertes.

Cas 02 : Vent longitudinal (W_3 et W_4): les parois face au vent contiennent des ouvertures et les cas envisagés sont les suivants :

Cas 2-1: Cas où toutes les ouvertures sont fermées.

Cas 2-2 : Cas où les ouvertures face au vent fermées et les ouvertures sous le vent et ouvertes.

Cas 2-3: Cas où les ouvertures face au vent ouvertes et les ouvertures sous le vent et fermées.

Cas 2-4: Cas où toutes les ouvertures sont ouvertes.

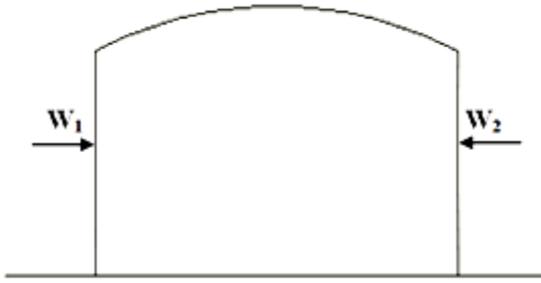


Fig. II-1 : Vent sur la façade gauche et droite de la salle.

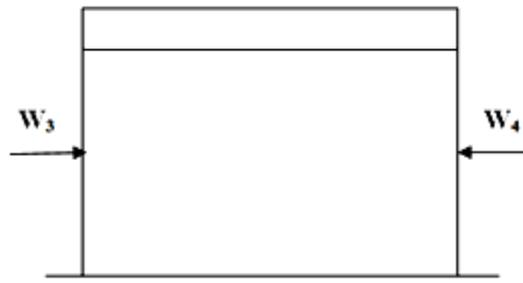


Fig. II.2 : Vent sur la façade principale et secondaire de la salle.

➤ **Les formules de calcul de la pression due au vent :**

$$w(z_j) = q_{dyn}(c_{pe} - c_{pi})$$

$$q_j(z_j) = c_d \times w(z_j) \quad \text{avec :}$$

$$q_{dyn}(z_j) = q_{réf} \times C_e(z_j)$$

I.2-Les coefficients de calcul :

I.2.1-Effet de la région ($q_{réf}$)

$q_{réf}$ est la pression dynamique de référence qui est donnée en fonction de la zone de vent par le tableau 2.3 du RNVA99 et qui sera utilisée pour calculer la pression dynamique $q_{dyn}(z)$.

Pour notre bâtiment qui est une structure permanente (dont la durée d'utilisation est supérieure à 5 ans), elle sera implantée dans une zone (I), dont la pression de référence est :

$$q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2$$

I.2.2-Effet de site (K_T , Z_0 , Z_{min} , ϵ) :

Les terrains sont classés en quatre catégories de (I) à (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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{le facteur du terrain} \Rightarrow K_t = 0.22 \\ \text{le paramètre de rugosité} \Rightarrow Z_0 = 0.3\text{m} \\ \text{la hauteur minimale} \Rightarrow Z_{min} = 8\text{m} \\ \text{le coefficient} \Rightarrow \epsilon = 0.37 \end{array} \right. \quad (\text{tableau 2.4 chap II RNV A99})$$

I.2.3-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.

Les types de sites et les valeurs de $C_t(z)$ sont donnés dans le tableau 2.5 (chap. II RNV A99).

Notre site est considéré plat donc : $C_t(z) = 1$.

I.2.4-Coefficient dynamique (C_d) :

Le coefficient dynamique de la structure C_d est donné par le règlement neige et vent RNVA99 en fonction de h et b ou :

b : La longueur de la paroi perpendiculaire au vent.

h : Hauteur totale de la construction.

Pour notre ouvrage qui est un bâtiment en charpente métallique, la valeur du coefficient dynamique C_d est donné par figure 3.2 (chap III RNV A99) en fonction du type de structure et de la direction du vent. Notre structure (la salle sportive) a une hauteur qui avoisine les 11.10m, et selon la direction du vent on tire les valeurs suivantes :

Direction du vent	h(m)	b(m)	C_d
Vent transversal W_1 et W_2	11.10	37.30	0.91
Vent longitudinal W_3 et W_4	11.10	33.14	0.92

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

I.2.5-Détermination de la pression dynamique (q_{dym}) :

La pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître couple de la structure en « n » éléments de surface « j » horizontaux de hauteur h_j .

La salle est de hauteur totale supérieure à 10m, donc doit être considérée comme étant constituée de « n » éléments de hauteur égale à « h_i ».

n est donnée par la formule suivant : $n = E(h/3)$ soit $h_i = h/n$

$n = E(11.10/3) = E(3.7) = 3$ \longrightarrow $h_i = 3.7m$

h : désigne la hauteur totale de la construction.

E : désigne la partie entière.

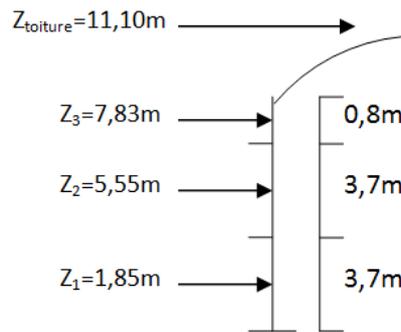


Fig. II.3:Répartition de la pression dynamique sur la salle.

I.2.6-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.

Dans notre cas, la structure est peu sensible aux excitations car C_d = 0.92 < 1.2

$$C_e = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \left[1 + \frac{7 \times K_t}{C_r(z) \times C_t(z)} \right] \text{ chap II RNV A99 Art 3.3}$$

I.2.6.1-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 :

$$\begin{cases} C_r(z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \rightarrow \text{pour } z_{\min} < Z < 200m \\ C_r(z) = K_t \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{Z_0}\right) \rightarrow \text{pour } Z < z_{\min} \end{cases} \text{ chap II RNV A99 Art 4.2}$$

Avec :

Z₀ : le paramètre de rugosité. Et Z_{min} : la hauteur minimale.

I.2.6.2-Détermination de C_r et C_e :

	Z(m)	C _r	C _e
parois	1,85	0,722	1,633
	5,55	0,722	1,633
	7,83	0,722	1,633
toiture	11,10	0,794	1,853

Tab.II.2 : Les valeurs de C_r et C_e

Tableau donnant les valeurs de la pression dynamique :

Notre structure est permanente, donc la formule de la pression dynamique est :

$$q_{dyn}(z_j) = q_{réf} \times C_e(z_j) \quad \text{N/m}^2$$

Elle est donnée par le tableau suivant :

	Z(m)	C _e	q _{dyn} (N/m ²)
Parois	1,85	1,633	612,37
	5,55	1,633	612,37
	7,83	1,633	612,37
toiture	11,10	1,853	694,87

Tab.II.3 : Les valeurs de la pression dynamique

I.3-Cas du vent exercé sur les longs pans (transversal)**I.3-Calcul des coefficients de pression extérieure C_{pe} :**

Les coefficients de pression externe 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}

➤ **Paroi verticale :**

On se réfère au paragraphe 1.1.1.2 du chapitre 5 à la figure (5-1) du RNVA99 pour déterminer les différentes zones de pression, et au tableau (5-1) du RNVA pour déterminer les valeurs des coefficients C_{pe}, pour chaque direction du vent considérée.

Dans notre cas on a :

$$b=37.3\text{m} \quad d=33.14\text{m} \quad h=8,25\text{m}$$

$$e=\min(b, 2h)=\min(37,3 ; 16,50)=16,50\text{m} \quad d=33.14\text{m} > e=16,50\text{m} \Rightarrow e/5 = 3,3$$

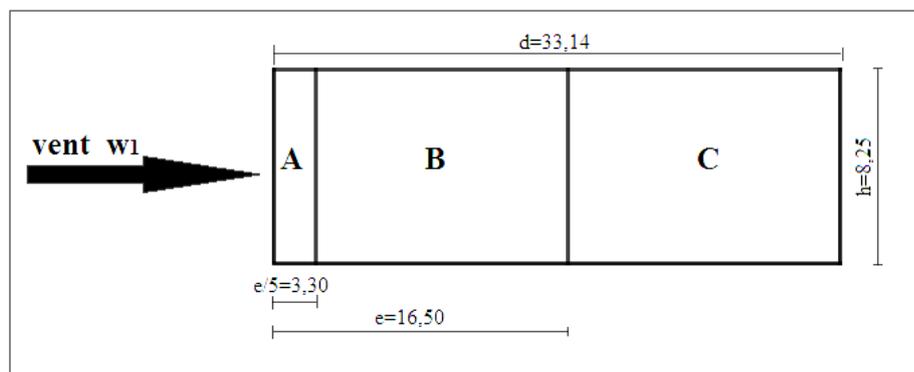


Fig. II.4 : Vue en élévation.

Toutes les surfaces des parois verticales sont $> 10\text{m}^2$ donc $C_{pe} = C_{pe,10}$ (paragraphe 1, 1, 1,2 chap. 5, du RNV A99). Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure suivante :

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

Tab.II.4 : Les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone de paroi verticale.

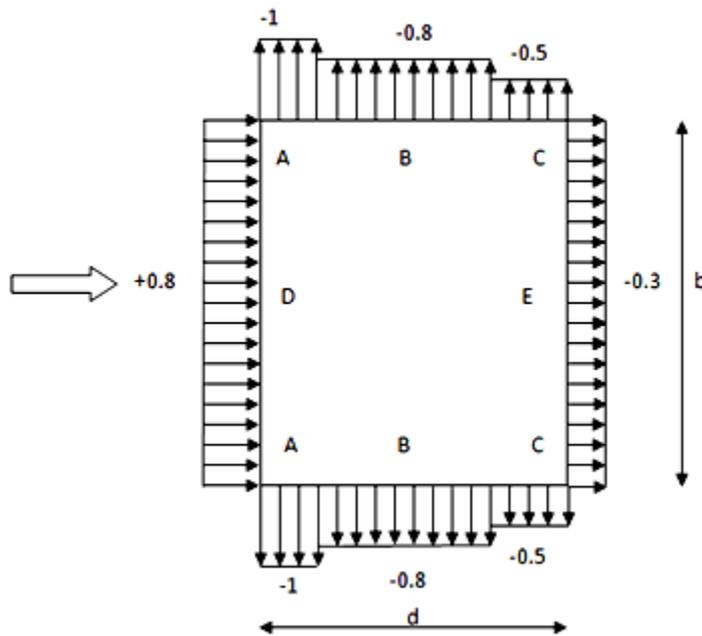


Fig. II.5 : Légende pour les parois verticales.

➤ **Pour la toiture :**

On a une toiture sous forme d'une voûte (en arc), pour déterminer les coefficients de pression on se réfère à la figure 5.8.c chap. 5 du RNV A99.

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

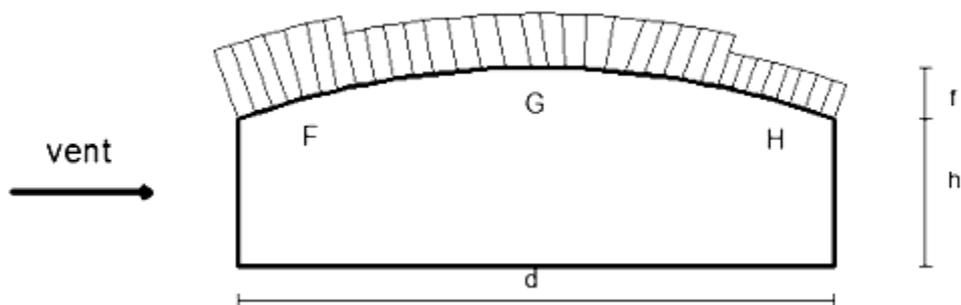


Fig. II.6 : Légende pour la toiture.

h : hauteur de la paroi verticale ($h=8.25\text{m}$)

f : naissance de la voute ($f=2.85\text{m}$)

d : la largeur de la salle (33.14m)

$$h/d=0.25$$

$$f/d=0,086$$

On a $0 < h/d < 0.5$ C_{pe} , s'obtient par l'interpolation linéaire.

zones	F	G	H
C_{pe}	0.1	-0.8	-0.45

Tab. II.5 : Coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture.

Toutes les surfaces sont $> 10\text{m}^2$ donc $C_{pe} = C_{pe10}$ (paragraphe 1, 1, 1,2 chap. 5, du RNV A99)

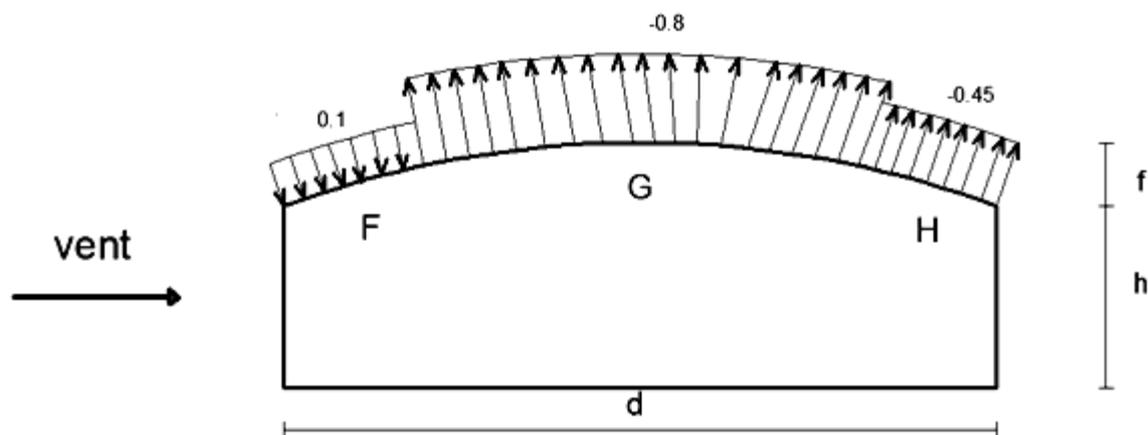


Fig. II.7 : Coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture.

I.3.2-Coefficient de pression intérieure C_{pi} :

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans cloisons intérieures (hall industriel par exemple) est donné par la figure 5.15 du RNV A99 en fonction de l'indice de perméabilité μ_p

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

On a un bâtiment sans cloisons intérieur, donc C_{pi} est compris entre (0.8) et (-0.5) (§ 2, 2,1 chap. 5 du RNV A99)

- Calcul des surfaces des ouvertures :

- ❖ Sur les pignons :

- **Façade pignon principale :**

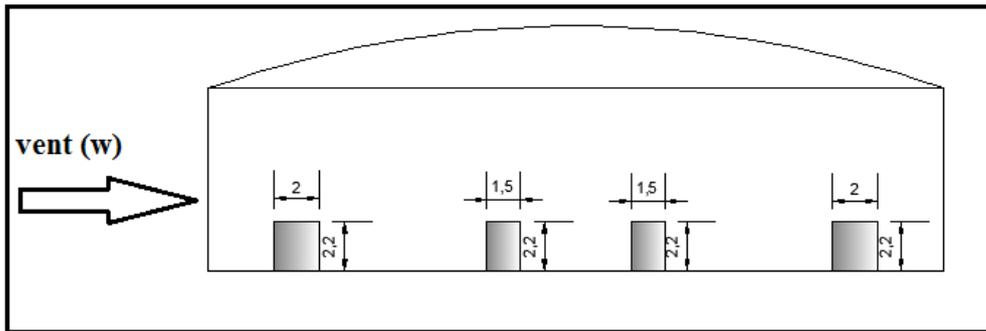


Fig. II.8 : Surfaces des ouvertures sur la façade principale

$$S = 2(2 \times 2.2) + 2(1.5 \times 2.2) = 15.4m^2$$

- **Façade pignon secondaire :**

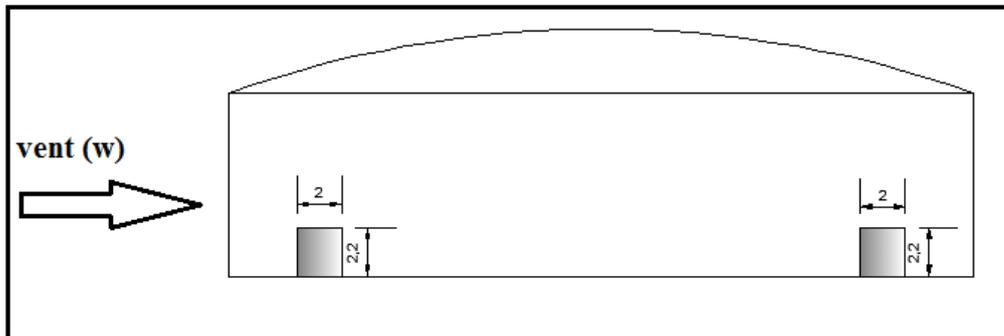


Fig. II.9: Surfaces des ouvertures sur la façade secondaire

$$S = 2(2 \times 2.2) = 8.8m^2$$

❖ **Sur les longs pans :**

S'agissant d'une piscine, les façades longs pans sont vitrées mais ne contiennent pas d'ouvertures.

Cas 01 : Vent transversal (W_1 et W_2):

➤ **Cas 1-1 : cas où toutes les portes sont fermées :**

La construction étant étanche, l'air ne peut rentrer à l'intérieur. Par conséquent, on prendra $C_{pi} = 0$

- **Paroi verticale :**

$C_{pi} = 0$ (pas de pressions intérieures)

Zones	C_d	$q_{dyn} (N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$q_j (N/m^2)$
A	0.91	612.37	-1	0	-1.0	-992,03
		648.37				-1050,35
B	0.91	612.37	-0.8	0	-0.8	-445.80
		648.37				-472.01
C	0.91	612.37	-0.5	0	-0.5	-278.62
		648.37				-295.00
D	0.91	612.37	+0.8	0	+0.8	445.80
		648.37				472.01
E	0.91	612.37	-0.3	0	-0.3	-167.17
		648.37				-177.00

Tab.II.8 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale avec $C_{pi}=0$.

- **La toiture :**

Zones	C_d	$q_{dyn} (N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$q_j (N/m^2)$
F	0.91	694.87	+0.1	0	+0.1	632.23
G	0.91	694.87	-0.8	0	-0.8	-505.86
H	0.91	694.87	-0.45	0	-0.45	-284.55

Tab.II.9 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec $C_{pi}=0$.

➤ **Cas1-2 :** cas où toutes les portes sont ouvertes :

$$\mu_p = \frac{4.4 \times 4 + 3.3 \times 2}{4.4 \times 4 + 3.3 \times 2} = 1.0 \Rightarrow C_{pi} = -0.5 \text{ (d'après la figure 5.15 du RNVA 99)}$$

Tableau de calcul des pressions :

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

$$q_j = C_d \cdot q_{dyn}(z_j) [C_{pe} - C_{pi}]$$

- **Parois verticales**

Dépression intérieur $C_{pi} = -0.5$

Zones	C_d	$q_{dyn} (N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$q_j (N/m^2)$
A	0.91	612.37	-1	-0.5	-0.5	-278,62
		648.37				-295,00
B	0.91	612.37	-0.8	-0.5	-0.3	-167,17
		648.37				-177,00
C	0.91	612.37	-0.5	-0.5	0	0
		648.37				
D	0.91	612.37	+0.8	-0.5	+1.3	+724,43
		648.37				+767,02
E	0.91	612.37	-0.3	-0.5	+0.2	+111,45
		648.37				+118,00

Tab. II.6 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale avec $C_{pi}=-0.5$.

- **La toiture :**

Dépression intérieur $C_{pi} = -0.5$

Zones	C_d	$q_{dyn} (N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$q_j(N/m^2)$
F	0.91	694.87	+0.1	-0.5	+0.6	+379,39
G	0.91	694.87	-0.8	-0.5	-0.3	-189,69
H	0.91	694.87	-0.45	-0.5	+0.05	+31,61

Tab.II.7 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec $C_{pi}=-0.5$.

I.4-Cas du vent sur pignon:

I.4.1-Calcul des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

➤ **Parois verticales :**

$b=33.14$ m

$d=37.30$ m

$h=11,10$ m

$e=\min (b, 2h)=\min (33.14 ; 22,2)=22,2$ m

$d=37.30$ m $>e=22,2$ m

$e/5 =4,44$

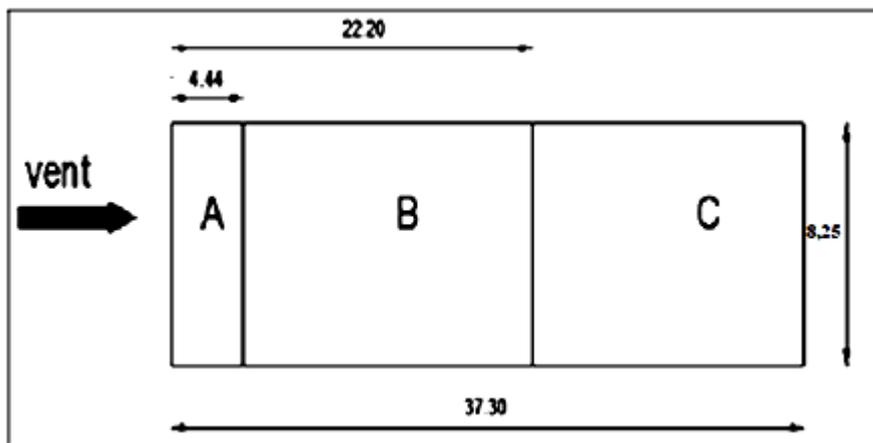


Fig. II.10 : Vue en élévation.

Les surfaces des parois sont $> 10\text{m}^2$ donc $C_{pe} = C_{pe,10}$ (paragraphe 1, 1, 1,2 chap. 5, du RNV A99)

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure suivante :

Zones	A	B	C	D	E
C_{pe10}	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tab. II.10 : Les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone de paroi verticale.

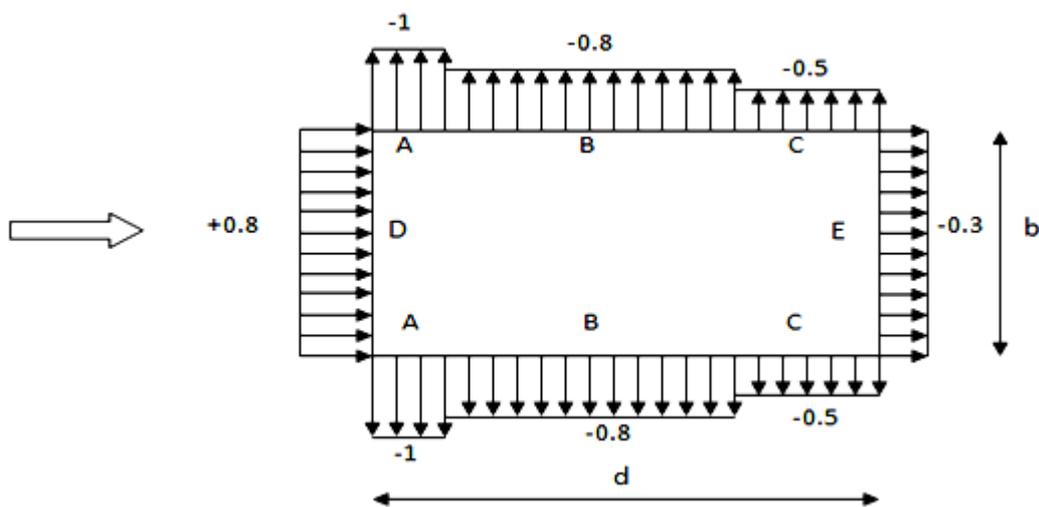


Fig. II.11 : Légende pour les parois verticales

➤ La toiture

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

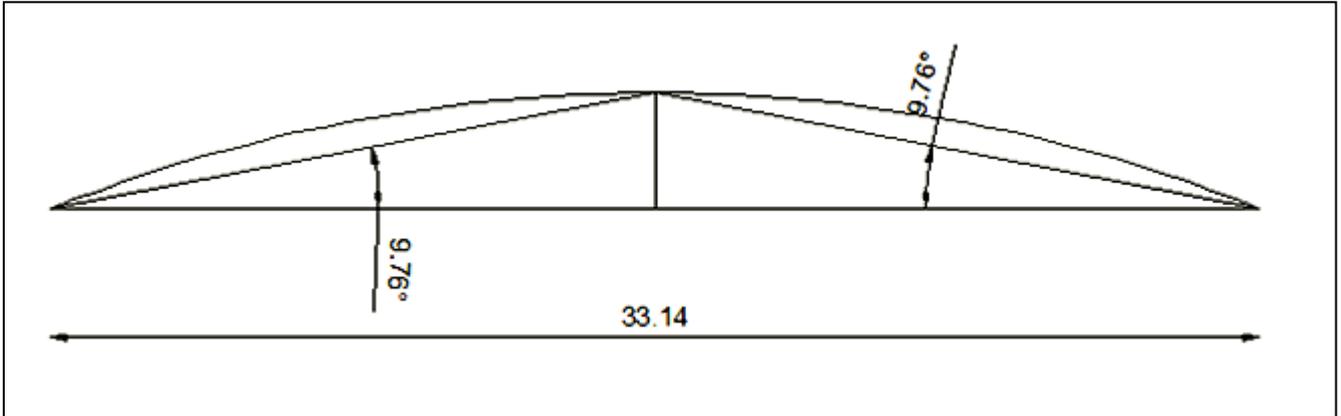


Fig. II.12 : Représentation des pentes.

$$\text{tg}\alpha = 2.85/16.56$$

$$\alpha = 9.76^\circ$$

On a:

$$b = 33.14 \text{ m}$$

$$h = 11.10 \text{ m}$$

$$e = \min (b; 2h) = 22.20 \text{ m}$$

$$e/2 = 11.10 \text{ m}$$

$$e/4 = 5.55 \text{ m}$$

$$e/10 = 2.22 \text{ m}$$

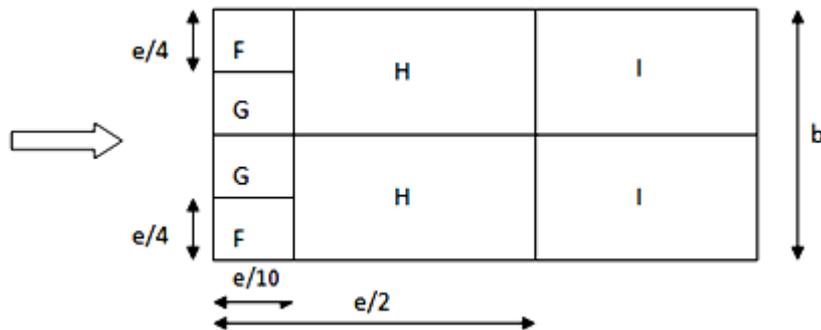


Fig. II.13 : Légende pour les toitures à deux versants.

La valeur de $\alpha = 9.76^\circ$ n'existe pas dans le tableau 5.4 RNVA99, les valeurs de C_{pe} s'obtient par interpolation linéaire entre les valeurs correspondantes a $\alpha = 5^\circ$ et celles de $\alpha = 15^\circ$.

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

Zone	F	G	H	I
C_{pe}	-1.45	-1.3	-0.65	-0.5

Tab. II.11: Les coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture.

I.4.2-Coefficient de pression intérieure C_{pi} :Cas 02 : Vent longitudinal (W_3 et W_4):➤ Cas 2-1: cas où toutes les portes sont fermées (construction étanche) :

Dans ce cas, $C_{pi} = +0.0$ (pas de pressions intérieures)

• **Paroi verticale** :

Zones	C_d	q_{dyn} (N/m^2)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	q_j (N/m^2)
A	0.92	612.37	-1	0	-1	-563.38
		648.37				-596.50
B	0.92	612.37	-0.8	0	-0.8	-450.70
		648.37				-477.20
C	0.92	612.37	-0.5	0	-0.5	-281.69
		648.37				-298.25
D	0.92	612.37	+0.8	0	+0.8	450.70
		648.37				477.20
E	0.92	612.37	-0.3	0	-0.3	-169.01
		648.37				-178.95

Tab. II.20 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale avec $C_{pi}=+0$.

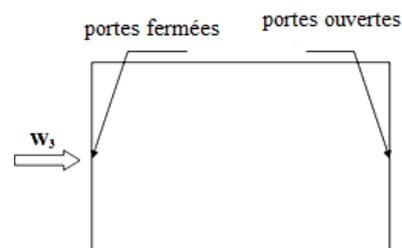
• **La toiture** : $C_{pi} = +0$.

Zones	C_d	q_{dyn} (N/m^2)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	q_j (N/m^2)
F	0.92	694.87	-1.45	0	-1.45	-926.95
G	0.92	694.87	-1.3	0	-1.3	-831.06
H	0.92	694.87	-0.65	0	-0.65	-415.53
I	0.92	694.87	-0.5	0	-0.5	-319.64

Tab. II.21 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec $C_{pi}=+0$.

- **Cas 2-2 : Vent sur pignon avec dépression intérieure (Les Portes disposées face au vent sont fermées et celles sous le vent sont ouvertes):**

$$\mu_p = 0.64 \Rightarrow C_{pi} = -0.15$$



- **Paroi verticale :** (dépression intérieure avec $C_{pi} = -0.15$)

Zones	C_d	$q_{dyn} (N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$q_j (N/m^2)$
A	0.92	612.37	-1	-0.15	-0.85	-473.66
		648.37				-501.51
B	0.92	612.37	-0.8	-0.15	-0.65	-362.22
		648.37				-383.51
C	0.92	612.37	-0.5	-0.15	-0.35	-195.04
		648.37				-206.50
D	0.92	612.37	+0.8	-0.15	+0.95	+529.40
		648.37				+560.52
E	0.92	612.37	-0.3	-0.15	+0.15	+83.60
		648.37				+88.50

Tab. II.16: Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale avec $C_{pi} = -0.15$

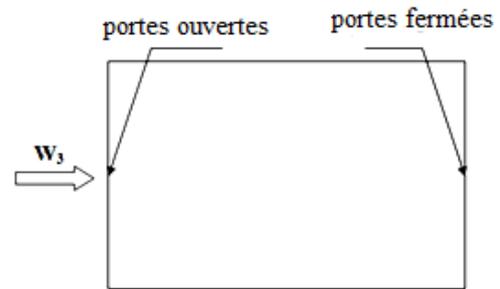
- **Toiture :** (dépression intérieure avec $C_{pi} = -0.15$)

Zones	C_d	$q_{dyn} (N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$q_j (N/m^2)$
F	0.92	694.87	-1.45	-0.15	-1.3	-822.03
G	0.92	694.87	-1.3	-0.15	-1.15	-727.18
H	0.92	694.87	-0.65	-0.15	-0.5	-316.16
I	0.92	694.87	-0.5	-0.15	-0.35	-221.32

Tab. II.17 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec $C_{pi} = -0.15$

- **Cas 2-3 : Vent sur pignon avec surpression intérieure (Les Portes disposées face au vent sont ouvertes et celles sous le vent sont fermées):**

$$\mu_p = 0 \Rightarrow C_{pi} = +0.8$$



- **Paroi verticale :**(Surpression intérieur avec $C_{pi}=+0.8$

Zones	C_d	q_{dyn} (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	q_j (N/m ²)
A	0.92	612.37	-1	+0.8	-1.8	-1014.08
		648.37				-1062.03
B	0.92	612.37	-0.8	+0.8	-1.6	-901.40
		648.37				-954.40
C	0.92	612.37	-0.5	+0.8	-1.3	-732.39
		648.37				-775.45
D	0.92	612.37	+0.8	+0.8	0	0
		648.37				0
E	0.92	612.37	-0.3	+0.8	-1.1	-619.71
		648.37				-656.15

Tab. II.18: Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale avec $C_{pi}=+0,8$.

- **Toiture :** Surpression intérieur $C_{pi} = +0.8$

Zones	C_d	q_{dyn} (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	q_j (N/m ²)
F	0.92	694.87	-1.45	+0.8	-2.25	-1422.75
G	0.92	694.87	-1.3	+0.8	-2.10	-1342.48
H	0.92	694.87	-0.65	+0.8	-1.45	-926.95
I	0.92	694.87	-0.5	+0.8	-1.3	-831.06

Tab. II.19 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec $C_{pi}=+0,8$

- **Cas 2-4 : Cas où toutes les portes sont ouvertes :**
A cause de la dissymétrie au niveau des ouvertures (04 portes en façade pignon principale et 02 portes en façades pignon secondaire), il existe deux possibilités :

- Première possibilité : le vent agit sur la façade pignon principale

$$\mu_p = \frac{(2,2 \times 2) + (2,2 \times 2)}{4.4 \times 4 + 3.3 \times 2} = 0.36 \Rightarrow C_{pi} = +0.3 \text{ (figure 5.15 du RNVA 99)}$$

- **Parois verticales :** Surpression intérieur $C_{pi} = +0.3$

Zones	C_d	q_{dyn} (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	q_j (N/m ²)
A	0.92	612.37	-1	+0.3	-1.3	-724.43
		648.37				-767.02
B	0.92	612.37	-0.8	+0.3	-1.1	-613.00
		648.37				-649.01
C	0.92	612.37	-0.5	+0.3	-0.8	-445.80
		648.37				-472.01
D	0.92	612.37	+0.8	+0.3	+0.5	+278.63
		648.37				+295.00
E	0.92	612.37	-0.3	+0.3	-0.6	-334.35
		648.37				-354.01

Tab. II.12: Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale avec $C_{pi} = +0.3$.

- **Toiture :** Surpression intérieur $C_{pi} = +0.3$

Zones	C_d	q_{dyn} (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	q_j (N/m ²)
F	0.92	694.87	-1.45	+0.3	-1.75	-1106.58
G	0.92	694.87	-1.3	+0.3	-1.6	-1011.73
H	0.92	694.87	-0.65	+0.3	-0.95	-600.71
I	0.92	694.87	-0.5	+0.3	-0.8	-505.86

Tab. II.13: Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec $C_{pi} = +0.3$.

- Seconde possibilité : le vent agit sur la façade pignon secondaire

$$\mu_p = \frac{4.4 \times 2 + 3.3 \times 2}{4.4 \times 4 + 3.3 \times 2} = 0.64 \Rightarrow C_{pi} = -0.15$$

- **Parois vertical :** Dépression intérieur $C_{pi} = -0.15$

Zones	C_d	q_{dyn} (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	q_j (N/m ²)
A	0.92	612.37	-1	-0.15	-0.85	-473.66
		648.37				-501.51
B	0.92	612.37	-0.8	-0.15	-0.65	-362.22
		648.37				-383.51
C	0.92	612.37	-0.5	-0.15	-0.35	-195.04
		648.37				-206.50
D	0.92	612.37	+0.8	-0.15	+0.95	+529.40
		648.37				+560.52
E	0.92	612.37	-0.3	-0.15	+0.15	+83.60
		648.37				+88.50

Tab. II.14: Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale avec $C_{pi}=-0.15$.

- **Toiture :** Dépression intérieur $C_{pi} = -0.15$

Zones	C_d	q_{dyn} (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	q_j (N/m ²)
F	0.92	694.87	-1.45	-0.15	-1.3	-822.03
G	0.92	694.87	-1.3	-0.15	-1.15	-727.18
H	0.92	694.87	-0.65	-0.15	-0.5	-316.16
I	0.92	694.87	-0.5	-0.15	-0.35	-221.32

Tab. II.15 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec $C_{pi}=-0.15$.

I.5- Représentation graphique des pressions du vent sur la structure :

I.5.1- Vent sur le long pan (sens W_1 et W_2) :

Cas 1-1 : cas où toutes les portes sont fermées (pas de pressions intérieures $C_{pi}=0$)

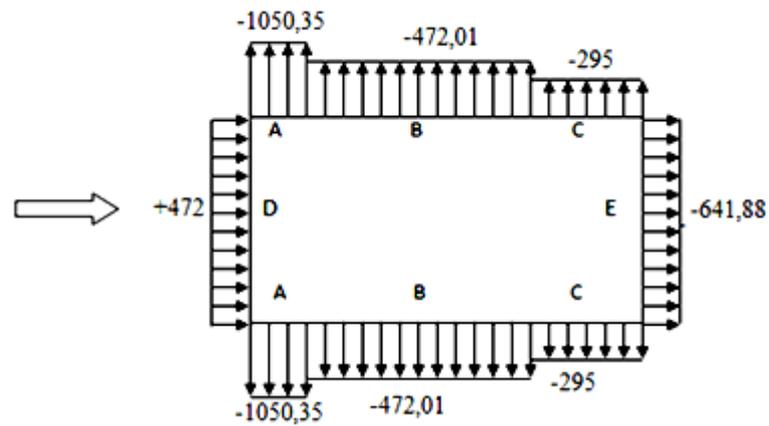


Fig. II.16 : Surpression sur les zones A B C D E

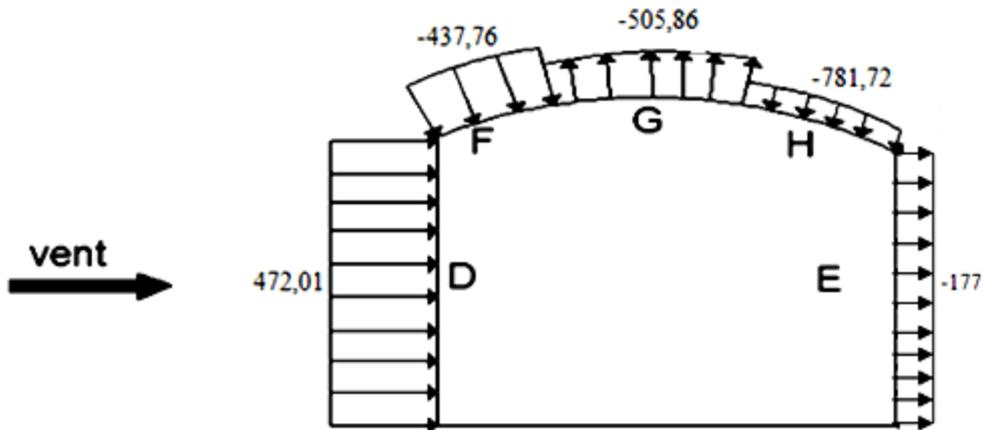


Fig. II.17 : Surpression sur les zones D F G H E

Cas 1-2 : cas où toutes les portes sont ouvertes (dépression intérieure $C_{pi} = -0.5$)

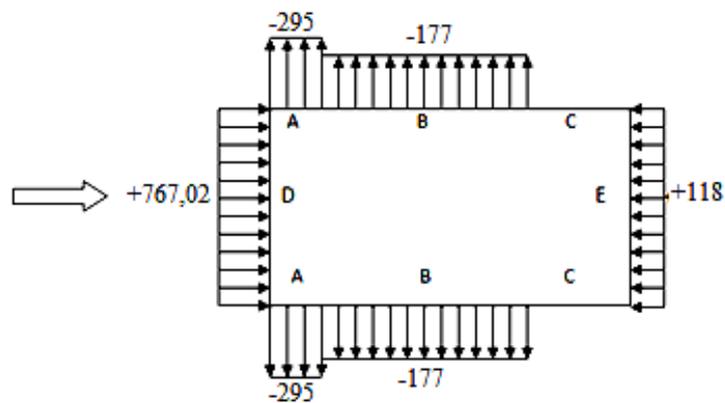


Fig. II.14: Pression sur les zones A B C D E (vue sur long pan)

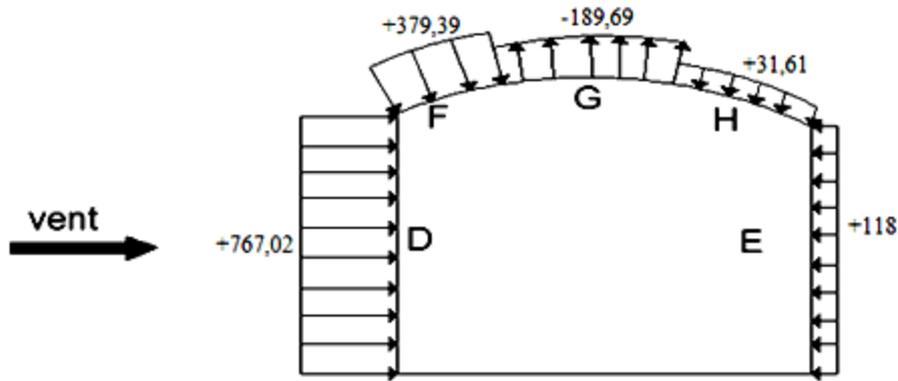


Fig. II.15 : Pression sur les zones F G H D E

I.5.2-Vent sur le pignon:

➤ Cas 2-1: cas où toutes les portes sont fermées:

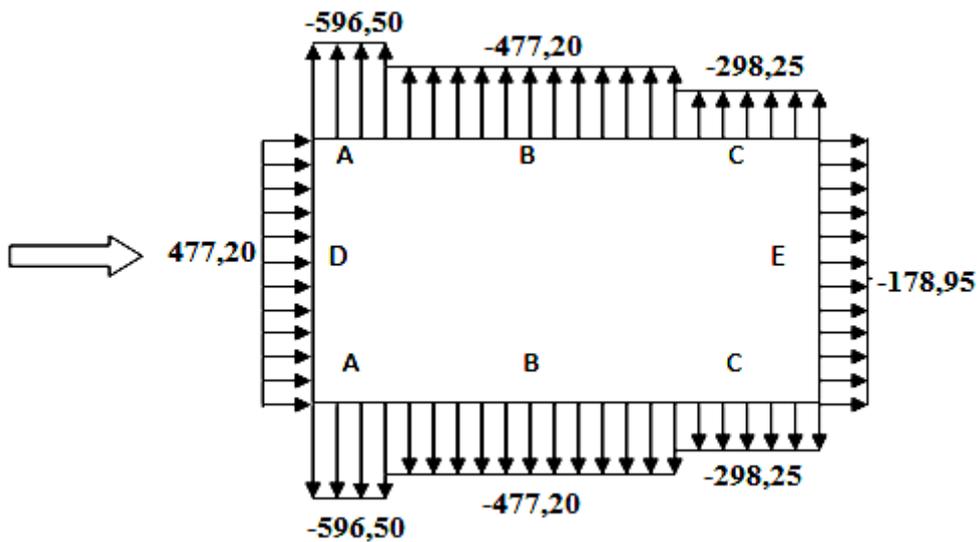


Fig. II.24 : Surpression sur les zones A B C D E

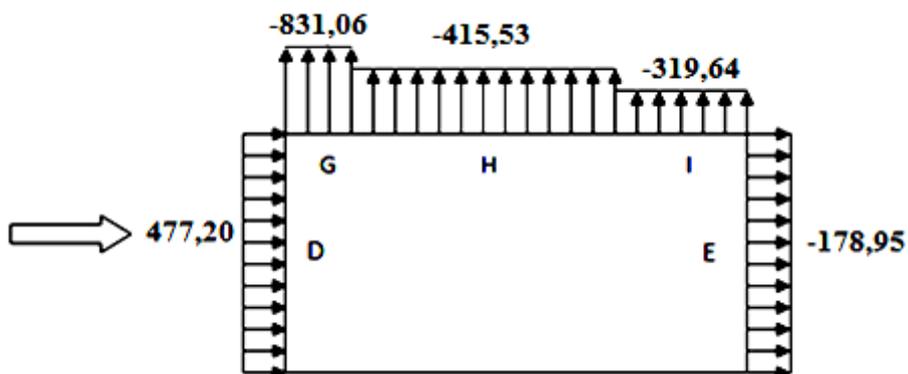


Fig. II.25 : Surpression sur les zones G H I D E (coupe verticale le long de la génératrice de la figure II.13 de la page 16)

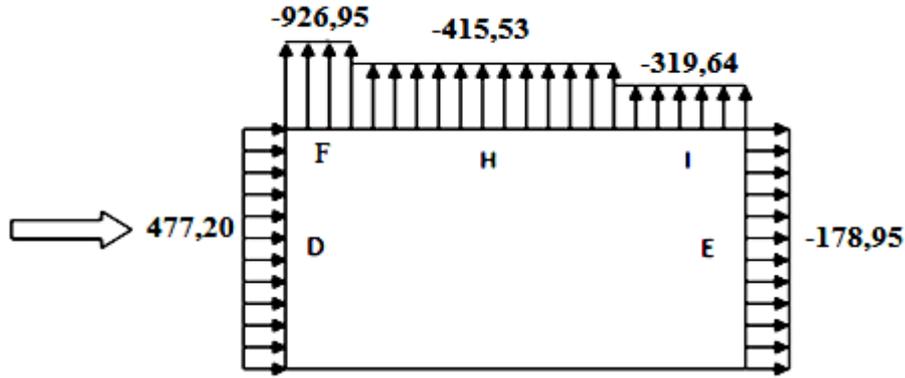


Fig. II.26: Surpression sur les zones F H I D E (coupe verticale en bas du versant revu la figure II.13de la page 16)

- Cas 2-2 : Vent sur pignon avec dépression intérieure (Les Portes disposées face au vent sont fermées et celles sous le vent sont ouvertes):

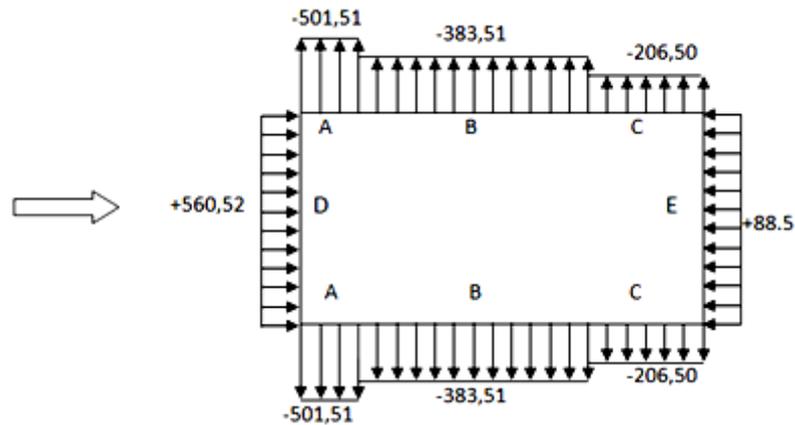


Fig. II.27: Pression sur les zones A B C D E

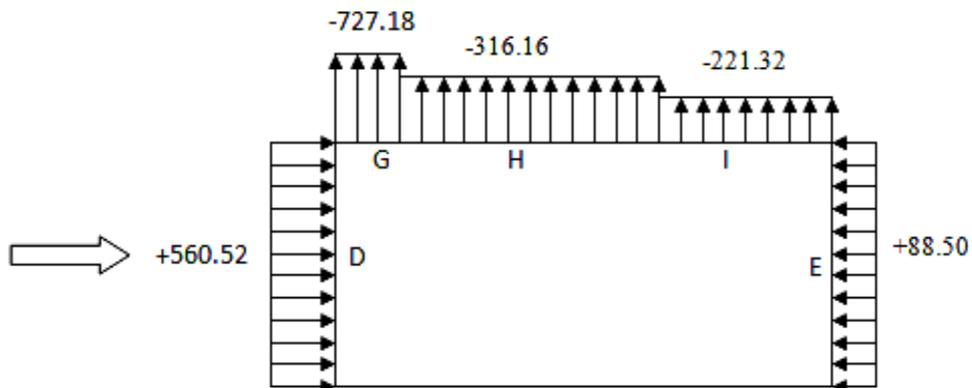


Fig. II.28 : Surpression sur les zones G H I D E (coupe verticale le long de la génératrice de la figure II.13de la page 16)

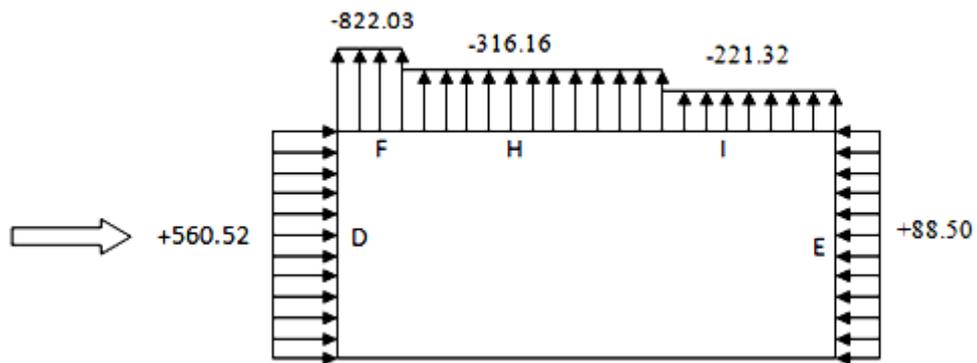


Fig. II.29: Surpression sur les zones F H I D E (coupe verticale en bas du versant revu la figure II.13de la page 16)

- Cas 2-3 : Vent sur pignon avec surpression intérieure (Les Portes disposées face au vent sont ouvertes et celles sous le vent sont fermées):

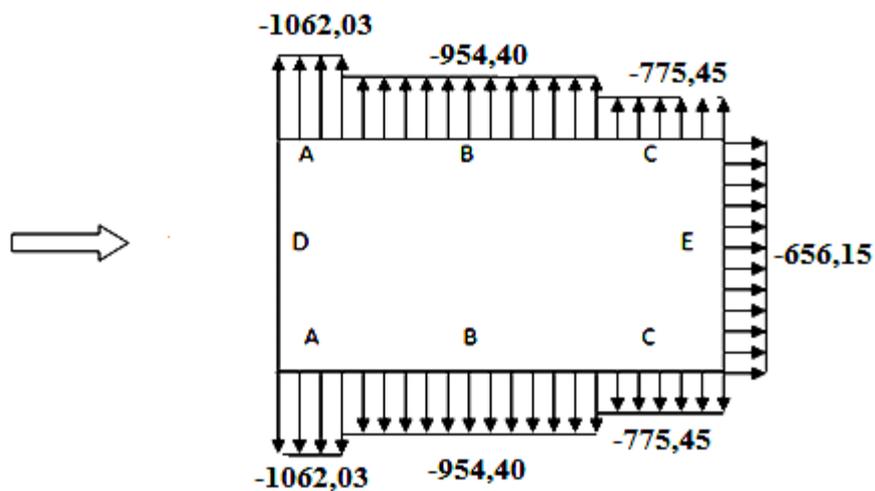


Fig. II.30: Pression sur les zones A B C D E

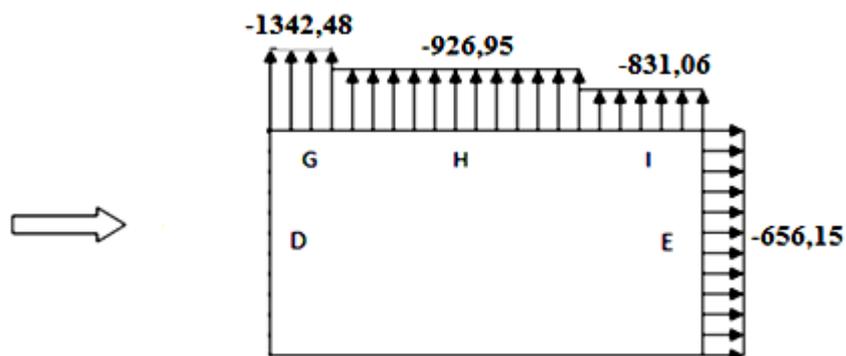


Fig. II.31 : Surpression sur les zones G H I D E (coupe verticale le long de la génératrice de la figure II.13de la page 16)

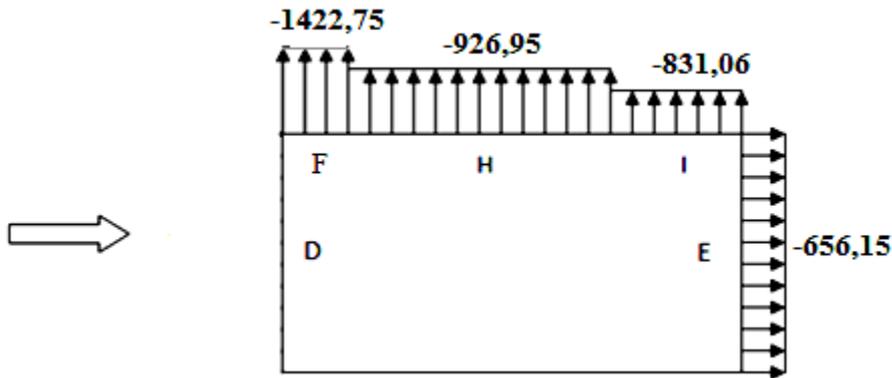


Fig. II.32: Surpression sur les zones F H I D E (coupe verticale en bas du versant revu la figure II.13de la page 16)

➤ Cas 2-4 : Cas où toutes les portes sont ouvertes :

a) Vent agit sur la façade pignon principale (Surpression intérieure $C_{pi}=+0.3$):

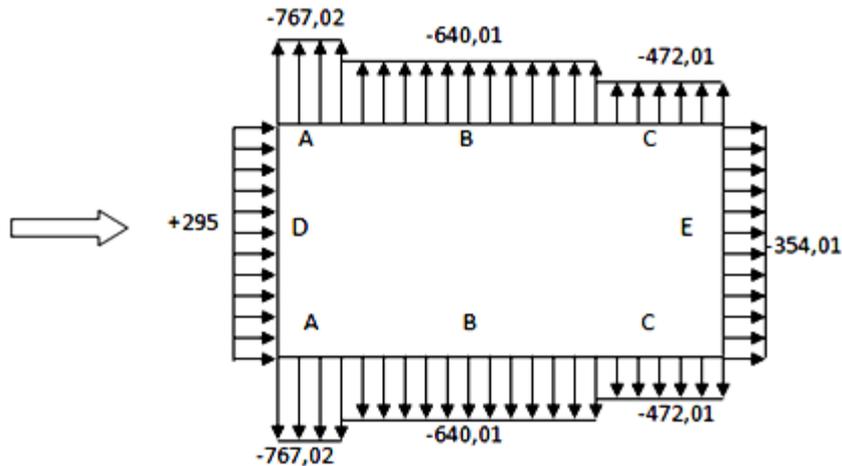


Fig. II.18: Pression sur les zones A B C D E

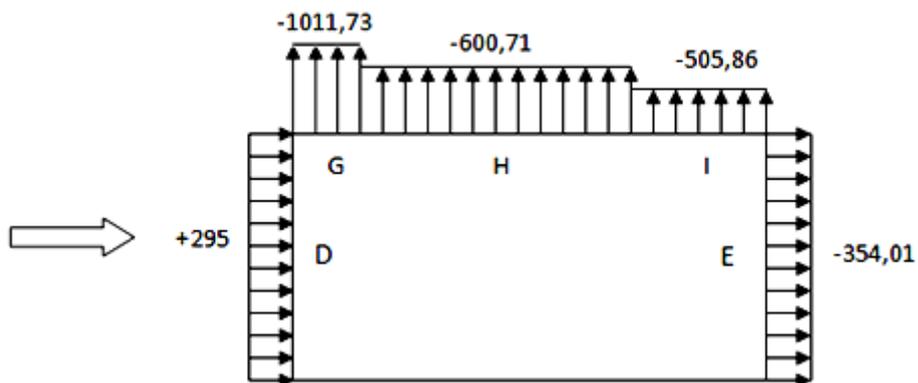


Fig. II.19 : Surpression sur les zones G H I D E (coupe verticale le long de la génératrice de la figure II.13de la page 16)

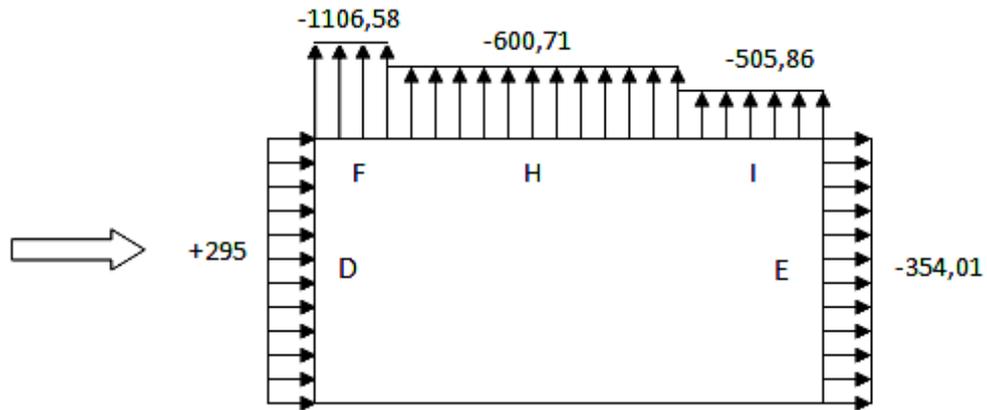


Fig. II.20: Surpression sur les zones F H I D E (coupe verticale en bas du versant revu la figure II.13de la page 16)

b) Vent agit sur la façade pignon secondaire (Dépression intérieure $C_{pi}=-0.15$):

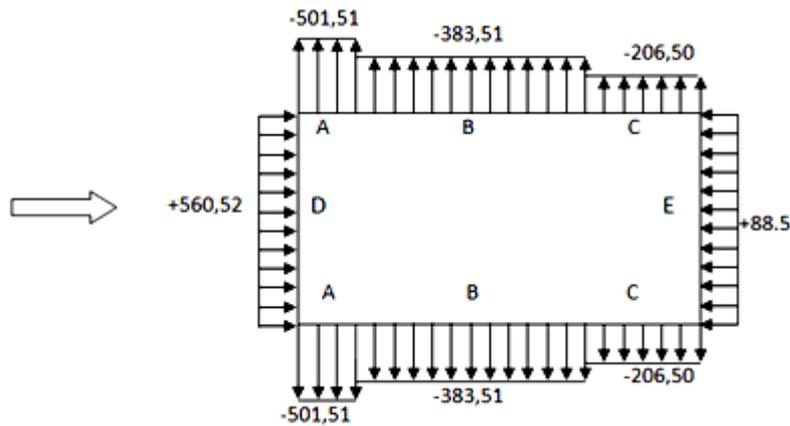


Fig. II.21: Pression sur les zones A B C D E

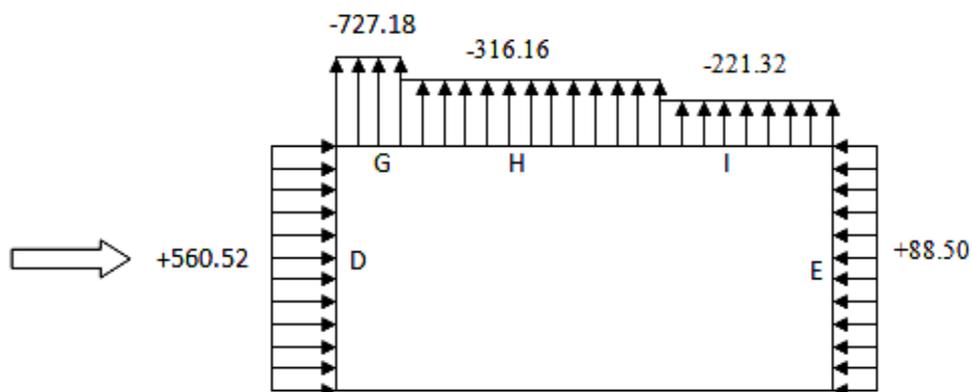


Fig. II.22 : Pression sur les zones G H I D E

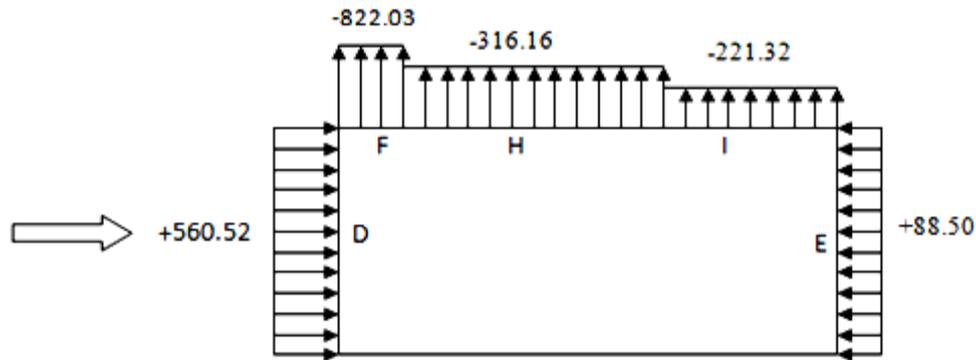


Fig. II.23 : Pression sur les zones F H I D E

I.6-Calcul des forces de frottement :

I.6.1-Calcul de force de frottement due au vent sur le long pan :

Les constructions pour lesquelles les forces de frottement doivent être calculées sont celles pour lesquelles soit le rapport $d/b \geq 3$ ou le rapport $d/h \geq 3$.

Avec : **d** est dimension de la construction parallèle au vent

b est la dimension de la construction perpendiculaire au vent

h est la hauteur totale de la construction

$$h=11.10 \quad b=37.30 \quad d=33.14$$

$$d/b=0.88 < 3 \text{ condition non vérifiée}$$

$$d/h=2.98 < 3 \text{ condition non vérifiée}$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées don $F_{fr}=0$

I.6.2-Calcul de force de frottement due au vent sur le pignon:

$$h=11.10$$

$$b=37.30$$

$$d=33.14$$

$$d/b=1.12 < 3 \text{ condition non vérifiée}$$

$$d/h=3.36 > 3 \text{ condition vérifiée}$$

L'une des deux conditions est vérifiées donc on calcul, la force de frottement pour le cas du vent sur pignon.

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j})$$

$S_{fr, toiture} =$ longueur de l'arc AB * d (tableau 2.2 .chap. II .RNVA99).

$$S_{fr, toiture} = 39 * 37.30 = 1454.7 \text{ m}^2$$

$$S_{fr, paroi} = d * h = 37.30 * 8.25 = 307.72 \text{ m}^2$$

$C_{fr, parois} = 0.04$ (ondulations perpendiculaires au vent).

$C_{fr, toiture} = 0.04$ (ondulations perpendiculaires au vent).

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour la toiture : } q_{dyn} = 694,87 \text{ KN} \\ \text{Pour les parois : } q_{dyn} = 612,37 \text{ KN} \end{array} \right. \quad (\text{TabII.3} \rightarrow \text{page9})$$

$$F_{fr, toiture} = 694,87 * 0,04 * 1454,7 = 40,43 \text{ KN.}$$

$$F_{fr, paroi} = 612,37 * 0,04 * 307,72 = 7,53 \text{ KN.}$$

Direction de vent	Paroi			Toiture		
	d/b	d/h	F _{fr} (KN)	d/b	d/h	F _{fr} (KN)
W3	1.12	3.36	7,53	1.12	3.36	40.43

Tab. II.22: valeurs de la force de frottement.

I.7- Action d'ensemble sur la structure:

La force résultante se décompose en deux forces :

F_w : la force globale horizontale.

F_u : la force globale verticale.

La force résultante est donnée par :

$$R = \sum (q_j \times S_j) + \sum F_{fr,j} \quad [N] \quad (\text{formule 2.9; RNV99}).$$

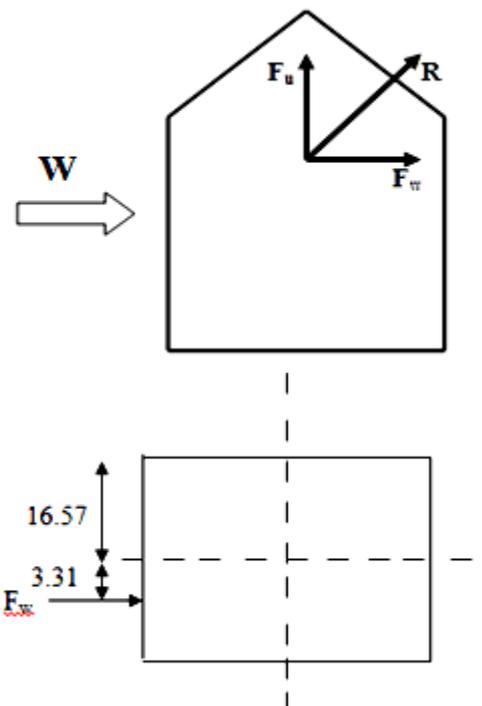
q_j : pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface j.

S : l'air de l'élément de surface j.

$F_{fr,j}$: la force de frottement.

➤ L'excentricité d la force globale horizontale F_w

- Vent perpendiculaire pignon $e = \frac{33.14}{10} = 3.31m$



- Vent perpendiculaire long-pan $e = \frac{37.30}{10} = 3.73m$

➤ Valeur des forces horizontales et verticales (vent sur le pignon avec $C_{pi}=+0,8$):

Zone	Niveau	S_i (m ²)	q_i (KN/m ²)
D	Parois	336.6	0
E		336.6	-0,656
F	Toiture	12.83	-1,422
G		30.45	-1,342
H		173.16	-0,926
I		510.9	-0,831

Tab. II.23 : valeurs des S_i et q_j

Zone	Composante Horizontale (kN)	Composante verticale (kN)
D	$0,0 \times 336, = 0$	0
E	$0,656 \times 336,6 = 220,80$	0
F	0	$12,83 \times 1,422 = 18,24$
G	0	$30,45 \times 1,342 = 40,86$
H	0	$173,16 \times 0,926 = 160,34$
I	0	$510,9 \times 0,831 = 424,55$
F_{fr}	7,53	40,43
Total	228,33KN →	684,42KN ↑

Tab. II.24 : composantes de la force résultante.

II-Action de la neige :

Le règlement (Règle Neige et vent Algérien) définit 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. Il s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

II.1-base de calcul :

➤ La charge de la neige :

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

$$S = \mu \times S_k \quad [\text{kN/m}^2] \quad (\text{RNV99})$$

Où :

- S_k (en kN/m^2) est la charge de neige sur le sol, fonction de l'altitude et de la zone géographique.
 - μ est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.
- **Calcul de S_k :**

Le projet est implanté à KADIRIA (W) BOUIRA qui appartient à la zone A (zone de neige) l'altitude au niveau de la mer $H = 200\text{m}$ donc :

$$S_k = \frac{0,07 \times H + 15}{100} \Rightarrow S_k = 0,29 \text{ kN/m}^2$$

II.2-Neige sur la toiture :

Dans le cas de toitures cylindriques, il convient de considérer les charges de neige uniformes ou asymétriques illustrées par la figure II.28. La disposition de charge à retenir étant celle produisant les effets les plus défavorables. Les toitures cylindriques incluent toutes celles dont la courbure uniforme ou non, n'est pas alterné. La neige est censée pouvoir tomber librement de la toiture (paragraphe 6.3 RVNA 99).

Dans notre projet la toiture a une forme d'une voute qui à la même pente pour les deux côtés. A l'aide de logiciel AutoCAD 2010 on a schématisé le dessin avec précision :

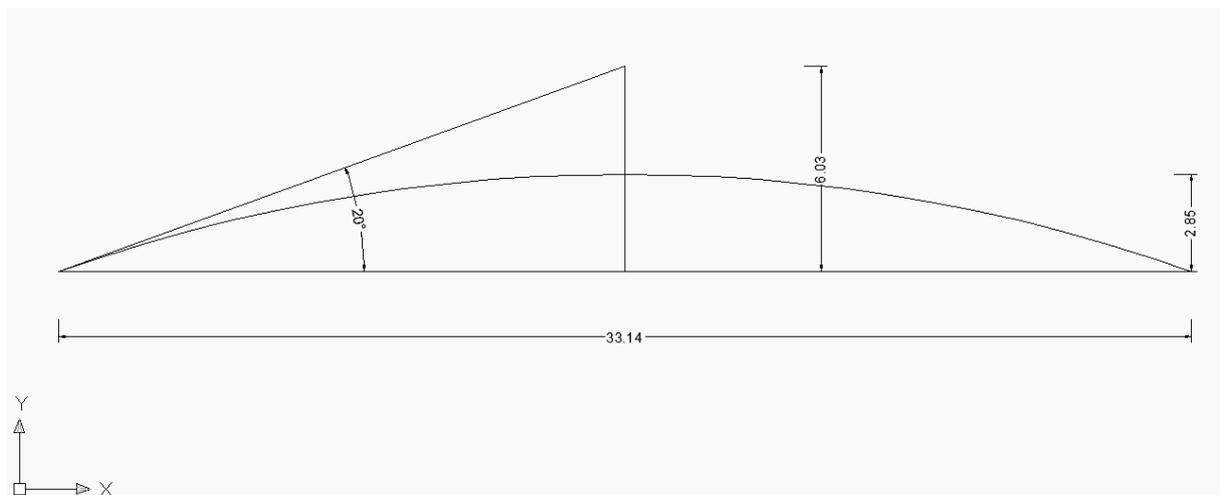


Fig. II.33 : Représentation du versant de la toiture.

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{6,03}{16,57} \Rightarrow \operatorname{tg} \beta = 0,364 \Rightarrow \beta = 20^\circ$$

Les coefficients de forme se calculent comme suit :

$$\beta = 20^\circ < 60^\circ$$

$$\mu_1 = 0,8$$

$$\mu_2 = 0,2 + 10 \cdot h / l$$

h: est la naissance de voute (h=2.85m)

l : est la longueur total de la toiture (l=33.14m)

$$\mu_2 = 0,2 + 10 \cdot 2,85 / 33,14 = 1,05$$

$$\mu_3 = 0,5 \quad \mu_2 = 0,52$$

Donc:

$$S_1 = \mu_1 \cdot S_K = 0,232 \text{ KN/m}^2$$

$$S_2 = \mu_2 \cdot S_K = 0,304 \text{ KN/m}^2$$

$$S_3 = \mu_3 \cdot S_K = 0,150 \text{ KN/m}^2$$

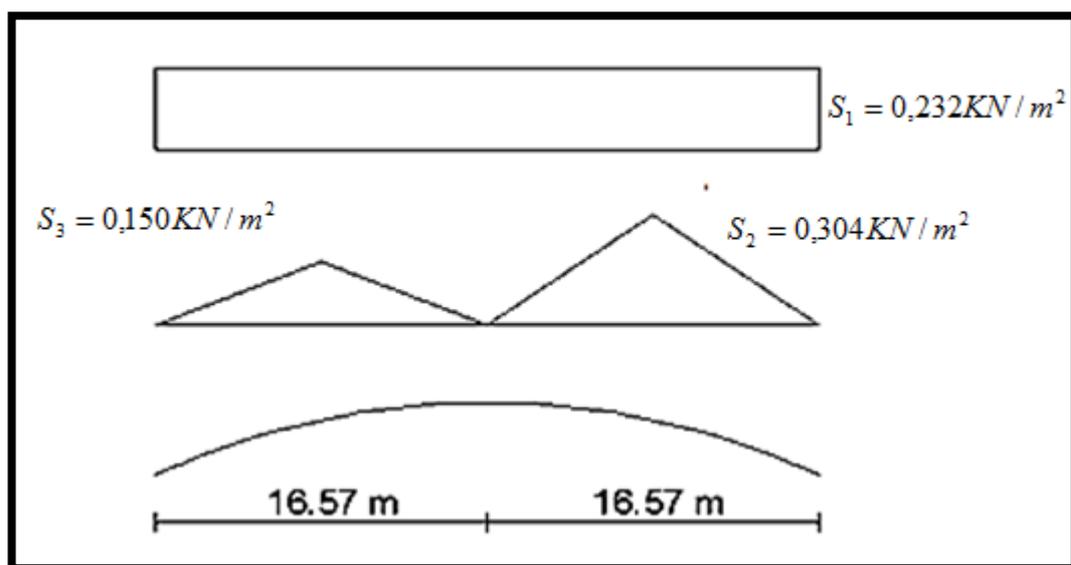


Fig. II.34 : Chargement de la neige sur la toiture.

Pour simplifier les calculs, on suppose le cas le plus défavorable d'un chargement maximal et uniforme correspondant à $S = S_2 = 0.304 \text{ KN/m}^2$.

III-Etude de la variation de la température :

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

La température de montage est prise égale à 20°C .

Donc le gradient de température est :

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

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

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

La longueur de notre ouvrage est de 37 m et ne dépasse pas 50 m. Donc l'effet des gradients thermiques dû à la dilatation empêché peut être négligé.

Chapitre III

Pré

dimensionnement

des éléments

Chapitre III:

Pré dimensionnement des éléments

I- Etude de la couverture et du bardage :

Les panneaux de couverture et de bardage sont des parois qui assurent à la fois :

- la résistance mécanique,
- l'étanchéité à l'air et à l'eau,
- l'isolation thermique et acoustique,
- l'esthétique.

Ils sont réalisés à partir d'éléments nervurés réalisés en acier ou en aluminium. Il existe une grande variété de formes et de coloris (galvanisés ou prélaqués).

Pour notre projet, on utilise des panneaux sandwich et on détermine les caractéristiques à partir de l'annexe (**italpannelli ibérica**) sous forme des tableaux ci-dessous en fonction de la charge appliquée (charge du vent) afin d'estimer leurs poids et l'épaisseur de ces panneaux et l'entraxe entre les pannes et les lisses.

I.1-Etude de la couverture :

On a une charge de **1422.75N/m²** d'après l'étude au vent ce qui nous donne un panneau sandwich de **40mm** d'épaisseur selon le tableau ci-dessous et de poids de **10.05 Kg/m²**(voir l'annexe),et l'entraxe de **2.07**metre les pannes.

Le poids propre relatif aux accessoires est estimé à **3 Kg/m²**

SCHEMA STATIQUE		Deux appuis								
Epaisseur de isolant mm	Charge descendante répartie (daN/m ²)									
	50	75	100	125	150	175	200	250	300	
30	3.88	3.37	3.05	2.83	2.62	2.43	2.28	2.04		
40	4.77	3.88	3.45	3.15	2.9	2.69	2.52	2.24		
50	5.5	4.39	3.85	3.48	3.19	2.96	2.77	2.43		
60	6	4.9	4.25	3.8	3.47	3.22	3.01	2.63	2.34	
80	6	5.9	5.1	4.55	4.15	3.83	3.57	3.2	2.93	
100	6	6	5.88	5.22	4.73	4.35	4.04	3.59	3.18	
120	6	6	6	5.58	5.1	4.73	4.44	3.98	3.64	

Tab.III.1: les portées maximales de la couverture en fonction de la charge appliquée.

I.2-Etude de bardage :

Pour notre cas la charge la plus défavorable est **1062.03 N/m²**, ce qui nous donne un panneau sandwich de **30mm** d'épaisseur selon le tableau ci-dessous et de poids de **8.80Kg/m²**(voir l'annexe)et l'entraxe de **1.50m** entre les lisses.

SCHEMA STATIQUE Deux appuis. Panneaux fixés par 3 vis								
Carges en daN/m ²	Epaisseur du panneau mm							
	30	40	50	60	80	100	120	150
50	2.85	3.47	4.10	4.72	5.75	7.00	8.25	8.05
60	2.61	3.20	3.78	4.37	5.31	6.40	7.49	7.34
80	2.45	3.00	3.54	4.09	4.97	5.93	6.8	6.80
70	2.32	2.84	3.35	3.87	4.69	5.56	6.42	6.36
90	2.21	2.70	3.19	3.68	4.46	5.24	6.02	6.00
100	2.11	2.58	3.05	3.52	4.27	4.98	5.68	5.69
110	2.03	2.47	2.91	3.35	4.11	4.77	5.42	5.42
120	1.96	2.37	2.97	3.20	3.94	4.55	5.16	5.19
130	1.90	2.29	2.68	3.07	3.79	4.37	4.94	4.99
140		2.21	2.58	2.95	3.66	4.20	4.73	4.81
150		2.14	2.49	2.84	3.53	4.04	4.55	4.64
175		1.99	2.30	2.61	3.28	3.72	4.16	4.30
200		1.87	2.14	2.42	3.07	3.46	3.87	4.02

Tab.III.2: les portées maximales de bardage en fonction de la charge appliquée.

II-Etude des pannes :

II.1-Définition :

Les pannes sont des éléments qui ont pour fonction de supporter la couverture. Elles sont disposées parallèlement à la ligne de faitage, dans les plans des versants. Elles sont calculées en flexion déviée, sous l'effet des charges permanentes et d'exploitation et des charges climatiques.

Données de calcul : Dans notre structure on a un seul type de pannes à étudier.

- Toiture en arc avec une pente de calcul de 20°.
- La plus grand portée de la panne est : L=5.33m.
- Espacement entre deux pannes suivant le versant e=2.07m.
- Le nombre des travées est : 07 travées.

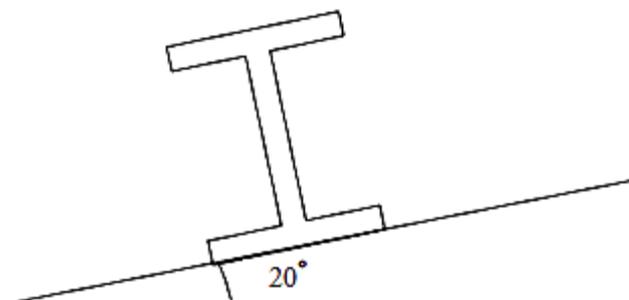


Fig.III.1 : La pente de calcul.

La panne peut être calculée comme une poutre continue à deux travées de 5.33m de longueur, ou isostatique à une seule travée.

II.2- Détermination des charges et surcharges :

a) Les charges permanentes :

- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs).....10.05 kg /m²
- Poids propre d'accessoires d'attache.....3 kg / m²
- Poids propre des pannes.....12 kg / ml

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

e : espacement entre les pannes e =2.07m

1,25 est le coefficient de continuité des panneaux de couverture.

$$G = \left[(10.05 + 3) \times \left(\frac{2.07}{\cos 20^\circ} \right) \right] \times 1,25 + 12 = 47,93 \text{ Kg / ml}$$

$$G = 0,479 \text{ KN / ml}$$

b) Surcharge d'entretien P :

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

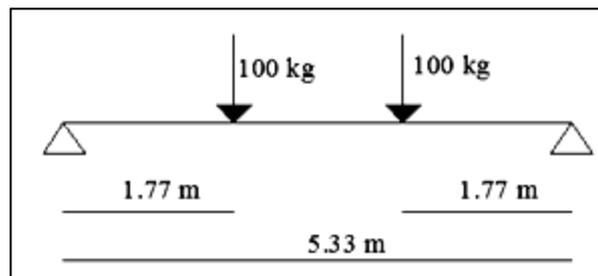


Fig.III.2 : Schéma statique sous charge d'entretien.

$$M_{\max} = 100 \times 1,77 = 177 \text{ kg.m} = 1,77 \text{ kn.m}$$

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

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

$$P_{eq} = \frac{8}{3} \times \frac{P}{l} = \frac{8}{3} \times \frac{100}{5,33}$$

$$P_{eq} = 50,03 \text{ kg / ml}$$

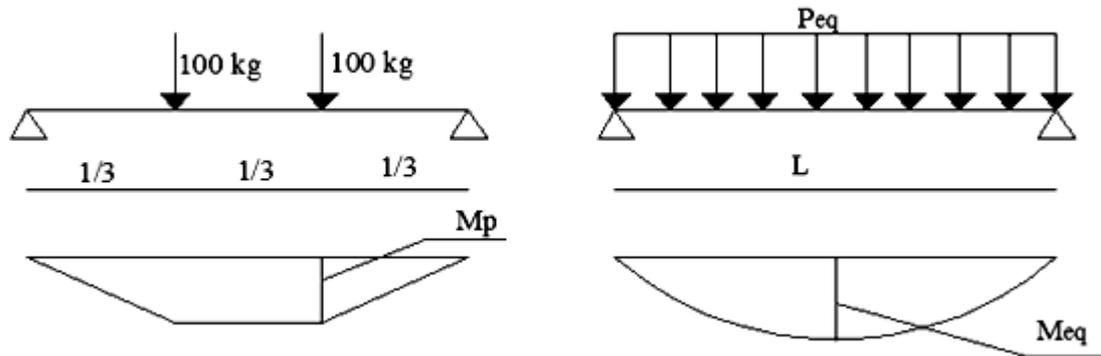


Fig.III.3 : Moment due à la charge d'entretien.

c) Surcharge climatique due au vent :

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent sur le pignon avec $C_{pi} = +0,8$ chargée en zone F

$$W = -1.422 \text{ KN/m}^2 \text{ (page 20)}$$

$$W = -1.422 \times 2.10 \times 1,25 = -3,732 \text{ KN / ml}$$

d) Surcharge climatique de la neige :

La panne la plus sollicitée est celle située à 4.875m de la clé de la voute.

$$S = 0.304 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 0.304 \times 2.10 = 0.638 \text{ KN/ml}$$

II.3- Combinaisons de charge les plus défavorables:

- **Les charges et surcharges appliquées:**

$$G = 0,479 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 0.500 \text{ KN/ml}$$

$$W = -3,732 \text{ KN/ml}$$

$$S = 0.638 \text{ KN/ml}$$

- **Décomposition de charges:**

➤ **Suivant l'axe Z-Z**

$$G_{zz} = G \cos \alpha = 0,479 \cos 20 = 0,450 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{zz} = Q \cos \alpha = 0.500 \cos 20 = 0,469 \text{ KN/ml}$$

$$W_{zz} = -3,732 \text{ KN/ml}$$

$$S_{zz} = S \cos \alpha = 0.638 \cos 20 = 0,547 \text{ KN/ml}$$

➤ **Suivant l'axe Y-Y**

$$G_{yy} = G \cdot \sin \alpha = 0,479 \sin 20 = 0,163 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{yy} = Q \cdot \sin \alpha = 0.500 \sin 20 = 0,171 \text{ KN/ml}$$

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

$$S_{yy} = S \cdot \sin \alpha = 0.638 \sin 20 = 0,199 \text{ KN/ml}$$

II.4- Combinaisons d'actions :

Remarque : les charges d'entretien ne se combinent pas avec les charges climatiques (vent et neige) d'après le DTR B.C.2.2 Art7.3.

- **ELU**

➤ **Axe Z-Z:**

$$G_{z \min} + 1,5 \cdot W = 0,450 - 1,5 \times 3,732 = \underline{-5,14 \text{ KN/ml}}$$

$$1,35 \cdot G_{z, \max} + 1,5 \cdot S_z = 1,35 \times 0,45 + 1,5 \times 0,547 = \underline{1,428 \text{ KN/ml}}$$

$$1,35 \cdot G_{z, \max} + 1,5 \cdot Q_z = 1,35 \times 0,45 + 1,5 \times 0,469 = 1,311 \text{ KN/ml}$$

➤ **Axe Y-Y :**

$$1,35 \cdot G_{y, \max} + 1,5 \cdot S_y = 1,35 \times 0,163 + 1,5 \times 0,199 = \underline{0,518 \text{ KN/ml}}$$

$$1,35 \cdot G_{y, \max} + 1,5 \cdot Q_y = 1,35 \times 0,163 + 1,5 \times 0,171 = 0,476 \text{ KN/ml}$$

- **ELS**

➤ **Axe Z-Z**

$$G_z + W = 0,450 - 3,732 = \underline{-3,282 \text{ KN/ml}}$$

$$G_z + S_z = 0,450 + 0,547 = 0,997 \text{ KN/ml}$$

$$G_z + Q_z = 0,45 + 0,469 = 0,919 \text{ KN/ml}$$

➤ **Axe Y-Y :**

$$G_y + S_y = 0,163 + 0,199 = \underline{0,362 \text{ KN/ml}}$$

$$G_y + Q_y = 0,163 + 0,171 = 0,334 \text{ KN/ml}$$

II.5- Pré dimensionnement :

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

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{EI} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{533}{200} = 2.665 \text{ cm}$$

Suivant l'axe Z-Z :

$$I_y \geq \frac{5}{2.665 \times 384} \frac{q_s \times l^4}{E} = \frac{5 \times 3,282 \times 533^4 \times 10^{-1}}{2,665 \times 384 \times 2,1 \times 10^5} = 616,26 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit **IPE160**.

Ses caractéristiques sont :

$$\begin{cases} I_y = 869,3 \text{ cm}^4 \\ I_z = 68,28 \text{ cm}^4 \\ A = 20,10 \text{ cm}^2 \\ H = 16 \text{ cm} \\ G = 15,8 \text{ Kg / ml} \end{cases}$$

Le poids propre réel G :

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

$$G = \left[(10,05 + 3) \times \left(\frac{2,07}{\cos 20^\circ} \right) \right] \times 1,25 + 15,8 = 51,73 \text{ Kg / ml}$$

$$G = 0,517 \text{ KN/ml}$$

$$G_z = 0,517 \cos 20 = 0,485 \text{ KN/ml}$$

$$G_y = 0,517 \sin 20 = 0,176 \text{ KN/ml}$$

II.6- Dimensionnement des pannes :

Les pannes sont dimensionnées pour satisfaire les conditions suivantes :

- Condition de la flèche.
- Condition de résistance.

II.6.1- Les combinaisons de calcul :

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

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 1,35 \times 0,485 + 1,5 \times 0,469 = 1,358 \text{ KN / ml} \\ q_y = 1,35 \times 0,176 + 1,5 \times 0,171 = 0,494 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

$$(2) \quad q_z = G_z + 1,5W$$

$$\Rightarrow \quad q_z = 0,485 - 1,5 \times 3,732 = -5,113$$

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

$$\Rightarrow \quad \begin{cases} q_z = 1,35 \times 0,485 + 1,5 \times 0,547 = 1,475 \text{ KN/ml} \\ q_y = 1,35 \times 0,176 + 1,5 \times 0,199 = 0,536 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

II.6.2- Détermination des sollicitations :

- **Moments :**

- **Sous le vent :**

$$\text{Axe Y-Y } M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{5,14 \times 5,33^2}{8} = 18,25 \text{ KN.m}$$

- **Sous charge d'exploitation :**

$$\text{Axe Y-Y } M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{1,358 \times 5,33^2}{8} = 4,822 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Z-Z } M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,494 \times 5,33^2}{8} = 1,754 \text{ KN.m}$$

- **Sous charge de la neige :**

$$\text{Axe Y-Y } M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{1,475 \times 5,33^2}{8} = 5,237 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Z-Z } M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,536 \times 5,33^2}{8} = 1,903 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant :**

- Effort tranchant due au vent : $V_{wz} = \frac{ql}{2} = \frac{-5,14 \times 5,33}{2} = -13,69 \text{ KN}$

- Effort tranchant due à la neige : $V_s = \frac{ql}{2} = \frac{1,475 \times 5,33}{2} = 3,930 \text{ KN}$

- Effort tranchant due au poids propre : $V_G = \frac{ql}{2} = \frac{0,485 \times 5,33}{2} = 1,292 \text{ KN}$

- Effort tranchant due aux charges d'exploitations : $V_Q = 1 \cdot \cos 20 = 0,939 \text{ KN}$

II.6.3- 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 : $V_z < V_{pk}$

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

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 : $V_z = 13,69 \text{ KN} < V_{plz} = 119,14 \text{ KN}$ Vérifiée.

b) Vérification au déversement :

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

L'IPE et de classe 01 (solicité en flexion simple) $\rightarrow \beta_w = 1$

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.

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

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

$L = 533 \text{ cm}$;

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

$$\begin{cases} Z_a = -8\text{cm} & \text{coordonnée du point d'application de la charge } W \\ Z_s = 0 & \text{coordonnée du centre de cisaillement} \\ Z_j = Z_s = 0 & \text{section doublement symétrique EC3 Art F.1.1} \end{cases}$$

- L'axe z-z est orienté suivant la semelle tendue et l'axe Z_a suivant la semelle comprimée.

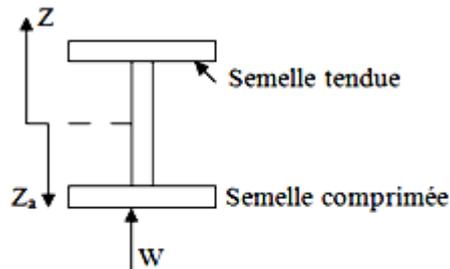


Fig.III.4: L'orientation de l'axe z et z_a

$$Z_g = Z_a - Z_s = -8\text{cm sous le vent.}$$

$$\text{Pour un IPE160: } I_t = 3.60 \text{ cm}^4, \quad I_w = 3960 \text{ cm}^6$$

➤ **Sous le vent :**

$$M_{cr} = \frac{1,132 \times 3,14^2 \times 2,1 \times 68,28}{(1 \times 5,33)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{0,396}{68,28} + \frac{(5,33)^2 \times 0,4 \times 3,60}{3,14^2 \times 68,28} + (0,459 \times (-0,08) - 0)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0,459 \times (-0,08) - 0) \right\}$$

$$M_{cr} = 16,74 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 123,9 \times 10^{-6} \times 235}{16,74 \times 10^{-3}}} = 1,31$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1,31 > 0,4 \text{ Donc il y a risque de divergence}$$

$$\text{Pour un IPE160 : } h=160\text{mm ; } b=82\text{mm ; } t_f=7.4\text{mm}$$

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{160}{82} = 1,95 > 1,2 \\ t_f = 7,4\text{mm} < 40\text{mm} \end{cases}$$

$$\text{Courbe (a)} \rightarrow \chi_{LT} = 0,470$$

$$M_{sdy} = 18,25 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} \leq 0,470 \times 1 \times \frac{123,9 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 26,46 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd_y} = 18,25 \text{ KN.m} < 26,46 \text{ KN.m} \quad \text{Vérfiée}$$

c) **Condition de résistance :**

$$\text{La condition à vérifier est : } \left(\frac{M_y}{M_{pl.y}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl.z}} \right)^\beta \leq 1 \quad \text{EC03 Art 5.4.8.1(11)}$$

$$\text{Pour les sections en I et H : } \alpha=2 \text{ et } \beta=5n \geq 1 \text{ tel que } n = \frac{N_{sd}}{N_{pl.Rd}} = 0$$

(effort normale $N_{sd}=0$) $\rightarrow \beta=1$

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

➤ **Sous le vent :**

$$\left(\frac{18,25}{29,11} \right)^2 = 0,393 \leq 1 \quad \text{Vérfiée.}$$

➤ **Sous charge d'exploitation :**

$$M_y = 4,822 \text{ KN.m} \quad (\text{page 40})$$

$$M_z = 1,754 \text{ KN.m} \quad (\text{page 40})$$

$$\left(\frac{4,822}{29,11} \right)^2 + \left(\frac{1,754}{6,13} \right)^1 = 0,313 \leq 1 \quad \text{Vérfiée.}$$

➤ **Sous charge de la neige :**

$$M_y = 5,237 \text{ KN.m} \quad (\text{page 40})$$

$$M_z = 1,903 \text{ KN.m} \quad (\text{page 40})$$

$$\left(\frac{5,237}{29,11} \right)^2 + \left(\frac{1,903}{6,13} \right)^1 = 0,34 \leq 1 \quad \text{Vérfiée.}$$

II.6.4- Vérification à L'ELS :

a) **Combinaisons de calcul :**

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

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 0,485 + 0,469 = 0,954 \text{ KN} \\ q_y = 0,176 + 0,163 = 0,339 \text{ KN} \end{cases}$$

$$(2) \quad \begin{cases} q_z = G_z + W_z \\ \Rightarrow q_z = 0,485 + (-3,732) = -3,247 \text{ KN} \end{cases}$$

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

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 0,485 + 0,547 = 1,032 \text{ KN} \\ q_y = 0,176 + 0,199 = 0,375 \text{ KN} \end{cases}$$

b) Calcul de la flèche :

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{q_z L^4}{EI_y} \leq \frac{L}{200} \quad f_y = \frac{5}{384} \frac{q_y L^4}{EI_z} \leq \frac{L}{200}$$

- Suivant l'axe Z-Z :

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{3,247 \times (5.33)^4}{869,3 \times 2,1} \times 10^2 = 1,86 \text{ cm} < \frac{L}{200} = 2,665 \text{ cm} \quad \text{Vérfiée}$$

- Suivant l'axe Y-Y :

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{0,375 \times (2.665)^4}{68,28 \times 2,1} \times 10^2 = 0,171 \text{ cm} < \frac{L}{200} = 1,33 \text{ cm} \quad \text{Vérfiée}$$

Donc on choisit pour toutes les pannes un **IPE160**.

III-Calcul des liernes :

III.1- Introduction :

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

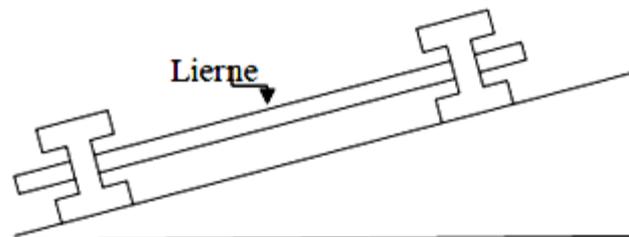


Fig. III.5: présentation du lierne

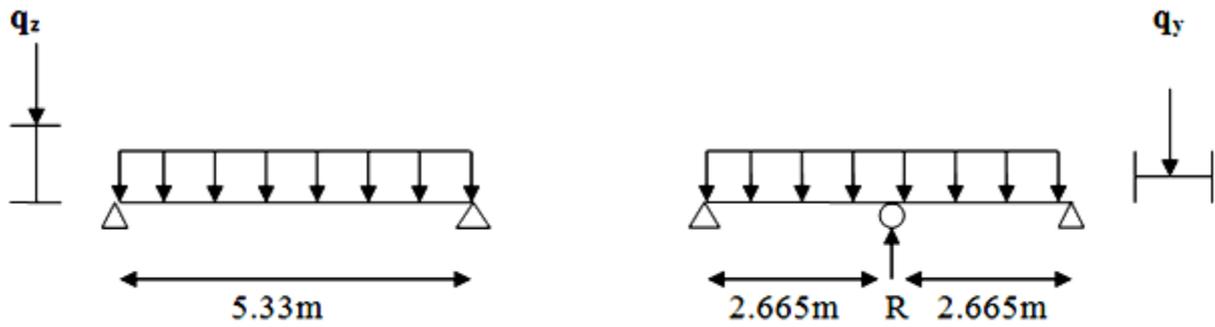


Fig. III.6 : les schémas statiques

III.2 Effort de traction :

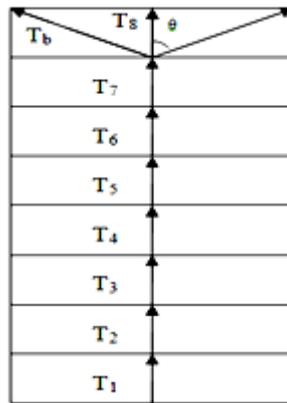


Fig. III.7: représentation des efforts

$$T_i = N_{tsdi} = (2i - 1) \frac{R}{2}$$

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

n : nombre de lierne (8 liernes de chaque cote)

$$N_{t, \max} = \max (T_7, T_b)$$

T_b : effort de traction de brettèle

$$R = 1.25 \times q_y \times \frac{L}{2}$$

$$R = 1.25 \times 0.224 \times \frac{5.33}{2} = 0,746KN$$

$$T_7 = N_{tsdi} = (2 \times 7 - 1) \frac{R}{2} = 13 \times \frac{R}{2}$$

$$T_7 = 13 \times \frac{0,746}{2} = 4.849KN$$

$$R + T_b = \frac{T_8}{\cos \theta}$$

Avec $\theta = \text{Artg } 2.665/2.10 = 51.76^\circ$

$$T_8 = (2 \times 8 - 1) \frac{R}{2} = 5.595 \text{ KN}$$

$$R + T_b = \frac{5.595}{\cos 51.76} = 4.519 \text{ KN}$$

$$T_b = 4.519 - 0.746 = 3.773 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = \max (T_7 = 4.849, T_b = 3.773)$$

$$T_{\max} = 4.849 \text{ KN}$$



Pour les éléments sollicités en traction axiale, la valeur de calcul N_{sd} de l'effort de traction dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition suivante :

$$N_{sd} \leq N_{tsd}$$

N_{tsd} : la résistance de calcul de la section à la traction.

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

$$A = \frac{\pi \phi^2}{4}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times N_{sd} \times \gamma_{m0}}{\pi \times f_y}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 4.849 \times 1}{3.14 \times 0.235}}$$

$$\phi \geq 5.12 \text{ mm}$$

On va choisir un $\text{Ø}8$ pour les liernes des pannes

IV-Calcul de l'échantignolle :

IV.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).

IV.2- Dimensionnement de l'échantignolle :

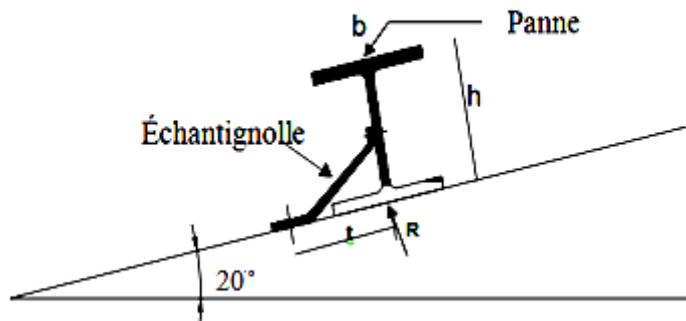


Fig. III.8: Echantignole.

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

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

$$\text{Pour un IPE160} \Rightarrow \begin{cases} b = 8,2\text{cm} \\ h = 16\text{cm} \end{cases}$$

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

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

➤ Principe de dimensionnement :

On doit vérifier les 2 cas :

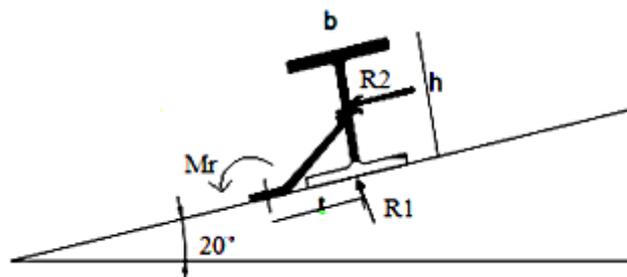


Fig. III.9 : les schémas statiques.

$$M_r = R_1 \cdot t + R_2 \cdot (h/2)$$

M_r : moment de renversement

R_1 : charge suivant l'axe z-z

R_2 : charge suivant l'axe y-y

1^{er} Cas : chargement plus défavorable suivant l'axe y-y (q_y^{\max})

$$q_y^{\max} = 0,536 \text{ KN / ml}$$

$$q_z = 1,475 \text{ KN / ml}$$

$$R_1 = \frac{q_z \cdot l}{2} = \frac{1,475 \times 5,33}{2} = 3,930 \text{ KN}$$

$$R_2 = 0,375 \frac{q_y \cdot l}{2} = 0,375 \times \frac{0,536 \times 5,33}{2} = 0,535 \text{ KN}$$

$$M_r(1) = 3,93 \times 10 + 0,535 \times \frac{16}{2} = 43,58 \text{ KN.cm}$$

2^{eme} Cas: chargement plus défavorable suivant l'axe z-z (q_z^{\max})

$$q_z^{\max} = -5,113 \text{ KN / ml}$$

$$q_y = 0,176 \text{ KN / ml}$$

$$R_1 = \frac{q_z \cdot l}{2} = \frac{5,113 \times 5,33}{2} = 13,62 \text{ KN} \quad R_2 = 0,375 \frac{q_y \cdot l}{2} = 0,375 \frac{0,176 \times 5,33}{2} = 0,175 \text{ KN}$$

$$M_r(2) = 13,62 \times 10 + 0,175 \times \frac{16}{2} = 137,60 \text{ KN.cm}$$

$$M_r = \max (M_r (1); M_r (2))$$

$$M_r = 137,60 \text{ KN.cm}$$

$$e \geq \sqrt{\frac{6 \times M_r}{f_y \times b}} = \sqrt{\frac{6 \times 137,60}{23,5 \times 8,2}} = 2,006 \text{ cm}$$

$$e \geq 2,006 \text{ cm}$$

On va prendre une valeur de $e=20$ mm.

V-Calcul des lisses de bardage du pignon:

V.1- Introduction :

Les lisses sont constituées des poutrelles (IPE ; UAP) ou des profiles minces formés à froid, disposées horizontalement. Elles portent sur les poteaux ou éventuellement des potelets intermédiaires.

L'entraxe des lisses est déterminé par la portée admissible de bardage. Pour notre cas on travaille avec des panneaux sandwichs.

V.2-Evaluation des charges et surcharges :

a)Les charges permanentes (perpendiculaires à l'âme):

- Poids propre de bardage (panneaux sandwichs).....8.80 kg /m² (voir l'étude de bardage page 35)
- Poids propre d'accessoires d'attache3 kg / m²
- Poids propre de la lisse.....12 kg / ml

$$G = [(P_{bardage} + P_{accessoire}) \times e] + P_{lisse}$$

e : espacement entre les lisses e = 1,50m

$$G = [(8,80 + 3) \times 1,50] + 12 = 29,70 \text{ Kg / ml}$$

$$G = 0,297 \text{ KN / ml}$$

b) Surcharge climatique dû au vent (dans le plan de l'âme) :

La lisse la plus sollicitée est celle exposée au vent sur le pignon avec

$C_{pi} = +0,8$ chargée en zone A.

$$W = -1,05 \text{ KN/m}^2$$

$$W = -1,05 \times 1,50 = -1,575 \text{ KN / ml}$$

V.3- Combinaisons d'actions :

➤ELU

$$q_{g,u} = 1,35 \times G = 1,35 \times 0,297 = 0,400 \text{ KN / ml}$$

$$q_{w,u} = 1,5 \times W = 1,5 \times (-1,575) = -2,362 \text{ KN / ml}$$

➤ELS

$$q_{g,s} = 0,297 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$q_{w,s} = -1,575 \text{ KN} / \text{ml}$$

V.4- Pré dimensionnement :

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

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{q_{w,s} \cdot l^4}{EI_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{621}{200} = 3,105 \text{ cm}$$

Suivant l'axe y-y :

$$I_y \geq \frac{5}{3.105 \times 384} \frac{W \times l^4}{E} = \frac{5 \times 1,575 \times 621^4 \times 10^{-1}}{3,105 \times 384 \times 2,1 \times 10^5} = 468,49 \text{ cm}^4$$

On choisit **IPE 140**.

$$\text{Ses caractéristiques sont : } \begin{cases} I_y = 541,2 \text{ cm}^4 \\ I_z = 44,90 \text{ cm}^4 \\ A = 16,40 \text{ m}^2 \\ h = 14 \text{ cm} \\ G = 12,9 \text{ Kg} / \text{ml} \end{cases}$$

Le poids propre réel G :

$$G = [(8,80 + 3) \times 1,50] + 12,9 = 30,6 \text{ Kg} / \text{ml}$$

V.5- Dimensionnement des lisses :

V.5.1- Les combinaisons de calcul :

$$q_y = 1,35 \times G = 1,35 \times 0,306 = 0,413 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$q_z = 1,5 \times W = 1,5 \times (-1,575) = -2,362 \text{ KN} / \text{ml}$$

V.5.2- Détermination des sollicitations :

- Moments :

- Sous le vent :

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{2,362 \times 6,21^2}{8} = 11,38 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = 0 \text{ KN.m}$$

➤ **Sous poids propre :**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = 0 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0.413 \times 3.105^2}{8} = 0.497 \text{ KN.m}$$

V.5.3- Vérification de la résistance des lisses :**a) Condition de résistance :**

La condition à vérifier est :

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

Avec :

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

➤ **Sous le vent :**

$$\left(\frac{11.386}{20.75} \right)^2 + \left(\frac{0}{4.51} \right)^1 = 0,301 \leq 1 \quad \text{Vérfiée.}$$

➤ **Sous poids propre :**

$$\left(\frac{0}{20.75} \right)^2 + \left(\frac{0,497}{4.51} \right)^1 = 0,110 \leq 1 \quad \text{Vérfiée.}$$

➤ **Sous charge verticale et vent :**

$$\left(\frac{11.386}{20.75} \right)^2 + \left(\frac{0,497}{4.51} \right)^1 = 0,411 \leq 1 \quad \text{Vérfiée.}$$

b) Vérification au déversement :

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

$$\beta_w = 1 \Rightarrow \text{section de classe 01}$$

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.

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

K et K_w : les facteurs de longueur effective avec :

$$K=1 \text{ appui simple} \quad K_w=1 \quad L=310.5 \text{ cm}$$

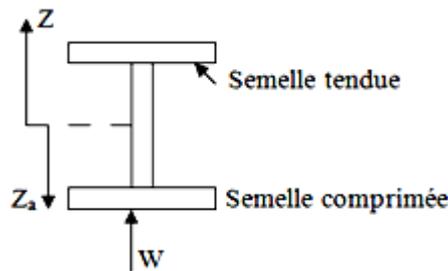


Fig.III.10 :L'orientation de l'axe z

➤ L'axe z-z est orienté suivant la semelle tendue

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

$$\begin{cases} Z_a = -7 \text{ cm} & \text{coordonnée du point d'application de la charge} \\ Z_s = 0 & \text{coordonnée du centre de cisaillement} \\ Z_j = Z_s = 0 & \text{(section symétrique)} \end{cases}$$

$$Z_g = Z_a - Z_s = -7 \text{ cm sous le vent.}$$

$$\text{Pour un IPE140 : } I_t = 2.45 \text{ cm}^4 \quad , \quad I_w = 1980 \text{ cm}^6$$

➤ **Sous le vent :**

$$M_{cr} = \frac{1,132 \times 3,14^2 \times 2,1 \times 44,90}{(1 \times 3,105)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{0,198}{44,90} + \frac{3,105^2 \times 0,4 \times 2,45}{3,14^2 \times 44,90} + (0,459 \times (-0,07) - 0)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0,459 \times (-0,07) - 0) \right\}$$

$$M_{cr} = 21.37 \text{ KN.m}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 88.3 \times 10^{-6} \times 235}{21.37 \times 10^{-3}}} = 0,985$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = 0,985 > 0.4 \text{ Donc il y a risque de diversement}$$

Profilé laminé ; $\alpha = 0,21$;

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

$$\chi_{LT} = 0,680$$

$$M_{sdy} = 11.38 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} \leq 0.680 \times 1 \times \frac{88.3 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 12.82 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 11.38 \text{ KN.m} < 12.82 \text{ KN.m} \quad \text{Vérfiée.}$$

V.5.4- Vérification à L'ELS :

a) Combinaisons de calcul :

$$q_y = G = 0.306 \text{ KN / ml}$$

$$q_z = W = -1.575 \text{ KN / ml}$$

b) Calcul de la flèche :

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{q_z \cdot l^4}{EI_y} \leq \frac{L}{200} \quad f_y = \frac{5}{384} \frac{q_y \cdot l^4}{EI_z} \leq \frac{L}{200}$$

• Suivant l'axe Z-Z :

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{1.575 \times (6.21)^4}{541.2 \times 2,1} \times 10^2 = 2.68 \text{ cm} < \frac{L}{200} = 3.01 \text{ cm} \quad \text{Vérfiée}$$

• Suivant l'axe Y-Y :

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{0.297 \times (3.105)^4}{44.90 \times 2.1} = 0.38 \text{ cm} < \frac{L}{200} = 1.55 \text{ cm} \quad \text{Vérfiée}$$

Donc on choisit pour toutes les lisses un **IPE140**.

V.6- Calcul des liernes :

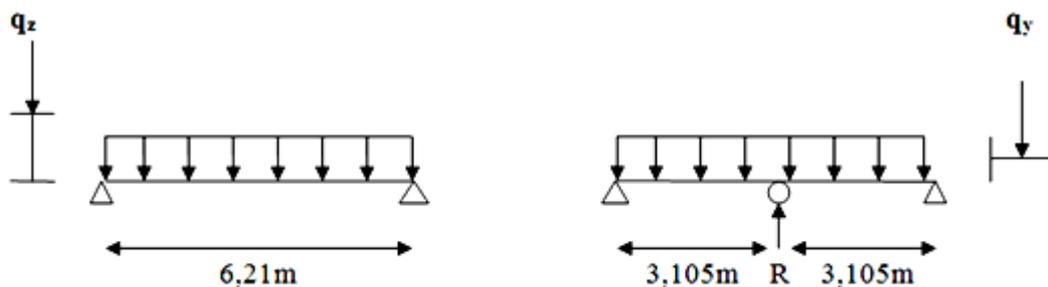


Fig. III.11 : les schémas statiques.

V.6.1 Effort de traction :

$$T_i = N_{tsdi} = (2i - 1) \frac{R}{2}$$

n : nombre de lierne.

$$N_{t, \max} = \max (T_4, T_b)$$

T_b : effort de traction de brettèle

$$T_4 = N_{tsdi} = (2 \times 4 - 1) \frac{R}{2} = 7 \times \frac{R}{2}$$

$$R = 1.25 \times q_y \times \frac{L}{2}$$

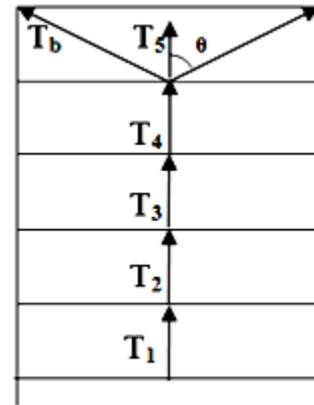


Fig. III.12 : représentation des efforts.

$$R = 1.25 \times 0,413 \times \frac{6,21}{2} = 1,60 \text{ KN}$$

$$T_4 = 7 \times \frac{1,60}{2} = 5,61 \text{ KN}$$

$$T_b = \frac{T_5}{\cos \theta}$$

Avec $\theta = \text{Artg } 3,105/1,5 = 64,21^\circ$

$$T_5 = (2 \times 5 - 1) \frac{R}{2} = 6,40 \text{ KN}$$

$$T_b = \frac{6,40}{\cos 64,21} = 7,35 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = \max (T_4 = 5,61 ; T_b = 7,35)$$

$$T_{\max} = 7,35 \text{ KN}$$

Pour les éléments sollicités en traction axiale, la valeur de calcul N_{sd} de l'effort de traction dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition suivant :

$$N_{sd} \leq N_{tsd}$$

N_{tsd} : la résistance de calcul de la section a la traction.

$$N_{tsd} = A \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \quad A = \frac{\pi \phi^2}{4}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times N_{sd} \times \gamma_{m0}}{\pi \times f_y}} \quad \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 7,35 \times 1}{3,14 \times 0,235}} \quad \phi \geq 6,31 \text{ mm}$$

On va choisir un $\text{Ø}8$ pour les liernes des lisses.

VI-Calcul des fermes:

VI.1- Introduction :

Les fermes jouent un rôle de poutre (poutres maitresses) d'une toiture en charpente métallique, constituées par des barres assemblées entre elles formant des triangles, elles sont composées:

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

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

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

➤ Le schéma statique de la ferme à étudier:

La ferme a une longueur de 32,516m 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.

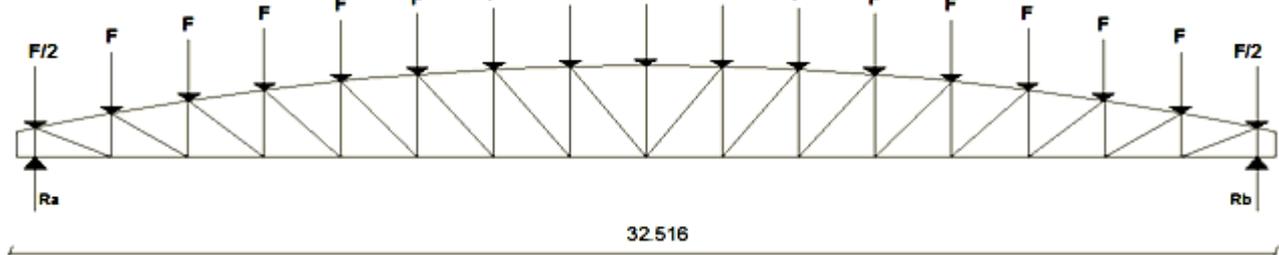


Fig.III.13 : Schéma statique de la ferme.

VI.2- Détermination des forces revenantes à la ferme :

On a des fermes sous forme d'un arc de 32,516 de longueur supportent 17 pannes. L'écartement horizontal des pannes est de 2.07m (L'entre axes 2,10 m)

L'entre axe des fermes est de 5,33 m

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

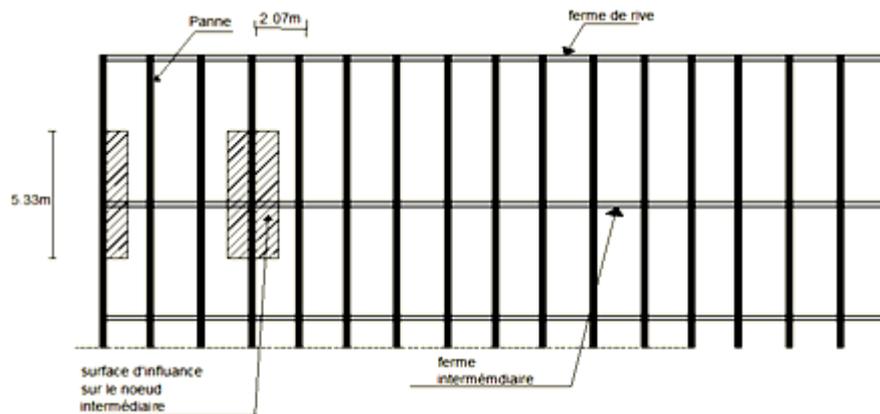
VI.2.1- Calcul des charges revenant a chaque nœud :

Fig.III.14 : Surface afférente des nœuds.

a) Nœud intermédiaire :

$$A=2,10 \times 5,33 = 11,193 \text{m}^2$$

- **Poids propre**

- La couverture (les panneaux sandwich) + accessoires de pose.... $0,1305 \times 11,193 = 1,460 \text{KN}$
- La panne (IPE 160)..... $0,158 \times 5,33 = 0,842 \text{KN}$
- Les contreventements (la moyenne des contreventements pour les halls est de 3 à 5 Kg/m²) $0,04 \times 11,193 = 0,447 \text{KN}$
- TOTAL.....**2,749KN**

- **Surcharges climatiques**

- 1) **Surcharges du vent :**

La zone la plus chargée est F dont $C_{pi} = +0,8$

$$q_j = -1,422 \text{KN/m}^2$$

$$W = q_j \times A = (-1,422) \times 11,193 = -15,91 \text{KN}$$

- 2) **Surcharges de la neige**

$$S_{\max} = 0,278 \text{ KN/m}^2$$

La surface revenant à chaque nœud est de $11,193 \text{ m}^2$

$$\text{Donc } S = 0,278 \times 11,193 = 3,111 \text{ KN}$$

b) Nœud de rive :

$$A = (1.64 \times 5.33) / 2 + 0.23 \times 5.33 = 5.596 \text{ m}^2$$

• **Poids propre**

- Couverture (les pan sandwich) + acc de pose..... $0,1305 \times 5,596 = 0,730 \text{ KN}$
- La panne (IPE 160)..... $0,158 \times 5,33 = 0,842 \text{ KN}$
- Contreventements (la moyenne est 3 à 5 Kg/m²) $0,04 \times 5,596 = 0,223 \text{ KN}$
- TOTAL..... **1,795 KN**

• **Surcharges du vent**

$$W = q_i \times A = (-1,422) \times 5,596 = -7,95 \text{ KN}$$

• **Surcharges de la neige**

$$S = 0,278 \times 5,596 = 1,555 \text{ KN}$$

VI.3- Calcul des forces selon les combinaisons de charges :

a) Nœud intermédiaire :

- **Soulèvement**

$$F = G + 1,5W = 2,749 + 1,5(-15,91) = -21,116 \text{ KN}$$

- **Neige**

$$F = 1,35G + 1,5S = 1,35 \times 2,749 + 1,5 \times 3,111 = 8,377 \text{ KN}$$

b) Nœud de rive :

- **Soulèvement**

$$F = G + 1,5W = 1,795 + 1,5(-7,95) = -10,130 \text{ KN}$$

- **Neige**

$$F = 1,35G + 1,5S = 1,35 \times 1,795 + 1,5 \times 1,555 = 4,755 \text{ KN}$$

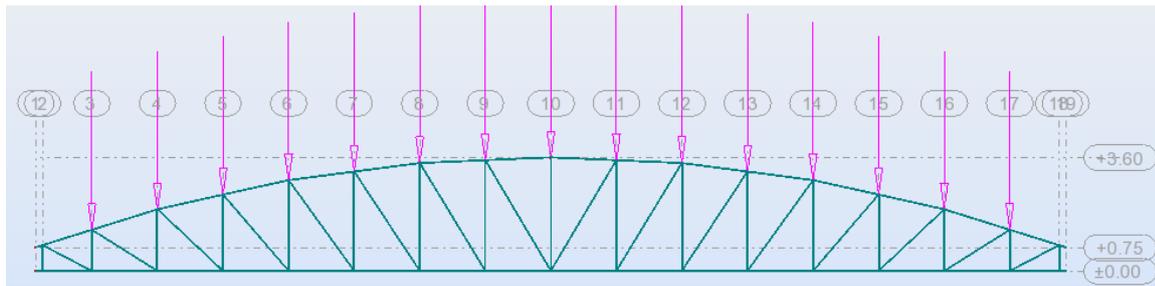


Fig.III.15 : modélisation de la ferme sur robot 2012

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

ELEMENTS	Compression(-)	traction (+)
Membrures supérieure	-347.68	137.97
Membrures inférieure	-398.47	158.12
Diagonales	-115.16	290.19
Montants	-56.90	22.58

Tab.III.3: Les efforts max dans les éléments de la ferme de versant gauche.

VI.4- Pré dimensionnement des éléments :

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

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max} \quad \gamma_{m0} = 1$$

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

VI.4.1- Membrane supérieure :

$$N^{\max} = 347.68 \text{ KN}$$

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

$$\gamma_{m0} = 1$$

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

$$A \geq \frac{347.68}{23,5} = 14.79 \text{ cm}^2$$

Soit 2L (70×70×7) de section $A_s = 18.80\text{cm}^2$

VI.4.2- Membrure inférieure :

$$N^{\max} = 398.47\text{KN}$$

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

$$A \geq \frac{398.47 \times 1}{23,5} = 16.95\text{cm}^2$$

Soit 2L (70×70×7) de section $A_s = 18.80\text{cm}^2$

VI.4.3- Diagonale :

$$N^{\max} = 290.19\text{KN}$$

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

$$A \geq \frac{290.19 \times 1}{23,5} = 12.34\text{cm}^2$$

Soit 2L (60×60×6) de section $A_s = 13.82\text{cm}^2$

VI.4.4- Les montants :

$$N^{\max} = 56.90\text{KN}$$

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

$$A \geq \frac{56.90 \times 1}{23,5} = 2.42\text{cm}^2$$

Soit 2L (30×30×3) de section $A_s = 3.48\text{cm}^2$

VI.5- Vérification des éléments comprimés au flambement :

VI.5.1- Membrures supérieure :

$$N^{\max} = -347.68\text{KN} \text{ (-) pour la compression}$$

$$l_k = 210\text{cm}$$

$$2L(70 \times 70 \times 7) \Rightarrow A = 18.80\text{cm}^2$$

$$I_z = 2[I_\beta + A_c \times \Delta^2]$$

I_β : I_z d'une seule cornière.

A_c : aire d'une seule cornière.

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 42.3 = 84.6 \text{ cm}^4 ; I_\alpha : I_y \text{ d'une seule cornière}$$

$$I_z = 2 \left[42.3 + 9.40(1.97 + 0.4)^2 \right] = 190.19 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{84.6}{18.80}} = 2.12 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{190.19}{18.80}} = 3.18 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{0.9l_k}{i_y} = \frac{189}{2.12} = 89.15$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{l_k}{i_z} = \frac{210}{3.18} = 64.41$$

$$\bar{\lambda} = \left[\beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / M_{cr} \right]^{0.5} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0.5} \quad \text{avec } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi \left[E / f_y \right]^{0.5} = 93.9 \varepsilon$$

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

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{89.15}{93.9} \right] = 0.949$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{64.41}{93.9} \right] = 0.685$$

$$\bar{\lambda}_y = 0.949 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = 0.685 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min}

$$\Phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

EC3 Art 5.5.1.2

courbe (c) $\rightarrow \alpha = 0,49$

$$\Phi = 0,5 \left[1 + 0,49(0.949 - 0,2) + 0.949^2 \right] = 1.133$$

$$\Phi = 0,5 \left[1 + 0,49(0.685 - 0,2) + 0.685^2 \right] = 0.853$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi + \left[\Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{1.133 + \left[1.133^2 - 0.949^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 1.42$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + \left[\Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{0.853 + \left[0.853^2 - 0.685^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0.73$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0.73$$

$$N_{crd} = \chi_{\min} \cdot \beta_w \cdot A \cdot \frac{f}{\gamma_{m1}} \quad \text{EC3 Art 5.5.1.1}$$

$$N_{crd} = 0.73 \times 1 \times 18.80 \times \frac{23.5}{1.1} = 293.19 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 347.68 \text{ KN} > N_{crd} = 293.19 \text{ KN} \quad \text{Non vérifiée}$$

On augmente la section des cornières à **2L (90×90×9)**

$$2L(90 \times 90 \times 9) \Rightarrow A = 31.0 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 231.66 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 499.95 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{231.66}{31}} = 2.73 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{499.95}{31}} = 4.01 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 69.23$$

$$\lambda_z = 52.36$$

$$\bar{\lambda}_y = 0.737 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = 0.557 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

$$\Phi_y = 0.903$$

$$\Phi_z = 0.742$$

$$\chi_y = 0.701$$

$$\chi_z = 0.811$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0.701$$

$$N_{crd} = 0.701 \times 1 \times 31.0 \times \frac{23.5}{1.1} = 464.25 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 347.68 \text{ KN} < N_{crd} = 464.25 \text{ KN}$$

Vérifiée

VI.5.2- Membres inférieures :

$$N^{\max} = -398.47 \text{ KN}$$

$$l_k = 207 \text{ cm}$$

$$2L(70 \times 70 \times 7) \Rightarrow A = 18.80 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 42.30 = 84.6 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2 \left[42.30 + 9.40(1.97 + 0.4)^2 \right] = 190.19 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{84.6}{18.80}} = 2.12 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{190.19}{18.80}} = 3.18 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{186.3}{2.12} = 87.87$$

$$\lambda_z = \frac{207}{3.18} = 65.09$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{87.87}{93.9} \right] = 0.935 > 0.2$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{65.09}{93.9} \right] = 0.693 > 0.2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Détermination de χ_{\min}

On détermine χ à partir de l'abaque courbe (C) de l'ECOCODE 3

$$\chi_y = 0.579$$

$$\chi_z = 0.730$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0.579$$

$$N_{crd} = 0.579 \times 1 \times 18.8 \times \frac{23.5}{1.1} = 232.54 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 398.47 \text{ KN} > N_{crd} = 232.54 \text{ KN}$$

Non Vérifiée

On augmente la section des cornières à **2L (90×90×9)**

$$2L(90 \times 90 \times 9) \Rightarrow A = 31.0 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 231.66 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 499.95 \text{ cm}^4$$

$$i_y = 2.73 \text{ cm}$$

$$i_z = 4.01 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 68.24$$

$$\lambda_z = 51.62$$

$$\bar{\lambda}_y = 0.726 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = 0.549 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

$$\Phi_y = 0.892$$

$$\Phi_z = 0.736$$

$$\chi_y = 0.709$$

$$\chi_z = 0.815$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0.709$$

$$N_{crd} = 0.709 \times 1 \times 31.0 \times \frac{23.5}{1.1} = 469.55 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 398.47 \text{ KN} < N_{crd} = 469.55 \text{ KN}$$

Vérifiée

VI.5.3- La diagonale :

$$N^{\max} = -115.16 \text{ KN (-) pour la compression}$$

$$l_k = 175 \text{ cm}$$

$$2L(60 \times 60 \times 6) \Rightarrow A = 13.82 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 22.79 = 45.58 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2 \left[22.79 + 6.91(1.69 + 0,4)^2 \right] = 105.94 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{45.58}{13.82}} = 1.81 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{105.94}{13.82}} = 2.76 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{141}{1.81} = 77.34$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{175}{2.76} = 63.40$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{77.34}{93.9} \right] = 0.823 > 0.2$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{63.4}{93.9} \right] = 0.675 > 0.2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min}

$$\chi_y = 0.648$$

$$\chi_z = 0.740$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0.648$$

$$N_{crd} = 0.648 \times 1 \times 13.82 \times \frac{23.5}{1.1} = 191.31 \text{KN}$$

$$N_{sd} = 115.16 \text{KN} < N_{crd} = 191.31 \text{KN}$$

Vérifiée

VI.5.4- Le montant :

$$N^{\max} = -56.90 \text{KN} (-) \text{ pour la compression}$$

$$l_k = 360 \text{cm}$$

$$2L(30 \times 30 \times 3) \Rightarrow A = 3.48 \text{cm}^2$$

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 1.40 = 2.80 \text{cm}^4 ; I_\alpha : I_y \text{ d'une seule cornière}$$

$$I_z = 2 \left[1.40 + 1.74(0.84 + 0.4)^2 \right] = 8.15 \text{cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{2.8}{3.48}} = 0.896 \text{cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{8.15}{3.48}} = 1.53 \text{cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{0.8 \times 360}{0.896} = 321.428$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{360}{1.53} = 235.29$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{321.42}{93,9} \right] = 3.423 > 0.2$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{235.29}{93,9} \right] = 2.505 > 0.2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min}

$$\chi_y = 0.074$$

$$\chi_z = 0.132$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0.074$$

$$N_{crd} = 0.074 \times 1 \times 3.48 \times \frac{23,5}{1,1} = 5.50 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 56.90 \text{ KN} > N_{crd} = 5.50 \text{ KN} \quad \text{non vérifiée}$$

On augmente la section des cornières à **2L (60×60×6)**

$$2L(60 \times 60 \times 6) \Rightarrow A = 13.82 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 45.58 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 105.94 \text{ cm}^4$$

$$i_y = 1.81 \text{ cm}$$

$$i_z = 2.76 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 159.11$$

$$\lambda_z = 130.43$$

$$\bar{\lambda}_y = 1.694 > 0.2$$

$$\bar{\lambda}_z = 1.389 > 0.2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min}

$$\chi_y = 0.259$$

$$\chi_z = 0.353$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0.259$$

$$N_{crd} = 0.259 \times 1 \times 13.82 \times \frac{23,5}{1,1} = 76.35 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 56.90 \text{ KN} < N_{crd} = 76.35 \text{ KN}$$

Vérifiée

VI.6 Vérification avec son poids propre réel :

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

ELEMENTS	(-)	(+)
Membrures supérieure	-367.00	145.64
Membrures inférieure	-353.76	140.38
Diagonales	-99.25	250.12
Montants	-50.98	20.23

Tab.III.4: Les efforts max dans les éléments de la ferme avec son poids propre réel.

- Vérification des éléments comprimés au flambement :

On vérifie directement les nouvelles résultats avec les résultats précédentes.

- Membrures supérieure :

$$N_{sd} = 367.00KN < N_{crd} = 464.25KN \quad \text{vérifiée}$$

- Membrures inférieures :

$$N_{sd} = 353.76KN < N_{crd} = 469.55KN \quad \text{vérifiée}$$

- La diagonale :

$$N_{sd} = 99.25KN < N_{crd} = 191.31KN \quad \text{vérifiée}$$

- Le montant :

$$N_{sd} = 50.98KN < N_{crd} = 76.35KN \quad \text{vérifiée}$$

On garde les mêmes cornières puisque tous les résultats sont vérifiés.

VI.7-Conclusion : Les sections choisies sont données dans le tableau suivant :

Eléments	Section choisie
Membrures supérieures	2L (90×90×9)
Membrures inférieures	2L (90×90×9)
Les diagonales	2L (60×60×6)
Les montants	2L (60×60×6)

Tab.III.5: Les sections de la ferme choisies pour le versant gauche.

VII-Calcul des potelets :

VII.1 Introduction :

Les potelets sont le plus souvent des profils 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 et de la hauteur de la construction.

Ils sont considérés comme articulés dans les deux extrémités.

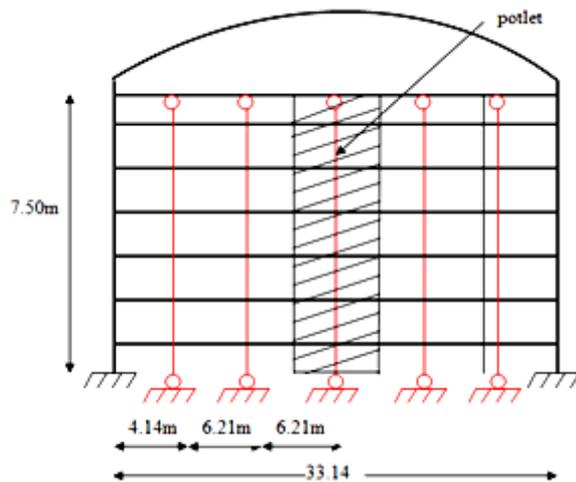


Fig.III.16 : schéma statique des potelets.

VII.2- Calcul des charges et surcharge revenants au potelet le plus chargé :

VII.2.1-charges permanentes G :(verticale concentrée)

Bardage (panneau sandwich)	8,80kg/m ²
Poids propre de la lisse (IPE140).....	12, 9kg/ml
Accessoires de pose	3kg/m ²

La longueur de la lisse et de : L=6,21m, et le nombre des lisses supporter par le potelet N=6lisses.

La surface tributaire revenant au potelet le plus chargé : S= 6,21×7,50=46,57m²

L'entraxe des potelets e_{max}=6,21m

$$G= (12,9 \times 6 \times 6,21) + (8,80+3) \times 6,21 \times 7,50= 1030,23daN$$

VII.2.2 Surcharge climatique W :

Vent.....93,36kg/m²

$$W=93,36 \times 6,21=579,76daN/ml$$

VII.3- Dimensionnement du potelet :

Sous la condition de flèche :

$$W=579,76\text{daN/ml}$$

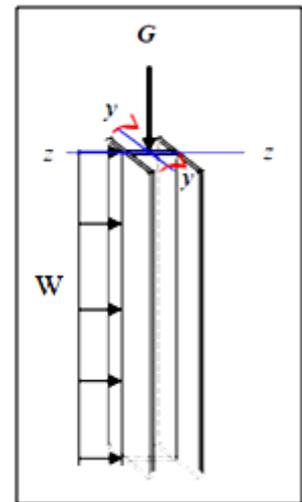
$$Q_{z.sd} = 1,5 \times W = 869,64\text{daN/ml}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{V \cdot l^4}{E \cdot I} \leq f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$I_y \geq \frac{10^3 \times 579,76 \times 10^{-2} \times 750^3}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 3033,06\text{cm}^4$$

Soit un **IPE 240**

$$\left\{ \begin{array}{l} I_y = 3891,6\text{cm}^4 \\ I_z \geq 283,58\text{cm}^4 \\ A = 39,1\text{cm}^2 \\ h = 24\text{cm} \\ G = 30,7\text{Kg/ml} \end{array} \right.$$

**VII.3.1-Vérification de la section a la résistance :**

$$M_{y.sd} \leq M_{c.Rd}$$

Ou $M_{c.Rd}$ est le moment résistant qui dépend de la classe de la section.

$$M_{c.Rd} = M_{ply.Rd} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$M_{c.Rd} = 366,6 \times \frac{2350 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 7831,90\text{daN.m}$$

$$M_{Y.sd} = \frac{Q_{z.sd} \cdot l^2}{8}$$

$$M_{Y.sd} = \frac{869,64 \times (7,5)^2}{8} = 6114,65\text{daN.m}$$

$$M_{Y.sd} = 6114,65\text{daN.m} \leq M_{ply.Rd} = 7831,90\text{daN.m} \quad \text{OK}$$

Pour une section comprenant des semelles :

Si $N_{Sd} \leq \text{Min}(0,25N_{pl.Rd}, 0,5A_w \frac{f_y}{\gamma_{M0}})$ il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{Sd} = 1,35 \times G = 1,35 \times 1030,23 = 1390,81 \text{ daN}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{39,1 \cdot 2350}{1,1} = 83531,81 \text{ daN}$$

$$0,25 \cdot N_{pl.Rd} = 20882,95 \text{ daN}$$

$$A_w = A - 2 \cdot b \cdot t_f = 15,58 \text{ cm}^2$$

$$0,5 A_w \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 16642,27 \text{ daN}$$

$$N_{Sd} = 1390,81 \text{ daN} < \min(20882,95; 16642,27) = 16642,27 \text{ daN}$$

Donc pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

VII.3.2 Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

Flexion composée avec risque de flambement

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y.Sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1$$

Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_Z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y.Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} \leq 1$$

Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement χ_{\min}

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

Flambement par rapport à l'axe fort **y-y** (dans le plan du portique) :

α : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donne par le tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3.

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y}$$

$$\lambda_y = \frac{750}{9,97} = 75,22$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5} \bar{\lambda}_y = \frac{75,22}{93,9} \times 1 = 0,801$$

Courbe de flambement : (tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3.)

$$h/b = 240/120 = 2 > 1,2$$

Axe de flambement **y-y** \longrightarrow courbe de flambement a ; $\alpha = 0,21$

$$\chi_y = 0,796$$

Flambement par rapport à l'axe faible **z-z** (hors du plan de portique)

$$\lambda_z = \frac{150}{2,69} = 55,76$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{55,76}{93,9} \times 1 = 0,593$$

Axe de flambement **z-z** \longrightarrow courbe de flambement b ; $\alpha = 0,34$

$$\chi_z = 0,842$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0,796; 0,842) = 0,796$$

Calcul de l'élanement réduit vis-à-vis de déversement $\bar{\lambda}_{LT}$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(C_1)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{l_z}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{150}{2,69}}{(1,132)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{150}{2,69}}{\frac{24}{0,98}} \right)^2 \right]^{0,25}} = 49,47$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5} = 0,526$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,526 > 0,4 \longrightarrow \text{Il y a risque de déversement}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,21(0,526 - 0,2) + 0,526^2 \right] = 0,672$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \left[\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]^{0,5}} = 0,91$$

$$\chi_{LT} = 0,91 < 1$$

Calcul de coefficient k :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\mu_y = 0,526(2 \times 1,3 - 4) + \frac{366,6 - 324,3}{324,3} = -0,605$$

Avec $\mu_y \leq 0,9$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y}$$

$$k_y = 1 - \frac{-0,605 \times 1390,81}{0,796 \times 39,1 \times 2350} = 1,011 \quad \text{Avec } k_y \leq 1,5$$

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

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 0,593 \times 1,3 - 0,15 = -0,034 < 0,9$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y}$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{-0,034 \times 1390,81}{0,842 \times 39,1 \times 2350} = 1$$

$$M_{y.sd} = \frac{1,5 W l^2}{8}$$

$$M_{y.sd} = \frac{1,5 \times 579,76 \times 7,5^2}{8} = 6114,65 \text{ daN.m}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{39,1 \times 2350}{1,1} = 83531,81 daN$$

$$M_{ply.Rd} = 366,6 \times \frac{2350 \times 10^{-2}}{1,1} = 7831,90 daN.m$$

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y.Sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1$$

$$\frac{1390,81}{0,796 \times 83531,81} + \frac{1,011 \times 6114,65}{7831,90} = 0,81 \leq 1 \quad \text{OK}$$

Vérification au déversement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_Z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y.Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} \leq 1$$

$$\frac{1390,81}{0,796 \times 83531,81} + \frac{1 \times 6114,65}{0,91 \times 7831,90} = 0,87 \leq 1 \quad \text{OK}$$

La section **IPE 240** est adéquate.

Chapitre IV

Calcul des contreventements

Chapitre IV :

Calcul des contreventements

I-introduction:

Les contreventements sont des dispositifs conçus pour reprendre les efforts du vent et sismique dans la structure et les transmettre au sol. Ils sont disposés sous toiture, dans les plans des versants (poutre au vent), et en façade (palées de stabilité).

II-Calcul des contreventements de toiture (Poutre au vent):

La poutre au vent sera calculée comme une poutre en treillis sur deux appuis chargée par des forces horizontales dues au vent.

Remarque:

1. Les diagonales comprimées ne sont pas prises en compte lors de la détermination des efforts dans les barres du moment qu'ils flambent au moindre effort.
2. Le problème est ramené à un calcul isostatique et pour déterminer ces efforts, on utilise la méthode des sections.

II.1-Evaluation des efforts horizontaux:

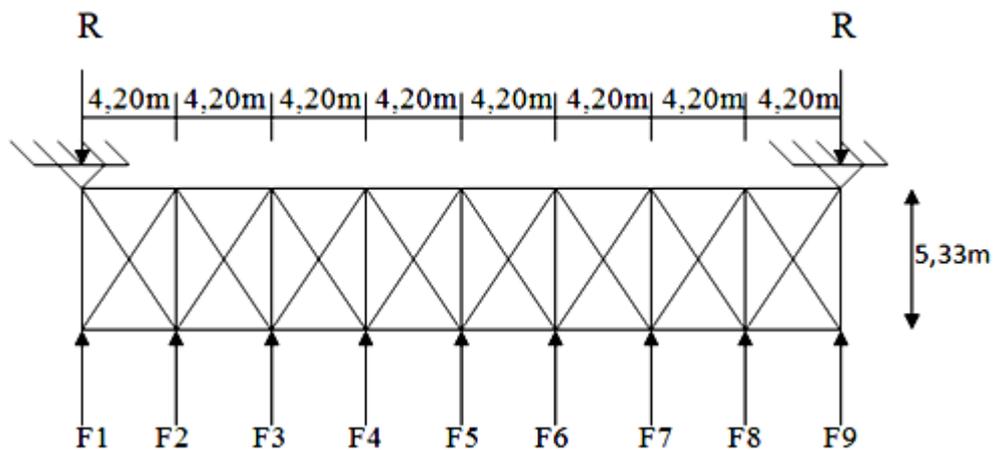


Fig. IV.1 : les efforts horizontaux agissant sur la poutre en vent.

$$F_1 = \left(V \times \frac{h_1 \times b}{2 \times 16} \right) + \frac{F_{fr}}{16}$$
$$F_2 = \left(V \times \frac{h_2 \times b}{2 \times 8} \right) + \frac{F_{fr}}{8}$$

h_1 : la hauteur de F_1

h_2 : la hauteur de F_2

b : longueur de portique

F_{fr} : La force d'entraînement au niveau de la toiture

V_e : La pression due au vent

Dans notre projet nous avons :

$$W=56,05 \text{ daN/m}^2 b=33,14 \text{ m } F_{fr}=4043 \text{ daN}$$

$$F_1 = F_9 = \left(56,05 \times \frac{8,25}{2} \times \frac{33,14}{16} \right) + \frac{4043}{16} = 731,57 \text{ daN}$$

$$F_2 = F_8 = \left(56,05 \times \frac{8,966}{2} \times \frac{33,14}{8} \right) + \frac{4043}{8} = 1546,26 \text{ daN}$$

$$F_3 = F_7 = \left(56,05 \times \frac{9,811}{2} \times \frac{33,14}{8} \right) + \frac{4043}{8} = 1644,36 \text{ daN}$$

$$F_4 = F_6 = \left(56,05 \times \frac{10,312}{2} \times \frac{33,14}{8} \right) + \frac{4043}{8} = 1702,53 \text{ daN}$$

$$F_5 = \left(56,05 \times \frac{10,768}{2} \times \frac{33,14}{8} \right) + \frac{4043}{8} = 1755,47 \text{ daN}$$

II.2 Effort de traction dans les diagonales :

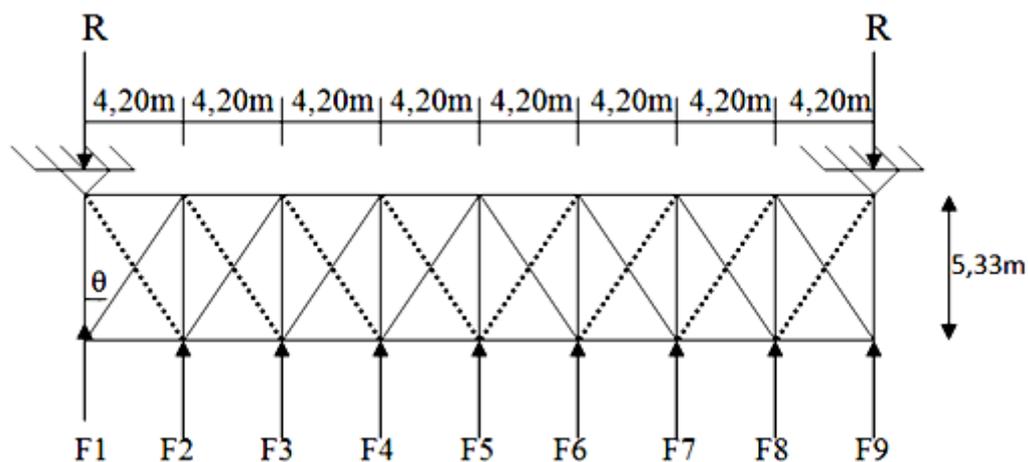


Fig. IV.2 : les diagonales tendues.

- La diagonale la plus sollicitée en traction est celle proche de l'appui
- L'effort de traction Max :

$$F_d = \frac{R - F_1}{\cos \alpha}$$

Avec

$$R = \frac{F_1 + F_2 + \dots + F_9}{2}$$

$$R = 6502,45 \text{ daN}$$

$$\tan \theta = \frac{4,20}{5,33} \Rightarrow \theta = \arctg \frac{4,20}{5,33} = 38,23^\circ$$

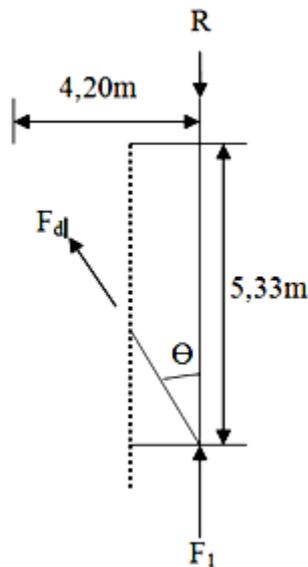


Fig.IV.3 : présentations des forces sur le nœud de rive.

$$F_d = \frac{R - F_1}{\cos \theta} = \frac{6502,45 - 731,57}{\cos 38,23^\circ} = 7346,45 \text{ daN}$$

L'effort de traction max :

$$N_{sd} = 1,5 \times F_d = 11019,67 \text{ daN} = 110,19 \text{ KN}$$

II.3-Dimensionnement de la diagonale :

Calcul de la section brute A

$$N_{Sd} \leq N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{N_{Sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{110,19 \times 1}{23,5} = 4,68 \text{ cm}^2$$

➤ Soit une cornière a ailes égales **L70x70x7** (A=9,40cm²)

III-Calcul de la poutre sablière:

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

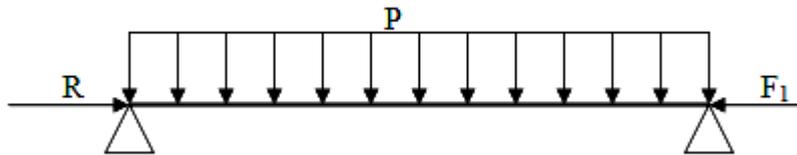


Fig. IV.4 : Schéma statique de la poutre sablière.

La poutre sablière de rive reçoit la réaction de poutre au vent de pignon calculé précédemment et l'effort F_1 .

$$\left. \begin{array}{l} R = 65,02 \text{ KN} \\ F_1 = 7,31 \text{ KN} \end{array} \right\} \Rightarrow N = R - F_1 = 57,70 \text{ KN}$$

III.1-Pré dimensionnement :

$$\text{Compression seule : } A \geq \frac{N \times \gamma_{mo}}{f_y} = \frac{1,5 \times 57,70 \times 1}{23,5} = 3,68 \text{ cm}^2$$

On opte pour un **HEA120** dont $A=25,3 \text{ cm}^2$ avec **P=0,199KN/ml**.

III.2-Vérification de la résistance de la poutre sablière :

a) **Vérification au flambement :**

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{533}{3,02} = 176,49 \Rightarrow \overline{\lambda}_z = \frac{176,49}{93,9 \times \varepsilon} = 1,88$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{533}{4,89} = 108,99 \Rightarrow \overline{\lambda}_y = \frac{108,99}{93,9 \times \varepsilon} = 1,16$$

$$\overline{\lambda}_{\max} = 1,88 > 0,2$$

Donc il y a lieu de tenir compte du risque de flambement.

b) Vérification au déversement sous le poids propre :

➤ Le moment critique de déversement

$$C_1 = 1,132 \quad , \quad C_2 = 0,459 \quad , \quad C_3 = 0,525 \quad (\text{chargement uniformément repartir})$$

$$K=K_w=1 \quad \begin{cases} Z_s = 0 & \text{section doublement symétrique EC3 figure F.1.1} \\ Z_j = 0 & \text{section doublement symétrique EC3 Art F.1.1} \end{cases}$$

$$Z_g = Z_a - Z_s = -6\text{cm} \quad (\text{le chargement est sur la semelle tendue})$$

$$I_z = 230,9 \text{ cm}^4 \quad , \quad I_t = 5,99 \text{ cm}^4 \quad , \quad I_w = 6470 \text{ cm}^6$$

$$M_{cr} = \frac{1,132 \times 3,14^2 \times 2,1 \times 230,9}{(1 \times 5,33)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{0,6470}{230,9} + \frac{(5,33)^2 \times 0,4 \times 5,99}{3,14^2 \times 230,9} + (0,459 \times (-0,06) - 0)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0,459 \times (-0,06) - 0) \right\}$$

$$M_{cr} = 40,09 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul de l'élanement critique

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1 \times 119,5 \times 10^{-6} \times 235}{40,09 \times 10^{-3}}} = 0,836$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = 0,836 > 0,4 \text{ Donc il y a risque de déversement}$$

D'où la vérification à la résistance se fait en flexion bi axiale plus l'effort normal en tenant compte du risque de flambement et de déversement.

c) Calcul des coefficients réducteurs :

- selon l'axe Z-Z la courbe de correspondant est C ($\alpha=0.49$)

$$\overline{\lambda}_{\max} = 1,88 \Rightarrow \chi_{\min} = 0,218$$

- selon l'axe Y-Y la courbe correspondant est b ($\alpha=0.34$)

$$\overline{\lambda}_{\min} = 1,16 \Rightarrow \chi_y = 0,500$$

$$\bullet \quad \overline{\lambda}_{LT} = 0,836 \Rightarrow \chi_{LT} = 0,778$$

$$K_{LT} = 1 - \left[\mu_{LT} \times \frac{N}{\chi_z \times A \times f_y} \right]$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \overline{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0,15$$

$$\beta_{MLT} = 1,8 - 0,7\psi = 1,8$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 1,88 \times 1,8 - 0,15 = 0,357$$

$$N_{sd} = 1,5 \times N = 86,55 \text{ KN}$$

$$K_{LT} = 1 - \left[0,357 \times \frac{86,55}{0,218 \times 25,3 \times 23,5} \right] = 0,761$$

d) Vérification de la condition de résistance :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_{LT} \times M_{y.sd}}{\chi_{LT} \times \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad \text{EC3 Art5.5.4(2)}$$

$$M_{y.sd} = \frac{1,35 \times G \times l^2}{8} = 0,954 \text{ KN.m}$$

$$\frac{86,55}{0,218 \times \frac{25,3 \times 23,5}{1,1}} + \frac{0,761 \times 0,954}{0,778 \times \frac{119,5 \times 23,5}{1,1}} = 0,73 \leq 1 \quad \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

e) Vérification à l'effort normal :

$$\text{Il faut vérifier si : } N > \text{Min} \begin{cases} 0,25 N_{pl} \\ 0,5 A_w \times f_y \end{cases}$$

Avec :

$$A_w = 8,5 \text{ cm}^2 \quad (\text{section de l'âme})$$

$$N = 86,55 \text{ KN} < \text{Min} \left(0,25 \frac{25,3 \times 23,5}{1,1} ; 0,5 \times 8,5 \times 23,5 \right) = 99,90 \text{ KN}$$

$$M_{y.sd} = 0,954 \text{ KN.m} < M_N = M_{ply} = 25,52 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

La section **HEA 120** est adéquate pour les poutres sablières.

IV. Calcul de la palée de stabilité en long pans:

IV.1-Définition :

Une palée de stabilité est un élément de structure inscrit dans un plan vertical et capable de s'opposer à une force horizontale parallèle à son plan. Elle est destinée à assurer la stabilité des parois ou file d'ossature vis-à-vis des efforts horizontaux qui peuvent les solliciter.

IV.2-calcul des diagonales tendues :

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

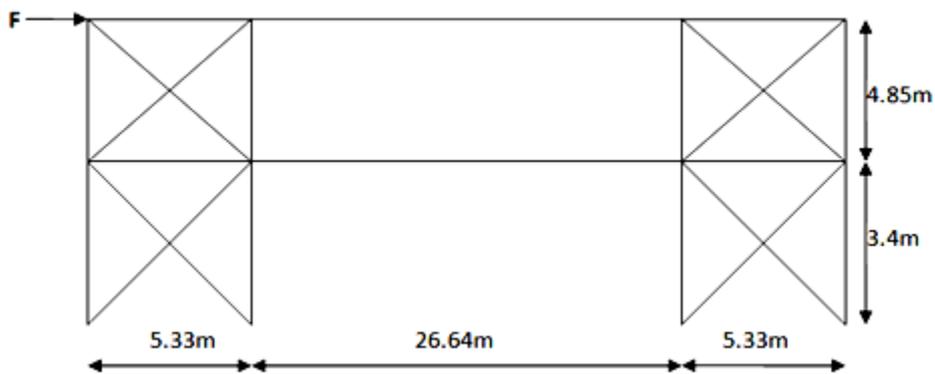


Fig.IV.5 : la dispositions des palées de stabilité.

➤ Evaluation des charges :

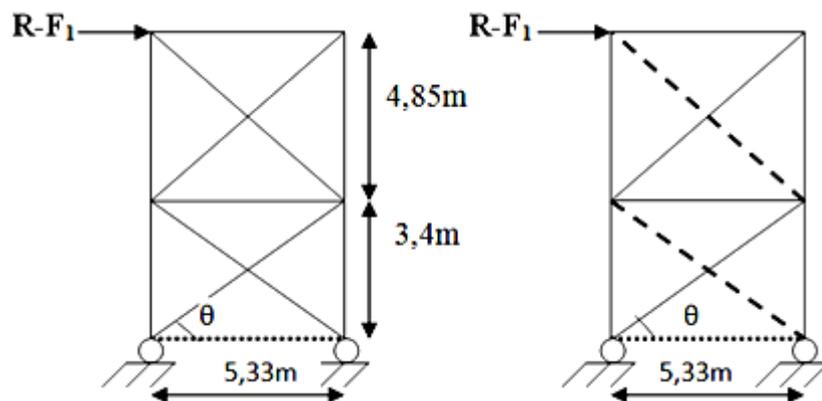


Fig.IV.6 : Schéma statique de palée de stabilité en long pan.

Par la méthode des coupures l'effort de traction dans la diagonale tendue :

$$N \cos \theta = R - F_1$$

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{4,85}{5,33} = 0,909$$

$$\theta = \operatorname{arctg} 0,909 = 42,30^\circ$$

$$N = \frac{R - F_1}{\cos \theta}$$

$$N = \frac{6502,45 - 731,57}{\cos 42,30} = 7802,37 \text{ daN}$$

Section de la diagonale :

Calcul de la section brute A :

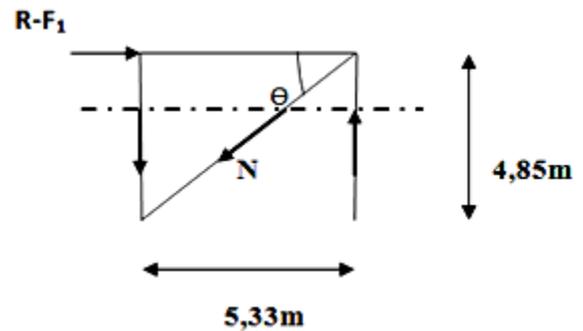
$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{sd} = 1,5N = 1,5 \times 7802,37 = 11703,55 \text{ daN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{11703,55 \times 1}{2350} = 4,980 \text{ cm}^2$$

On adopte double cornière **2 L50 × 50 × 5** (A=9,60cm²)



Chapitre V

Etude sismique

Chapitre V :

Etude sismique

I-Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui se caractérise par un mouvement d'une partie de la surface de la terre provoqué par des processus de déformations et de ruptures à l'intérieur de la croûte terrestre. L'énergie accumulée est libérée sous forme de vibration se propageant dans toutes les directions, appelées ondes sismiques. Ce phénomène est l'un des plus graves désastres pour l'humanité, son apparition brusque, l'intensité des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

Donc il faut limiter les endommagements causés aux constructions, ce qui nécessite une bonne conception des structures à fin qu'elle résiste aux séismes.

L'analyse de la structure est faite par le logiciel Robot Structure qui est basé sur la méthode des éléments finis.

II. Analyse de la structure :

II.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.

II.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.

II.2.1- la méthode statique équivalente :

La méthode de calcul la plus employée pour le calcul dynamique des structures, est celle basé sur l'utilisation des spectres de repense. Mais comme le " RPA 99 V 2003 " préconise que le l'effort tranchant dynamique soit supérieur à 80% de l'effort tranchant statique, donc on calcul l'effort tranchant statique par la méthode statique équivalente.

a)Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

b) Calcul de la force sismique totale :

D'après l'art 4.2.3 de RPA 99/version 2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment

Dans notre cas, on est dans la Zone **IIa** et un Groupe d'usage **1B** ($H=11,10m < 17m$)

Nous trouverons : $A = 0.20$.

D : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d'amortissement (η) et de la période fondamental de la structure (T).

Avec :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T > 3.0s \end{cases}$$

T_1 , T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du [RPA99/ version 2003].

Dans notre cas : site (S2) $T_1 = 0.15s$; T_2 (sec) = $0.4s$.

(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, Donc $\xi = 4\%$

D'où : $\eta = 1,08 > 0.7$

$\eta = 1,08$

Estimation de la période fondamentale :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le RPA 99/ version 2003 par la formule (4.6) :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$h_N = 11,10$ m.

C_T = est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplissage et est donné par le tableau 4.6 du RPA 99/version 2003.

Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie

D'où : **$C_T = 0,085$**

$$\text{Donc : } T = C_T h_N^{3/4} = 0,085 \times 11,10^{3/4} = 0,51s$$

Pour notre cas, on peut utiliser la formule 4.7 du RPA99/version 2003 :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D}$$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

- **Sens transversal :**

$$dy = 33,14 \text{ m} \quad \Rightarrow T_y = 0,173s$$

- **Sens longitudinal :**

$$dx = 37,30 \text{ m} \quad \Rightarrow T_x = 0,163s$$

D'après le RPA 99/version 2003, il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

$$T_Y = \min (T; T_y) = \min (0,51s; 0,173s) \Rightarrow T_Y = 0,173s$$

$$T_X = \min (T; T_x) = \min (0,51s; 0,163) \Rightarrow T_x = 0,163s$$

T_x et T_y sont inférieure à $T_2 = 0,4s$

Donc la valeur du facteur d'amplification dynamique moyen est égale :

$$D = 2,5 \eta$$

$$D = 2,5 \times 1,08 = 2,7$$

R : coefficient de comportement global de la structure.

Sa valeur est donnée par le tableau 4.3 de RPA 99/ version 2003, en fonction du système de contreventement.

- **Sens transversal :**

Portique auto-stables ordinaires **R=4**

- **Sens longitudinal :**

Ossature contreventée par palée triangulées en X **R=4**

Q : facteur de qualité de la structure, fonction de la redondance, géométrie, régularité en plan et en élévation et la qualité de contrôle de la construction.

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Critère de qualité "q"	P_q
1. conditions minimales sur les files porteuses	0
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
$\sum P_q$	0,15

Tab. V.1 : Pénalité de vérification

$$Q = 1 + 0 + 0,05 + 0 + 0 + 0,05 + 0,05 = 1,15$$

W : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum W_i$$

Avec :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : 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 $\beta = 0,3$

$$W_G = 1104 \text{ KN} \quad ; \quad W_Q = 0 \text{ KN}$$

$$W = 1104 + 0,3 \times 0 = 1104 \text{ KN}$$

$$\text{On a : } V = \frac{A.D.Q}{R} . W$$

$$\text{Donc : } V = \frac{0,20 \times 2,7 \times 1,15}{4} \times 1104 = 171,39 \text{ KN}$$

$$V = 171,39 \text{ KN}$$

II.2.2- Principe de la méthode spectrale :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

1) Spectre de repense de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul RPA 99 V2003 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec les coefficients A , η , R , T_1 , T_2 , Q : sont déjà déterminés.

$$Q = 1,10 \quad A = 0,20 \quad \eta = 1,08 \quad T_1 = 0,15s \quad T_2 = 0,4s$$

2) 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 :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0,2s$$

Où : N est le nombre de niveau au dessus du sol et T_K la période du mode K .

3) Résultat de calcul :

a) Pourcentage de participation de masse :

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
9/ 1	0,21	0,00	52,58	0,00	52,58	20480,60	20480,60
9/ 2	0,13	61,95	52,58	61,95	0,00	20480,60	20480,60
9/ 3	0,10	62,57	52,63	0,62	0,06	20480,60	20480,60
9/ 4	0,10	69,67	52,63	7,10	0,00	20480,60	20480,60
9/ 5	0,09	69,67	52,63	0,00	0,00	20480,60	20480,60
9/ 6	0,08	69,73	62,29	0,06	9,66	20480,60	20480,60
9/ 7	0,08	70,41	62,33	0,68	0,04	20480,60	20480,60
9/ 8	0,08	70,98	63,80	0,57	1,47	20480,60	20480,60
9/ 9	0,08	70,98	65,70	0,00	1,90	20480,60	20480,60
9/ 10	0,07	70,98	70,03	0,00	4,32	20480,60	20480,60
9/ 11	0,07	71,00	70,05	0,02	0,02	20480,60	20480,60
9/ 12	0,07	71,26	70,05	0,26	0,00	20480,60	20480,60
9/ 13	0,07	72,19	70,05	0,93	0,00	20480,60	20480,60
9/ 14	0,07	72,22	70,05	0,03	0,00	20480,60	20480,60
9/ 15	0,07	72,72	70,10	0,50	0,04	20480,60	20480,60
9/ 16	0,07	72,76	71,08	0,04	0,98	20480,60	20480,60
9/ 17	0,06	72,76	73,03	0,00	1,95	20480,60	20480,60
9/ 18	0,06	72,77	73,03	0,01	0,00	20480,60	20480,60
9/ 19	0,06	72,79	73,05	0,02	0,02	20480,60	20480,60
9/ 20	0,06	72,95	73,05	0,16	0,00	20480,60	20480,60
9/ 21	0,06	72,95	73,45	0,00	0,40	20480,60	20480,60
9/ 22	0,05	83,40	73,48	10,46	0,03	20480,60	20480,60
9/ 23	0,05	83,47	73,48	0,06	0,00	20480,60	20480,60
9/ 24	0,05	83,47	73,48	0,00	0,00	20480,60	20480,60
9/ 25	0,05	83,47	73,49	0,00	0,01	20480,60	20480,60
9/ 26	0,04	83,50	74,31	0,03	0,82	20480,60	20480,60
9/ 27	0,04	83,52	74,31	0,02	0,00	20480,60	20480,60
9/ 28	0,04	83,52	75,71	0,00	1,40	20480,60	20480,60
9/ 29	0,04	83,67	75,71	0,14	0,00	20480,60	20480,60
9/ 30	0,04	83,68	75,71	0,01	0,00	20480,60	20480,60

Tab. V.2 : pourcentage de participation de masse.

b) 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 Y-Y, période $T = 0,16s$, taux de participation de la masse 52,71%**

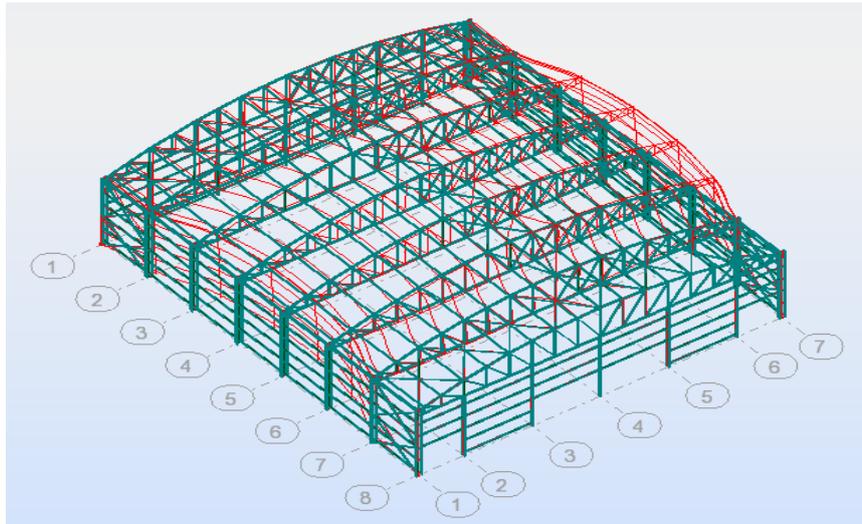


Fig. V.1 : mode de déformation suivant (1).

- **Mode 2 : Translation suivant X-X, période $T = 0,12s$, taux de participation de la masse 64,72%**

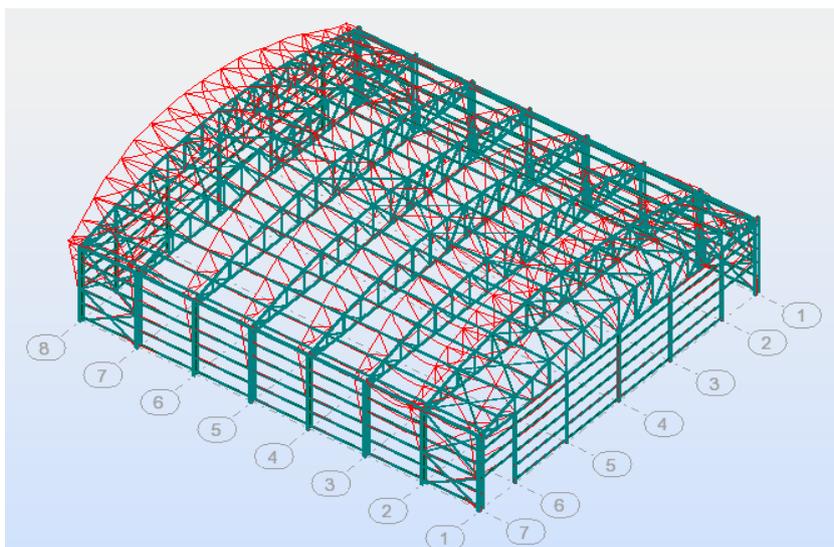


Fig. V.2 : mode de déformation suivant (2).

- **Mode 3 : Rotation, période $T = 0,08s$**

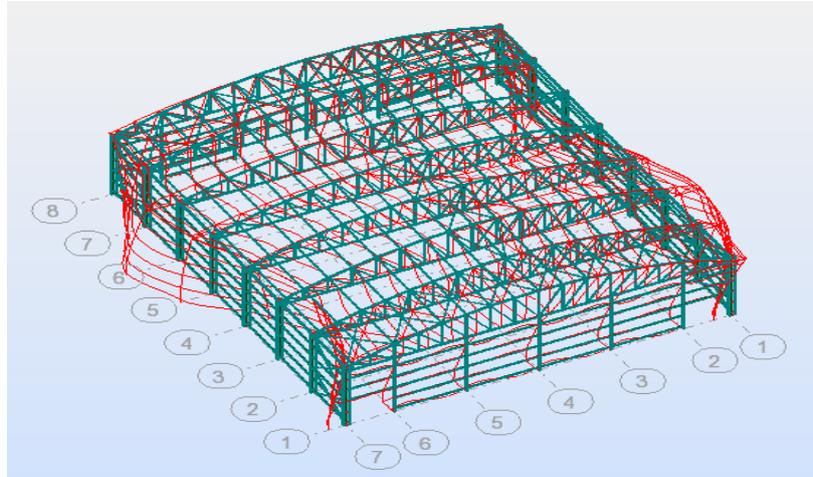


Fig. V.3 : mode de déformation suivant (3).

4) Analyse des résultats :

Il y a lieu de constater que la structure présente des translations suivant les deux directions horizontales et une rotation autour de l'axe verticale.

4.1) Les combinaisons de calcul :

Notation :

G : Poids propre.

Q : Charge d'exploitation.

S : Action de la neige.

E : Action sismique.

W : Action du vent.

W1D : Vent sur la façade latérale avec dépression intérieure.

W1S : Vent sur la façade latérale avec surpression intérieure.

W3D : Vent sur la façade principale avec dépression intérieure.

W3S : Vent sur la façade principale avec surpression intérieure.

Les combinaisons de calcul adopté selon les règlements en vigueur sont données dans le tableau suivant :

Etat limite ultime	Etat limite de service
G + W1D	G + W1D
G + W1S	G + W1S
G + W3D	G + W3D
G + W3S	G + W3S
G + S	G + Q
1,35G + 1,5 Q	G + S
1,35G + 1,5 S	G + 0,9(Q + S)
1,35(G + Q + W1S)	G + 0,9(Q + W1S)
1,35(G + Q + W1D)	G + 0,9(Q + W1D)
1,35(G + Q + W3S)	G + 0,9(Q + W3S)
1,35(G + Q + W3D)	G + 0,9(Q + W3D)
1,35(G + Q + S)	
G + Q + E	
G + Q - E	
G + E	
G - E	
0,8G + E	
0,8G - E	

Tab. V.3 : Combinaisons de calcul.

4.2) Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 du RPA 99, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8Vstatique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	171,39	137,11	158,40	vérifiée
Sens yy	171,39	137,11	134,83	vérifiée

Tab. V.4 : Vérification de l'effort tranchant à la base.

L'effort tranchant dynamique est supérieur à 80% de l'effort tranchant statique dans les deux sens.

4.3) 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 :

$$\frac{L}{200} \quad L : \text{longueur de la travée} \quad \text{EC3 tab 4.1}$$

	Combinaisons		Déplacements max (cm)	
	Avec le vent	Sans le vent	Avec le vent	Sans le vent
Suivant X	1,35(G+Q+W1D)	1,35(G+Q+S)	3,3	0,3
Suivant Y	1,35(G+Q+W1D)	1,35(G+Q+S)	1,0	0,9
Suivant Z	1,35(G+Q+W3D)	1,35(G+Q+S)	1,9	3,6

Tab. V.5 : Déplacement max en situation durable.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{150} = \frac{825}{150} = 5,50cm \\ \frac{h}{125} = \frac{825}{125} = 6,60cm \\ \frac{L}{200} = \frac{3314}{200} = 16,57cm \end{array} \right.$$

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 adjacent 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.

Niveau	Déplacement (cm)		Déplacement relatif (cm)	
	Suivant (X)	Suivant (Y)	Suivant (X)	Suivant (Y)
Toiture	0,6	0,3	2,4	1,2

Tab. V.6 : Déplacement relatif des niveaux.

$$\frac{h}{100} = \frac{1110}{100} = 11,10 \text{ cm}$$

Tous les déplacements sont inférieurs à 11,10 cm, donc ils sont vérifiés.

4.4- Effet de deuxième ordre :

Les effets de seconde ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

$$\text{Avec : } P_k = \sum_{i=1}^n W_{Gi} + \beta Q_i$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau « k ».

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k \leq 0,2$ les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o

ordre par le facteur : $\frac{1}{1 - \theta_k}$

- Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

- Sens X-X :

Niveau (m)	Δ_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	θ_k
11,10	2,4	1001,39	158,40	11,10	0,216	0,014

Tab. V.7 : Effet P- Δ suivant X-X.

$\theta_k = 0,014 < 0,1$ donc les effets P- Δ peuvent être négligés.

- Sens Y-Y :

Niveau (m)	Δ_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	θ_k
11,10	1,2	1001,39	134,83	11,10	0,108	0,007

Tab. V.8 : Effet P- Δ suivant Y-Y.

$\theta_k = 0,007 < 0,1$ donc les effets P- Δ peuvent être négligés.

Chapitre VI

Vérification de l'ossature

Chapitre VI :

Vérification de l'ossature

Après le pré dimensionnement des éléments on passe à la vérification sous les efforts les plus défavorables tirés du logiciel Robot.

I-Vérification des éléments de la ferme :

Les vérifications à faire sont :

I.1-La condition de résistance :

$$\frac{N_{sd}}{N_{rd}} < 1$$

N_{sd} : Effort normal sollicitant.

N_{rd} : Effort résistant.

La vérification des différents éléments de la ferme est donnée dans le tableau ci-dessous.

Eléments		Combinaisons	N_{sd} (KN)	N_{rd} (KN)	N_{sd}/N_{rd}	Observations
Membrures supérieures	Compression	1,35(G+S+Q)	-570,84	387,22	1,47	Non Vérifier
	Traction	G + 1,5W3D	630,43	405,07	1,55	Non Vérifier
Membrure inférieures	Compression	1,35(G+S+Q)	-645,51	340,54	1,89	Non Vérifier
	Traction	G + 1,5W1D	687,38	390,43	1,76	Non Vérifier
Diagonales	Compression	G + 1,5W3D	-126,47	234,52	0,53	Vérifier
	Traction	1,35(G+S+Q)	200,57	324,77	0,61	Vérifier
Montants	Compression	1,35(G+S+Q)	-122,29	250,22	0,34	Vérifier
	Traction	G + 1,5W3D	173,10	324,77	0,16	Vérifier

Tab.VI.1 : Vérification des éléments de la ferme.

D'après ces résultats les diagonales des membrures supérieures et inférieures ne sont pas vérifiées, donc on augmente leurs sections à **2L (100.100.10)** pour les membrures supérieures et à **2L (150.150.15)** pour les membrures inférieures, et les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Eléments		Combinaisons	N_{sd} (KN)	N_{rd} (KN)	N_{sd}/N_{rd}	Observations
Membrures supérieures	Compression	1,35(G+S+Q)	-570,84	935,80	0,61	Vérifier
	Traction	G + 1,5W3D	630,43	913,66	0,69	Vérifier
Membrure inférieures	Compression	1,35(G+S+Q)	-645,51	944,85	0,68	Vérifier
	Traction	G + 1,5W1D	-687,38	1089,53	0,62	Vérifier

Tab.VI.2 : Vérification des membrures.

I.2-Vérification au flambement hors plan des membrures de la ferme :

La vérification au flambement hors plan est la vérification qui dimensionne les membrures de la ferme

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} \quad \text{EC3 Art 5.5.1.1}$$

I.2.1-Vérification des membrures supérieures

L_f : la longueur de flambement (La distance entre les ciseaux)

$$l_f = 6,30m$$

$$N_{sd} = 570,84KN \quad (\text{Tab.VI.1})$$

$$2L(90 \times 90 \times 9) \rightarrow A = 31,0cm^2$$

$$I_y = 231,66cm^4$$

$$I_z = 499,95cm^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{231,66}{31,0}} = 2,73cm$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{499,95}{31,0}} = 4,01cm$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{630}{2,73} = 230,76$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{630}{4,01} = 157,10$$

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0,5} \quad \text{avec } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi \left[E / f_y \right]^{0,5} = 93,9 \varepsilon = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{230,76}{93,9} \right] = 0,97 \quad ; \quad \bar{\lambda}_z = \left[\frac{157,10}{93,9} \right] = 0,84$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\lambda}_y = 0,97 > 0,2 \\ \bar{\lambda}_z = 0,84 > 0,2 \end{array} \right.$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min}

La courbe C ($\alpha=0,49$)

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\lambda}_y = 0,97 \rightarrow \chi_y = 0,558 \\ \bar{\lambda}_z = 0,84 \rightarrow \chi_z = 0,637 \end{array} \right.$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,558$$

$$N_{rd} = 0,558 \times 1 \times 31 \times \frac{23,5}{1,1} = 369,54 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 570,84 \text{ KN} > N_{rd} = 369,54 \text{ KN} \quad \text{non vérifiée}$$

On augmente la section des cornières à 2L (100.100.10)

$$2L(100 \times 100 \times 10) \rightarrow A = 38,3 \text{ cm}^2$$

$$I_z = 2[I_\beta + A_c \times \Delta^2]$$

I_β : I_z d'une seule cornière.

A_c : aire d'une seule cornière.

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 176,68 = 353,36 \text{ cm}^4 ; I_\alpha : I_y \text{ d'une seule cornière}$$

$$I_z = 2[176,68 + 19,15(2,82 + 0,4)^2] = 467,49 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{353,36}{38,30}} = 9,45 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{467,49}{38,30}} = 10,82 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{630}{9,45} = 66,66$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{630}{10,82} = 58,21$$

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0,5} \quad \text{avec } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi [E / f_y]^{0,5} = 93,9 \varepsilon = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{66,66}{93,9} \right] = 0,71 ; \quad \bar{\lambda}_z = \left[\frac{58,21}{93,9} \right] = 0,62$$

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = 0,71 > 0,2 \\ \bar{\lambda}_z = 0,62 > 0,2 \end{cases}$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min}

La courbe C ($\alpha=0,49$)

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = 0,71 \rightarrow \chi_y = 0,718 \\ \bar{\lambda}_z = 0,62 \rightarrow \chi_z = 0,773 \end{cases}$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,718$$

$$N_{rd} = 0,718 \times 1 \times 38,3 \times \frac{23,5}{1,1} = 587,48 \text{KN}$$

$$N_{sd} = 570,84 \text{KN} < N_{rd} = 587,48 \text{KN} \quad \text{vérifiée}$$

I.2.2- Vérification des membrures inférieures

L_f : la longueur de flambement (La distance entre les ciseaux)

$$l_f = 6,21 \text{m}$$

$$N_{sd} = 645,51 \text{KN} \quad (\text{Tab.VI.1})$$

$$2L(90 \times 90 \times 9) \rightarrow A = 31,0 \text{cm}^2$$

$$I_y = 231,66 \text{cm}^4$$

$$I_z = 499,95 \text{cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{231,66}{31,0}} = 2,73 \text{cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{499,95}{31,0}} = 4,01 \text{cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{621}{2,73} = 227,47$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{621}{4,01} = 154,86$$

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0,5} \quad \text{avec } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi [E / f_y]^{0,5} = 93,9 \text{E} = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{227,47}{93,9} \right] = 2,42 \quad ; \quad \bar{\lambda}_z = \left[\frac{154,86}{93,9} \right] = 1,64$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\lambda}_y = 2,42 > 0,2 \\ \bar{\lambda}_z = 1,64 > 0,2 \end{array} \right.$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min}

La courbe C ($\alpha=0,49$)

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\lambda}_y = 2,42 \rightarrow \chi_y = 0,140 \\ \bar{\lambda}_z = 1,64 \rightarrow \chi_z = 0,273 \end{array} \right.$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,140$$

$$N_{rd} = 0,140 \times 1 \times 31 \times \frac{23,5}{1,1} = 92,71 \text{KN}$$

$$N_{sd} = 645,51 \text{KN} > N_{rd} = 92,71 \text{KN} \quad \text{non vérifiée}$$

On augmente la section des cornières à 2L(150.150.15)

$$2L(150 \times 150 \times 15) \rightarrow A = 86,04 \text{cm}^2$$

$$I_z = 2[I_\beta + A_c \times \Delta^2]$$

I_β : I_z d'une seule cornière.

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 898,05 = 1796,10 \text{cm}^4 ; I_\alpha : I_y \text{ d'une seule cornière}$$

$$I_z = 2[898,05 + 43,02(4,25 + 0,4)^2] = 2175,53 \text{cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{1796,10}{86,04}} = 4,56 \text{cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{2175,53}{86,04}} = 5,02 \text{cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{621}{4,56} = 136,18$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{621}{5,02} = 123,70$$

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0,5} \quad \text{avec } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi [E / f_y]^{0,5} = 93,9 \varepsilon = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{136,18}{93,9} \right] = 1,37 ; \quad \bar{\lambda}_z = \left[\frac{123,70}{93,9} \right] = 1,34$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\lambda}_y = 1,37 > 0,2 \\ \bar{\lambda}_z = 1,34 > 0,2 \end{array} \right.$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min}

La courbe C ($\alpha=0,49$)

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\lambda}_y = 1,37 \rightarrow \chi_y = 0,361 \\ \bar{\lambda}_z = 1,34 \rightarrow \chi_z = 0,372 \end{array} \right.$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,361$$

$$N_{rd} = 0,361 \times 1 \times 86,04 \times \frac{23,5}{1,1} = 663,56 \text{KN}$$

$$N_{sd} = 645,51 \text{KN} < N_{rd} = 587,48 \text{KN} \quad \text{vérifiée}$$

II- Vérification des ciseaux de la ferme [2L (70.70.7)] :

La vérification se fait sous les efforts les plus défavorables à savoir :

- 2% de l'effort de plastification de la membrure inférieure de la ferme
- L'effort le plus défavorable tiré du logiciel Robot 2012

$$2\% N_{pl} = 0,02 \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = 0,02 \times \frac{38,3 \times 23,5}{1} = 18,00 \text{ KN}$$

L'effort le plus défavorable tiré du logiciel Robot 2012 est : $N_{csd} = -180,92 \text{ KN}$ sous la combinaison (G+1,5W3D).

Donc on prend : $N_{csd} = -180,92 \text{ KN}$ $A = 18,8 \text{ cm}^2$ $l = 3,22 \text{ m}$

$$I_y = 2I_{\alpha} = 2 \times 42,3 = 84,6 \text{ cm}^4 ; I_{\alpha} : I_y \text{ d'une seule cornière}$$

$$I_z = 2 \left[42,3 + 9,40(1,97 + 0,4)^2 \right] = 190,19 \text{ cm}^4$$

$$i_y = 2,12 \text{ cm}$$

$$i_z = 3,18 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{0,9l_k}{i_y} = \frac{289,8}{2,12} = 136,69$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{l_k}{i_z} = \frac{322}{3,18} = 101,25$$

$$\bar{\lambda}_y = 1,45 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = 1,07 > 0,2$$

$$\chi_y = 0,331 ; \chi_z = 0,500$$

$$N_{crd} = 0,331 \times 1 \times 18,8 \times \frac{23,5}{1,1} = 132,94 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 180,92 \text{ KN} > N_{crd} = 132,94 \text{ KN} \quad \text{Non Vérifiée.}$$

Donc on augmente la section des ciseaux à **2L(80.80.8)** $A = 24,54 \text{ cm}^2$

$$I_y = 2I_{\alpha} = 2 \times 72,25 = 144,5 \text{ cm}^4 ; I_{\alpha} : I_y \text{ d'une seule cornière}$$

$$I_z = 2 \left[72,25 + 12,27(2,26 + 0,4)^2 \right] = 318,13 \text{ cm}^4$$

$$i_y = 2,42 \text{ cm}$$

$$i_z = 3,60 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 119,75 \quad \lambda_z = 89,44$$

$$\bar{\lambda}_y = 1,27 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,95 > 0,2$$

$$\chi_y = 0,402 \quad \chi_z = 0,569$$

$$N_{crd} = 0,402 \times 1 \times 24,54 \times \frac{23,5}{1,1} = 210,75 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 180,92 \text{ KN} < N_{crd} = 210,75 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée.}$$

On opte pour tous ciseaux de la ferme **2L (80.80.8)**.

III-Vérification des diagonales de contreventement horizontal :

Les efforts maximum obtenus par le Robot dans les diagonales de contreventement horizontal (poutre au vent) sont représentés dans le tableau suivant :

Eléments		N _{sd} (KN)
Contreventement horizontal	traction	36,04
	compression	-57,60

Tab.VI.3 : les efforts dans les diagonales de poutre au vent.

III.1-Vérification à la traction :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

On a: **L70x70x7** (A=9,40cm²)

$$\left. \begin{aligned} N_{rd} &= \frac{9,40 \times 23,5}{1} = 220,90 \text{ KN} \\ N_{sd} &= 36,04 \text{ KN} < N_{rd} = 220,90 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \text{Vérifiée}$$

III.2-Vérification au flambement :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$N^{\max} = 57,60 \text{ KN}$$

$$l_k = 338 \text{ cm}$$

$$I_y = 42,30 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{42,30}{9,40}} = 2,12 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{338}{2,12} = 159,43$$

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0,5} \quad \text{avec } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi [E / f_y]^{0,5} = 93,9 \varepsilon = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{159,43}{93,9} \right] = 1,69 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

$$\chi_y = 0,260$$

$$N_{rd} = 0,26 \times 1 \times 9,40 \times \frac{23,5}{1,1} = 52,21 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 57,60 \text{ KN} > N_{rd} = 52,21 \text{ KN} \quad \text{Vérfié.}$$

Pour plus de sécurité On augmente la section des diagonales à **2L (70 × 70 × 7)**.

$$2L(70 \times 70 \times 7) \Rightarrow A = 18,80 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 84,6 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 190,19 \text{ cm}^4$$

$$i_y = 2,12 \text{ cm} \Rightarrow \lambda_y = 159,43$$

$$i_z = 3,18 \text{ cm} \Rightarrow \lambda_z = 106,28$$

$$\bar{\lambda}_y = 1,69 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = 1,13 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min}

$$\chi_y = 0,260$$

$$\chi_z = 0,469$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,260$$

$$N_{crd} = 0,260 \times 1 \times 18,80 \times \frac{23,5}{1,1} = 104,42 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 57,60 \text{ KN} < N_{crd} = 104,42 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{vérifié}$$

IV-Vérification de la poutre sablière:

IV.1 Les sollicitations :

Il s'agit de vérifier la poutre sablière sous les combinaisons les plus défavorables. Les sollicitations sont données dans le tableau suivant :

Sollicitations		Combinaisons
$N_{sd}=-27,74(KN)$	compression	1,35(G+Q+W3D)
$N_{sd}=30,04(KN)$	traction	G+1,5W1D
$M_y=119,63KN.m$		1,35(G+Q+W1D)
$M_z=23,81KN.m$		1,35(G+Q+W1D)

Tab.VI.4 : Sollicitations dans la poutre sablière.

IV.2- Vérification à l'effort normal :

$$N^{\max} \leq \min\{0,5A_w \cdot f_y ; 0,25N_{pl}\}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0,5A_w \cdot f_y = 0,5 \times 25,3 \times 23,5 = 297,27 KN \\ 0,25N_{pl} = 0,25 \times 25,3 \times 23,5 = 148,63 KN \end{array} \right\} \Rightarrow N^{\max} = 148,63 KN$$

$$N_{sd} = 30,04 KN < N^{\max} = 148,63 KN$$

Vérifiée.

Donc pas de réduction des moments autour des deux axes.

IV.3- Vérification aux instabilités :

➤ Vérification au flambement-flexion:

- Classe de la section(HEA120)

Classification de la semelle

$$\text{on a : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

Semelle comprimée

$$C = \frac{b}{2} = \frac{120}{2} = 60 \text{ mm}$$

$$\frac{C}{t_f} = \frac{60}{8} = 7,5 < 10\varepsilon$$

Donc la semelle est de classe 1

Ame fléchie

$$\frac{d}{t_w} = \frac{74}{5} = 14,8 < 72\varepsilon$$

Donc l'âme est de classe 1

La section globale étant de classe 1, donc il faut vérifier que :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot \frac{N_{pl,Rd}}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{\frac{M_{ply,Rd}}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{\frac{M_{plz,Rd}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

- Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement χ_{\min}

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

Flambement par rapport à l'axe fort **y-y**:

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{349,2}{25,30}} = 3,71 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y}$$

$$\lambda_y = \frac{533}{3,71} = 143,46$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{143,46}{93,9} \times 1 = 1,52$$

Courbe de flambement :

$$h/b = 114/120 = 0,95 < 1,2$$

Axe de flambement **y-y** \longrightarrow courbe de flambement b ; $\alpha = 0,76$

$$\chi_y = 0,271$$

Flambement par rapport à l'axe faible **z-z** :

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{230,9}{25,30}} = 3,02 \text{ cm}$$

$$\lambda_z = 176,43$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{176,43}{93,9} \times 1 = 1,87$$

Axe de flambement **z-z** \longrightarrow courbe de flambement c ; $\alpha = 0,49$ (tableau 3).

$$\chi_z = 0,220$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0,271; 0,220) = 0,220$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{25,3 \times 23,5}{1} = 594,55 \text{ KN}$$

$$M_{ply,Rd} = W_{ply} \times f_y = 119,5 \times 23,5 \times 10^{-2} = 28,08 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz,Rd} = W_{plz} \times f_y = 58,9 \times 23,5 \times 10^{-2} = 13,84 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de coefficient k_y :**

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

- Calcul des coefficients réducteurs

Suivant (Y-Y)

$$\psi = 1$$

$$\beta_{My} = 1,8 - 0,7\psi = 1,1$$

$$\mu_y = 1,52(2 \times 1,1 - 4) + \frac{119,5 - 106,3}{106,3} = -2,612 \quad \text{Avec } \mu_y \leq 0,9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y}$$

$$k_y = 1 - \frac{(-2,612) \times (-27,74)}{0,271 \times 25,30 \times 23,5} = 0,55 \quad \text{Avec } k_y \leq 1,5$$

- **Calcul de coefficient k_z :**

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}}$$

- Calcul des coefficients réducteurs

Suivant (Z-Z)

$$\psi = 1$$

$$\beta_{Mz} = 1,8 - 0,7\psi = 1,1$$

$$\mu_z = 1,87(2 \times 1,1 - 4) + \frac{58,9 - 38,5}{38,5} = -2,836$$

Avec $\mu_y \leq 0,9$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y}$$

$$k_z = 1 - \frac{(-2,836) \times (-27,74)}{0,220 \times 25,30 \times 23,5} = 0,39 \quad \text{Avec } k_y \leq 1,5$$

Vérification au flambement-flexion :

$$\frac{27,74}{0,220 \times \frac{594,55}{1,1}} + \frac{0,55 \times 119,63}{\frac{28,08}{1,1}} + \frac{0,39 \times 23,81}{\frac{13,84}{1,1}} = 0,73 \leq 1 \quad \text{vérifiée.}$$

V- Vérification des diagonales de la palée de stabilité : 2(50×50×5)

Elément	Combinaisons	N _{sd} (KN)
Compression	1,35(G+Q+W1D)	-32,45
Traction	1,35(G+Q+W3D)	27,67

Tab.VI.5 : les efforts dans les diagonales de la palée de stabilité.

V.1-Vérification à la traction :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

On a : A = 9,60 cm²

$$\left. \begin{aligned} N_{rd} &= \frac{9,60 \times 23,5}{1} = 225,60 \text{ KN} \\ N_{sd} &= 27,67 \text{ KN} < N_{rd} = 225,6 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \text{Vérifiée}$$

V.2-Vérification au flambement :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$N^{\max} = 32,45 \text{ KN}$$

$$l_k = 349 \text{ cm}$$

$$2L(50 \times 50 \times 5) \Rightarrow A = 9,6 \text{ cm}^2$$

$$I_z = 2[I_\beta + A_c \times \Delta^2]$$

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 10,96 = 21,92 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2[10,96 + 8,80(1,4 + 0,4)^2] = 78,94 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{21,92}{9,6}} = 1,51 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{78,94}{9,6}} = 2,86 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{349}{1,51} = 231,12$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{349}{2,86} = 122,02$$

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0,5} \quad \text{avec } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi [E / f_y]^{0,5} = 93,9 \varepsilon = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{231,12}{93,9} \right] = 2,46 \quad ; \quad \bar{\lambda}_z = \left[\frac{122,02}{93,9} \right] = 1,29$$

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = 2,46 > 0,2 \\ \bar{\lambda}_z = 1,29 > 0,2 \end{cases}$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min}

$$\chi_y = 0,136 \quad \chi_z = 0,393$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,136$$

$$N_{rd} = 0,136 \times 1 \times 9,6 \times \frac{23,5}{1,1} = 27,89 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 32,45 \text{ KN} > N_{rd} = 27,89 \text{ KN} \quad \text{Non vérifié}$$

On augmente la section des diagonales à 2L (60×60×6).

$$2L(60 \times 60 \times 6) \Rightarrow A = 13,82 \text{ cm}^2$$

$$I_z = 2[I_\beta + A_c \times \Delta^2]$$

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 22,79 = 45,58 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2[22,79 + 6,91(1,69 + 0,4)^2] = 105,94 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{45,58}{13,82}} = 1,81 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{105,94}{13,82}} = 2,76 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{349}{1,81} = 192,81$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{349}{2,76} = 126,44$$

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0,5} \quad \text{avec } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi [E / f_y]^{0,5} = 93,9 \varepsilon = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{192,81}{93,9} \right] = 2,05 \quad ; \quad \bar{\lambda}_z = \left[\frac{126,44}{93,9} \right] = 1,34$$

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = 2,05 > 0,2 \\ \bar{\lambda}_z = 1,34 > 0,2 \end{cases}$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min}

$$\chi_y = 0,188$$

$$\chi_z = 0,335$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,188$$

$$N_{rd} = 0,188 \times 1 \times 13,82 \times \frac{23,5}{1,1} = 55,50 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 32,45 \text{ KN} < N_{rd} = 55,50 \text{ KN} \quad \text{Vérfié.}$$

On opte pour tous les diagonales des palées de stabilité **2L (60.60.6)**.

VI-Vérification des poteaux HEA500 :

Les éléments poteaux de la structure sont soumis à une compression et une flexion suivant les deux axes (y-y) et (z-z).

Les sollicitations les plus défavorables tirés à partir du ROBOT sont :

combinaison	H (m)	N (kN)	M_y (kN.m)	M_z (kN.m)	V_z (kN)	V_y (kN)
(G+1,5V1D)	8.25	-310,5 +324,73	$M_y^+=240,14$ $M_y^-=231,61$	$M_z^+=25,68$ $M_z^-=25,68$	70,45	21,28

Tab.VI.6 : sollicitations sur le poteau HEA500

VI.1-Vérification à la résistance

- **Classe de la section**

Classification de la semelle

$$\text{on a : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

Semelle comprimée

$$C = \frac{b}{2} = \frac{300}{2} = 150 \text{ mm}$$

$$\frac{C}{t_f} = \frac{150}{23} = 6,52 < 10\varepsilon$$

Donc la semelle est de classe 1

Ame fléchie

$$\frac{d}{t_w} = \frac{390}{12} = 32,5 < 72\varepsilon$$

Donc l'âme est de classe 1

La section globale étant de classe 1.

- **Vérification à l'effort tranchant**

➤ **Suivant Z-Z :**

Il faut vérifier que : $V_{Sd} \leq V_{Rd}$

$$V_{Sd} = 70,45 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{235 \times 74,7 \times 10^2}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-3} = 921,37 \text{ kN}$$

$$V_{Sd} < 0,5V_{Rd} \quad \text{pas de réduction du moment plastique.}$$

- **Vérification au moment fléchissant**

$$M_{Sd} = 240,14 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 3948,9 \times 10^3}{1,1} \times 10^{-6} = 843,62 \text{ kN.m} > M_{Sd} \quad (\text{condition vérifiée})$$

- **Vérification à l'effort normal**

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{197,5 \times 23,5}{1,1} = 4219,31 \text{ kN}$$

$$N_{S,d} = 310,50 \text{ kN} < N_{pl,rd} \quad (\text{condition vérifiée})$$

VI.2-Vérification de l'élément aux instabilités :

➤ Vérification au flambement :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

Flexion composée avec risque de flambement

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{M_{ply,Rd}} \leq 1$$

Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_Z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply,Rd}} \leq 1$$

Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement χ_{\min}

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

Flambement par rapport à l'axe fort **y-y** (dans le plan du portique) :

α : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donne par le tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3.

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y}$$

$$\lambda_y = \frac{825}{20,98} = 39,32$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{39,32}{93,9} \times 1 = 0,41$$

Courbe de flambement : (voire tableau 1)

$$h/b = 490/300 = 1,63 > 1,2$$

Axe de flambement **y-y** \longrightarrow courbe de flambement a ; $\alpha=0,21$ (tableau 3).

$$\chi_y = 0,950$$

Flambement par rapport à l'axe faible **z-z** (hors du plan de portique)

$$\lambda_z = \frac{150}{7,24} = 20,71$$

$$l_z = 1,50m \quad \text{Entraxe des lisses}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{20,71}{93,9} \times 1 = 0,22$$

Axe de flambement **z-z** \longrightarrow courbe de flambement b ; $\alpha=0,34$ (tableau 3).

$$\chi_z = 0,993$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0,950; 0,993) = 0,950$$

Calcul de l'élanement réduit vis-à-vis de déversement $\bar{\lambda}_{LT}$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(C_1)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{l_z}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{150}{7,24}}{(1,132)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{150}{7,24}}{\frac{49}{2,3}} \right)^2 \right]^{0,25}} = 19,24$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5} = 0,22$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,22 < 0,4 \quad \longrightarrow \text{Il n'y a pas de risque de déversement}$$

Calcul de coefficient k :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

- Calcul des coefficients réducteurs

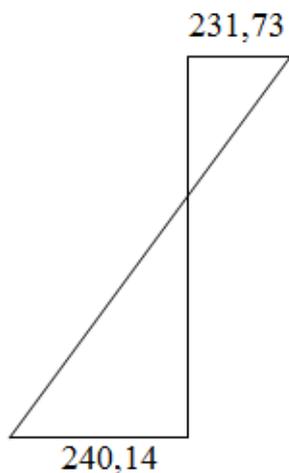


Fig. VI.1 : Diagramme des moments Y-Y

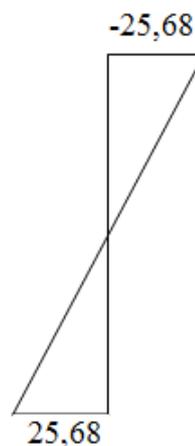


Fig. VI.2 : Diagramme des moments Z-Z

Suivant (Y-Y)

$$\psi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = -\frac{231,61}{240,14} = -0,55$$

$$\beta_{Mz} = 1,8 - 0,7\psi = 2,21$$

$$\mu_y = 0,41(2,21 - 4) + \frac{3948,9 - 3550,0}{3550,0} = 0,268$$

Avec $\mu_y \leq 0,9$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y}$$

$$k_y = 1 - \frac{0,26 \times 158,18}{0,950 \times 197,5 \times 23,5} = 0,99 \quad \text{Avec } k_y \leq 1,5$$

$$N_{sd} = 310,50 \text{ KN}$$

$$M_{Y.Sd} = 231,61 \text{ KN.m} \quad N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{197,5 \times 23,5}{1} = 4641,25 \text{ KN}$$

$$M_{ply.Rd} = 3948,9 \times \frac{23,5 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 843,62 \text{ KN.m}$$

Suivant (Z-Z)

$$\psi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = -\frac{25,68}{25,68} = -1$$

$$\beta_{Mz} = 1,8 - 0,7\psi = 1,8$$

$$\mu_z = 0,22(2 \times 1,8 - 4) + \frac{1058,5 - 691,0}{691,0} = 0,443$$

Avec $\mu_z \leq 0,9$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{Sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y}$$

$$k_z = 1 - \frac{0,44 \times 158,18}{0,993 \times 197,5 \times 23,5} = 0,015$$

Avec $k_z \leq 1,5$

$$N_{Sd} = 310,5 \text{ KN}$$

$$M_{z.Sd} = 25,68 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{197,5 \times 23,5}{1} = 4641,25 \text{ KN}$$

$$M_{plz.Rd} = 1058,5 \times \frac{23,5 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 226,13 \text{ KN.m}$$

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y.Sd}}{M_{ply.Rd}} + \frac{k_z \cdot M_{z.Sd}}{M_{plz.Rd}} \leq 1$$

$$\frac{310,5}{0,950 \times 4641,25} + \frac{0,99 \times 240,14}{843,62} + \frac{0,015 \times 25,68}{226,13} = 0,78 \leq 1 \quad \text{OK}$$

CONCLUSION :

Donc tous profilés choisis pour assurer la résistance et la stabilité de la structure sont admis.
Les profilés adoptés pour tous les éléments sont récapitulés dans le tableau suivant :

Eléments		Profilés adoptes	
Toiture	la couverture	un panneau sandwich de 40mm d'épaisseur	
	Pannes	IPE 160	
	Poutre sablière	HEA 120	
	Diagonales de la poutre au vent	2L(70.70.7)	
	fermes	Membrures sup	2L(100.100.10)
		Membrures inf.	2L(150.150.15)
		Diagonales	2L(60.60.6)
		Manants	2L(60.60.6)
ciseaux de la ferme		2L(80.80.8)	
Eléments secondaires	Le bardage	un panneau sandwich de 30mm d'épaisseur	
	Lisses	IPE 140	
	Potelets	IPE 240	
Contreventement vertical	palée de stabilité	2L(60.60.6)	
Poteaux	Poteaux encastres	HEA 500	

Chapitre VII

Calcul des assemblages

Chapitre VII :

Calcul des assemblages

I-Introduction :

Après avoir présenté les composants métalliques dans leur conception et leur dimensionnement, nous nous intéressons ici à la liaison ou la continuité de ces composants. Pour réaliser une ossature métallique, les composants élémentaires « poutre, poteaux, barre » doivent être réalisés entre eux par des dispositifs particuliers appelés **assemblages**. Les assemblages sont définis en fonction du mode de liaison retenus « par soudure ou par boulons » de la géométrie des pièces à attacher, et des efforts à transmettre d'une pièce à l'autre.

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et tranchants,
- Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.
- Les assemblages semi-rigides.

II-Assemblage des éléments de la ferme:

Le calcul se fait selon les sollicitations les plus défavorables données dans le tableau ci-dessous.

Eléments	Membrures supérieures	Membrures inférieures	Diagonales	Montants
Effort (KN)	237.25	291.38	129.12	95.23
Section	2L(100×100×10)	2L(150×150×15)	2L(60×60×6)	2L(60×60×6)

Tab. VII.1 : Efforts dans les éléments de la ferme.

Les éléments de la ferme sont constitués de deux cornières d'où l'effort sollicitant sera divisé par deux.

II.1- Pré dimensionnement du gousset:

L'épaisseur du gousset dépend essentiellement de l'effort appliqué, elle est donnée par le tableau suivant (l'ouvrage Jean Morel : Calcul des Structures Métalliques Selon L'EC3) :

F (KN)	≤ 200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e (mm)	8	10	12	14	16

Tab. VII.2 : Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.

- Pour les membrures supérieures $200\text{KN} < N = 237,25\text{ KN} < 450\text{ KN}$
- Pour les membrures inférieures $200\text{KN} < N = 291,38\text{ KN} < 450\text{ KN}$
- Pour les diagonales $N = 129,12\text{ KN} \leq 200\text{ KN}$
- Pour les montants $N = 95,23\text{ KN} < 200\text{ KN}$

Donc on choisit $e = 10\text{mm}$.

II.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:

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5 t_{\max} \text{ (art. 6.6.9 Eurocode 3) avec :}$$

t_{\max} : épaisseur maximal des pièces assemblées.

$$t_{\max} = 10\text{mm} \text{ (épaisseur du gousset)}$$

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5 \times 10\text{mm}$$

$$3\text{mm} \leq a \leq 5\text{mm} \Rightarrow a = 5\text{mm}$$

➤ **Les longueurs de soudures :**

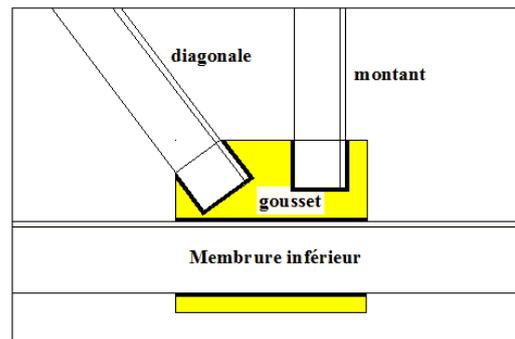
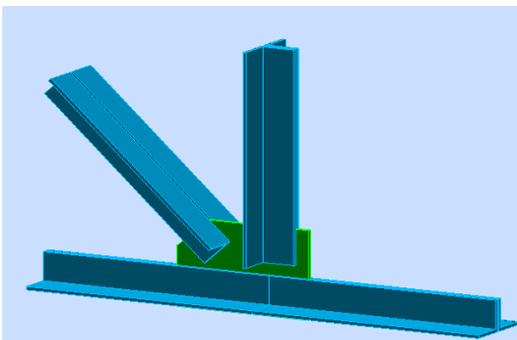


Fig VII.1 : Détail assemblage Gousset- éléments de la ferme

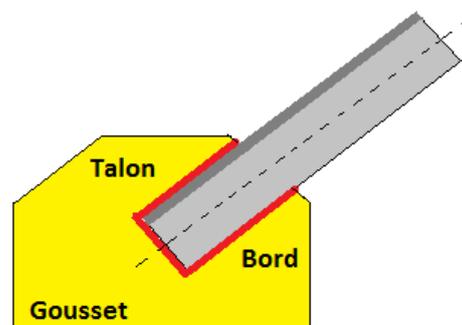
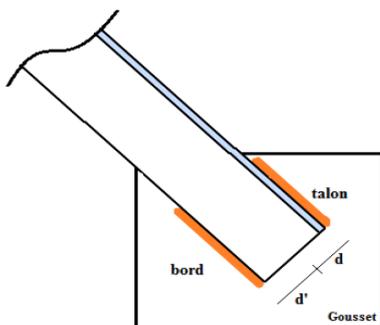


Fig.VII.2 : longueurs des soudures

Les longueurs de soudure sont données comme suit:

$$L_{bord} \geq \frac{\frac{N}{2} \gamma_{m0} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u \left(1 + \frac{d'}{d}\right)}$$

EC3Art6.6.5.3

$$L_{talon} \geq \frac{\frac{N}{2} \gamma_{m0} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u \left(1 + \frac{d'}{d}\right)}$$

On considère que la cornière est soudée seulement au bord donc on aura:

$$L_{bord} \geq \frac{\frac{N}{2} \gamma_{m0} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u}$$

$N/2$: effort repris par une cornière

γ_{m0} : Coefficient de sécurité $\gamma_{m0} = 1,25$

β_w : Coefficient de corrélation $\beta_w = 0,8$

f_u : Résistance limite de rupture $f_u = 360$ MPa

a : Gorge de la soudure $a = 5$ 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 :

élément	Type de cornière	Distance		Longueur des soudures		Gorges (mm)
		d' (cm)	d (cm)	L _{talon} (cm)	L _{bord} (cm)	
Membrure supérieure	2L (100*100*10)	7,18	2,82	8,31	3,25	5
Membrure inférieure	2L (150*150*15)	10,75	4,25	10,23	3,99	5
Diagonale	2L (60*60*6)	4,31	1,69	4,50	1,82	5
Montant	2L (60*60*6)	4,31	1,69	3,49	1,39	5

Tab.VII.3 Dimension des cordons de soudure

III- Assemblage poteau – ferme : (HEA500 - 60*60*6)

III.1- Disposition des boulons

Pour avoir un bon encastrement on va changer les montants qui sont assemblés aux poteaux constitués de 2L (60*60*6) par 2L (120*120*12); cela nous permettra d'utiliser les boulons M24 classe 8.8.

Boulon M24 $\rightarrow d_0 = 26\text{mm}$

Cornière 2L (120*120*12), $t = 12\text{mm}$

On a la hauteur de montant est 50 cm on choisira 8 rangées de boulons.

(4rangées pour la membrure supérieure et 4rangées pour la membrure inférieure)

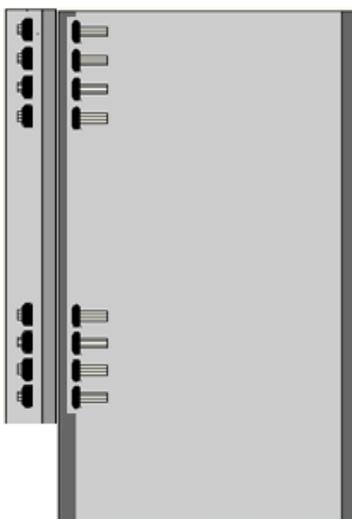


Fig.VII.3 : assemblage poteau-ferme

L'assemblage est sollicité par un moment M_u dû à la combinaison $(1,35(G+Q+S))$ et un effort tranchant V_u , d'après les résultats du logiciel ROBOT les sollicitations les plus défavorables sont les suivantes :

❖ L'ELU :

$$\begin{cases} M_u = 186,33 \text{KN.m} \\ V_u = 111,15 \text{KN} \end{cases}$$

❖ L'ELS :

$$\begin{cases} M_u = 149,30 \text{KN.m} \\ V_u = 84,68 \text{KN} \end{cases}$$

L'assemblage est sollicité simultanément au cisaillement et à la traction ou compression, donc on doit vérifier :

$$\frac{F_{v.Sd}}{F_{V.Rd}} + \frac{F_{t.Sd}}{1,4 \times F_{t.Rd}} \leq 1 \quad \text{avec} \quad F_{t.Sd} \leq F_{t.Rd}$$

Tel que :

$$F_{V.Rd} = 0,6 \frac{A_s \times f_{bu}}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_{t.Rd} = 0,9 \frac{A_s \times f_{bu}}{\gamma_{Mb}}$$

Eléments	$F_{t.Sd}$	$F_{v.Sd}$
Membrane supérieure	97,09	78,23
Membrane inférieure	110,46	82,28

Tab.VII.3 : les efforts $F_{t.Sd}$ et $F_{v.Sd}$ dans les membrures assemblées.

Boulon M24 classe 8.8 $\rightarrow A_s = 353 \text{ mm}^2$, $f_{bu} = 800 \text{ MPa}$

$$F_{V.Rd} = 0,6 \frac{353 \times 800}{1,25} \times 10^{-3} = 135,55 \text{ KN}$$

$$F_{t.Rd} = 0,9 \frac{353 \times 800}{1,25} \times 10^{-3} = 203,32 \text{ KN}$$

➤ **Assemblage de la membrane supérieure :**

$$\frac{78,23}{135,55} + \frac{97,09}{1,4 \times 203,32} = 0,91 \leq 1 \quad \text{avec} \quad F_{t.Sd} = 97,09 \text{ KN} \leq F_{t.Rd} = 203,32 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée}$$

➤ **Assemblage de la membrane inférieure :**

$$\frac{82,28}{135,55} + \frac{110,46}{1,4 \times 203,32} = 0,92 \leq 1 \quad \text{avec} \quad F_{t.Sd} = 110,46 \text{ KN} \leq F_{t.Rd} = 203,32 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée}$$

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

$$L'ELU : \quad V_{sd} = \frac{111,15}{16 \times 1} = 6,94 \text{ KN}$$

$$L'ELS : \quad V_{sd} = \frac{84,68}{16 \times 1} = 5,29 \text{ KN}$$

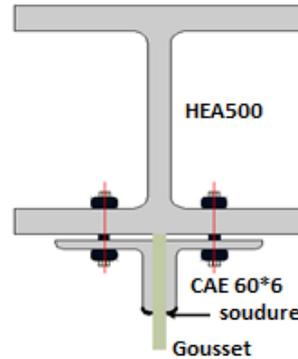


Fig.VII.4 : Détail assemblage ferme – poteau

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) $f_{ub} = 800 \text{ MPa}$

$$\gamma_{ms} : \text{Coefficient de sécurité} \begin{cases} \gamma_{ms} = 1,25 \Rightarrow ELU \\ \gamma_{ms} = 1 \Rightarrow ELS \end{cases}$$

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

III.2-Vérification à l'assemblage trop long:

La longueur de l'assemblage est : $L = 500 - (2 \times 40) = 420 \text{ mm}$

$$15 \times d = 15 \times 24 = 360 \text{ mm}$$

$L = 420 \text{ mm} > 15 \times d = 360 \text{ mm}$; donc l'assemblage est très long.

D'où l'effort résistant V_R sera réduit avec un coefficient β :

$$\beta = 1 - \left(\frac{L - 15 \times d}{200 \times d} \right) = 1 - \left(\frac{420 - 360}{200 \times 24} \right) = 0,96$$

➤ **L'ELU :**

$$F_{tsd} = \frac{N_1}{2} = \frac{179,31}{2} = 89,65 \text{ KN}$$

$$F_{tsd} = 89,65 \text{ KN.}$$

$$V_R = \frac{0,96 \times 1 \times 1 \times [0,7 \times 3,53 \times 80 - 0,8 \times 89,65]}{1,25} = 96,73 \text{ KN}$$

$$V_R = 96,73 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 6,94 \text{ KN} < 96,73 \text{ KN} \Rightarrow \text{vérifié}$$

➤ **L'ELS :**

$$F_{tsd} = \frac{N_1}{2} = \frac{143,68}{2} = 71,84 \text{ KN}$$

$$F_{tsd} = 71,84 \text{ KN}$$

$$V_R = \frac{0,96 \times 1 \times 1 \times [0,7 \times 3,53 \times 80 - 0,8 \times 89,65]}{1}$$

$$V_R = 120,92 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 5,29 \text{ KN} < 120,92 \text{ KN} \Rightarrow \text{vérifié}$$

IV- Assemblage de couvre joint de la ferme :

IV.1-Détail d'assemblage du couvre joint :

Afin de faciliter le transport, ainsi que le montage (assemblage) sur chantier des fermes, on devra diviser la ferme en trois parties.

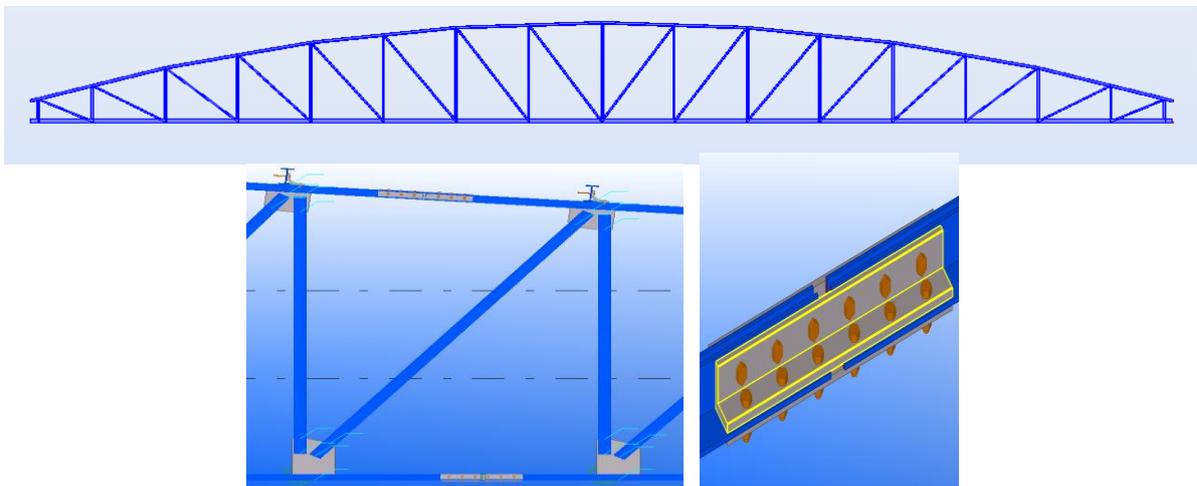


Fig. VII. 5 : Détail d'assemblage des deux éléments de la ferme

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 18 boulons de classe 8.8

IV.2- Calcul du moment sollicitant en travée de la ferme :

Calcul de G :

Poids de la ferme : 43,47 KN

Poids des pannes : $17 \times 0,158 \times 5,33\text{m} = 14,31\text{kN}$

Poids de la couverture : $0,1005 \times 33,14\text{m} \times 5,33\text{m} = 17,75\text{kN}$

$G = 75,53\text{kN} \Rightarrow PG = 75,53/33,14 = 2,27\text{kN/m}$

Calcul de S:

$S = 0,278 \text{ KN/m}^2 \times 198,80 \text{ m}^2 = 55,26\text{kN} \Rightarrow PS = 55,26/33,14 = 1,66\text{kN/m}$

Calcul de V:

$V = -1,422 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow PV = -1,422 \times 5,33\text{m} = -7,57\text{kN/m}$

1^{er} CAS : G + 1,5 V

$P_u = 2,27 - 1,5 \times 7,57 = -9,08\text{kN/m}$

$$M_{\max} = \frac{9,08 \times 33,14^2}{24} = 415,50\text{KN.m}$$

$M(x=10,06\text{m})=M(x=20,12\text{m})=406,77\text{KN/m}$

2^{eme} CAS: 1,35 G + 1,5 S

$P_u = 1,35 \times 2,27 + 1,5 \times 1,66 = 5,56\text{kN/m}$

$$M_{\max} = \frac{5,56 \times 33,14^2}{24} = 254,43\text{KN.m}$$

$M(x=10,06\text{m})=M(x=20,12\text{m})=232,64\text{KN/m}$

On dimensionnera l'assemblage selon le cas le plus défavorable à savoir G + 1,5 V. Le couvre joint sera sollicité à un effort de traction qui vaut :

$$N = \frac{M_{\max}}{h} = \frac{406,77}{3,16} = 128,72\text{KN}$$

Alors on calcul avec l'effort le plus défavorable $N_{\max} = 128,72 \text{ KN}$

D'où l'effort repris par chaque boulon est calculé comme suite :

$$F_{V.sd} = \frac{N_{\max}}{n.p} = \frac{128,72}{18.2} = 3,57 \text{ KN}$$

$$F_{V.sd} = 0,5 A_s \cdot \frac{f_{ub}}{\gamma_{Mb}}$$

$$A_s \geq \frac{\gamma_{Mb} \cdot F_{V.sd}}{0,5 \cdot f_{ub}} = \frac{1,25 \times 3,57 \times 10^3}{0,5 \times 600} = 14,87 \text{ mm}^2$$

On adopte des boulons de type M 12 avec $A_s=0,84\text{cm}^2$ et $d_0=13\text{mm}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t \end{array} \right\} d'ou \left\{ \begin{array}{l} 15,6\text{mm} \leq e_1 \leq 108\text{mm} \\ 18,6\text{mm} \leq p_1 \leq 126\text{mm} \end{array} \right\}$$

Soit **e1 = 50 mm** **P1 = 80 mm**

IV.3-Vérifications :

IV.3.1- Assemblage trop long :

Longueur du couvre joint : 500 mm

Longueur de l'assemblage : $L = 500 - 2 \times 50 = 400\text{mm}$

$L > 15 d = 180 \text{ mm}$; Donc l'assemblage est trop long.

Calcul du coefficient réducteur β :

$$\beta = 1 - \left(\frac{L - 15 \times d}{200 \times d} \right) = 1 - \left(\frac{500 - 180}{200 \times 12} \right) = 0,86$$

$$F_{V.rd} = 0,5 \cdot \beta \cdot A_s \cdot \frac{f_{ub}}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{V.rd} = 0,5 \cdot 0,86 \cdot 0,84 \cdot \frac{80}{1,25} = 23,11 \text{ KN} > F_{V.sd} = 3,57 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

IV.3.2- Pression diamétrale :

$$B_{p,rd} = 2,5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = (1,28; 1,80; 1,22; 1)$$

$$F_{P,rd} = 77,76 \text{ KN} > F_{V,rd} = 5,97 \text{ KN}$$

Il n'y a pas risque de la pression diamétrale

IV.3.3- Rupture de la section nette :

$$N_{u,Rd} = 0,9 A_{net} \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$

$$A_{net} = 2(A_1 + \xi A_2)$$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (90 - 13) \times 9 = 693 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1 = 1552 - (13 \times 9) - 693 = 742 \text{ mm}^2$$

$$\xi = \frac{3 \cdot A_1}{3 \cdot A_1 + A_2} = \frac{3 \cdot 693}{3 \cdot 693 + 742} = 0,73$$

$$A_{net} = 2(693 + 0,73 \cdot 742) = 2469,32 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 \cdot 2469,32 \cdot \frac{360}{1,25} = 640,047 \text{ KN} > F_{V,rd} = 215,22 \text{ KN}$$

V- Assemblage des éléments de la Poutre au vent :

V.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.

$$N = 57,60 \text{ KN}$$

On utilise des boulons M12 de classe 6.8 soumis au cisaillement d'où:

$$F_{V,rd} = 0,5 \cdot A_s \cdot \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$

$$F_p = 0,5 \times 0,84 \times \frac{60}{1,25} = 20,16 \text{ KN}$$

$$f_u = 600 \text{ MPA}$$

Les diagonales : 2L (70*70*7)

Boulon M12, $A_s = 0,84 \text{ cm}^2$

L'effort tranchant repris par un boulon est:

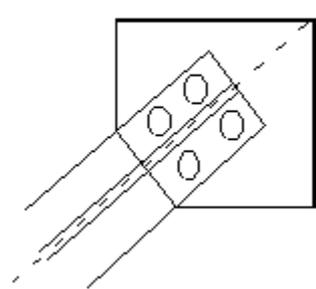


Fig. VII.6 : assemblage diagonale-gousset

$$F_V = \frac{N/2}{n \cdot p}$$

Le nombre de boulons doit vérifier la condition suivante:

$$F_{V,sd} \leq F_{V,rd} \Rightarrow n = \frac{N/2}{F_{V,rd} \cdot p} = \frac{57,60/2}{20,16 \cdot 1} = 1,42$$

Soit $n = 2$ Boulons pour chaque cornière.

➤ **Disposition des boulons:**

$$e_1 = 40\text{mm} \dots \dots \dots e_2 = 32\text{mm} \dots \dots \dots p_1 = 60\text{mm}$$

On opte pour 4 Boulons ordinaires M12 avec un gousset de 8mm.

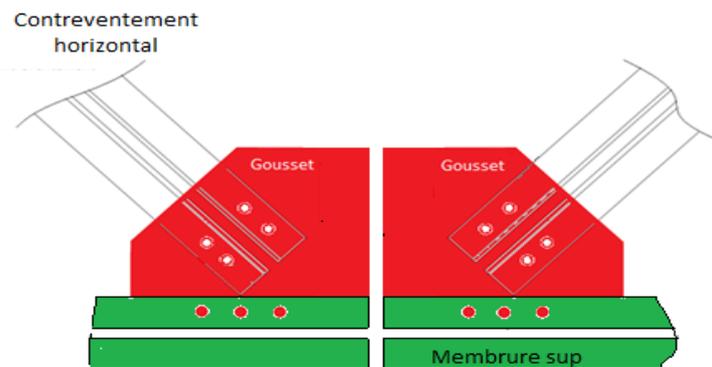


Fig. VII.7 : Détail d'assemblage au sommet de la ferme

V.2-Vérifications :

➤ **Pression diamétrale :**

$$B_{p,rd} = 2,5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = 1$$

$$F_{p,rd} = 60,48\text{KN} > F_{V,sd} = \frac{57,60}{4} = 14,4\text{KN}$$

Il n'y a pas risque de la pression diamétrale

➤ **Rupture de la section nette :**

$$N_{u.Rd} = 0,9 A_{net} \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$

$$A_{net} = 2(A_1 + \xi A_2)$$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (70 - 13) \times 7 = 399 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1 = 940 - (13 \times 7) - 399 = 450 \text{ mm}^2$$

$$\xi = \frac{3.A_1}{3.A_1 + A_2} = \frac{3.399}{3.399 + 450} = 0,72 \quad \Rightarrow \quad A_{net} = 2(399 + 0,72.450) = 1446 \text{ mm}^2$$

$$N_{u.Rd} = 0,9.1446 \frac{360}{1,25} = 374,80 \text{ KN} > F_{V.sd} = 57,60 \text{ KN}$$

V.3. Assemblage du gousset sur la membrure supérieure de la ferme :

Forfaitairement, on vérifiera l'assemblage pour 3 boulons ordinaires de classe 6.8

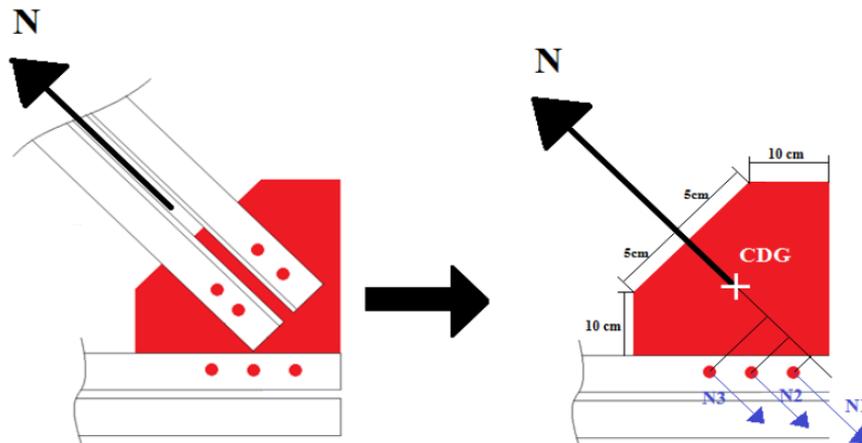


Fig. VII.8 : Assemblage gousset – membrure supérieure

a) Déterminations des efforts de cisaillement revenant à chaque boulon:

$$N = 57,60 \text{ KN}$$

$$N_v = 57,60 \sin 46,77 = 41,96 \text{ KN}$$

$$N_h = 57,60 \cos 46,77 = 39,45 \text{ KN}$$

$$N_{IV.H} = \frac{N_{V,H}}{n} \quad n: \text{ nombre de boulon}$$

$$N_{IV} = \frac{41,96}{3} = 13,98 \text{ KN}$$

$$N_{IH} = \frac{39,45}{3} = 13,15 \text{ KN}$$

D'où l'effort de cisaillement $F_{V,sd}$ sur le boulon est:

$$F_{V,sd} = \sqrt{N_{IV}^2 + N_{IH}^2} = \sqrt{13,98^2 + 13,15^2} = 19,19 \text{ KN}$$

b) Vérification à la résistance des boulons :

• Au cisaillement seul :

$$F_p = 0,5 \times A_s \times \frac{f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0,5 \times 0,843 \times \frac{60}{1,25} = 20,23 \text{ KN} > 19,19 \text{ KN} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

VI-Assemblage de l'échantignolle :

VI.1- Assemblage de la panne sur l'échantignolle :

On dimensionnera le boulon au cisaillement

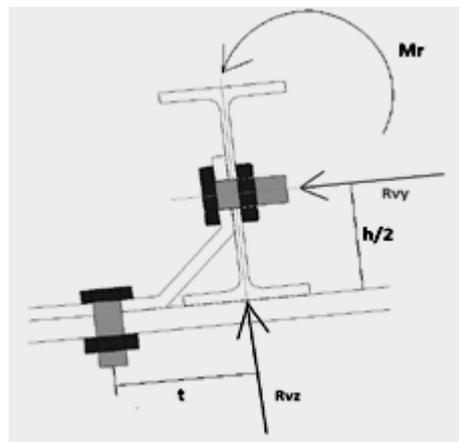


Fig. VII.9 : Détail des efforts pour l'assemblage de l'échantignolle

On vérifiera l'assemblage pour un boulon ordinaire afin de réaliser une articulation.

$R_{Vz \max} = 21,43 \text{ kN}$ et celui due au vent (voire chapitre III calcul de l'échantignolle).

$$F_{V,sd} = \frac{N_{\max}}{n.p} = \frac{21,43}{2} = 10,71 \text{ KN}$$

$$F_{V,sd} = 0,5 A_s \cdot \frac{f_{ub}}{\gamma_{Mb}}$$

$$A_s \geq \frac{\gamma_{Mb} \cdot F_{V.sd}}{0,5 \cdot f_{ub}} = \frac{1,25 \times 10,71 \times 10^3}{0,5 \times 600} = 44,625 \text{ mm}^2$$

On adopte des boulons de type M 12 avec $A_s=0,84\text{cm}^2$ et $d_0=13\text{mm}$.

$$F_p = 0,5 \times A_s \times \frac{f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0,5 \times 0,843 \times 60 / 1,25 = 20,23 \text{ KN} > \frac{21,43}{2} = 10,71 \text{ KN} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

VI.2-Assemblage de l'échantignolle sur la membrure :

Dans ce cas-là, le boulon est soumis simultanément un effort de cisaillement et de traction, Le cas le plus défavorable et celui du vent :

$$V_z = -21,43 \text{ KN}$$

$$V_y = 0,228 \text{ KN}$$

Soit un boulon ordinaire M 12 de classe 6.8 ; $f_{ub} = 600\text{MPa}$

$$\frac{F_{V.sd}}{F_{V.rd}} + \frac{F_{t.sd}}{1,4 \cdot F_{t.rd}} \leq 1$$

$$F_{t.sd} \leq F_{t.rd}$$

$$F_{t.rd} = 0,9 \times A_s \times \frac{f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0,9 \times 0,843 \times \frac{60}{1,25} = 36,41 \text{ KN}$$

$$F_{t.sd} = 0,5 \times A_s \times \frac{f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0,5 \times 0,843 \times \frac{60}{1,25} = 20,23 \text{ KN}$$

$$\left(\frac{0,114}{20,23} + \frac{10,71}{1,4 \times 36,41} \right) = 0,215 \leq 1 \quad \text{Vérifiée}$$

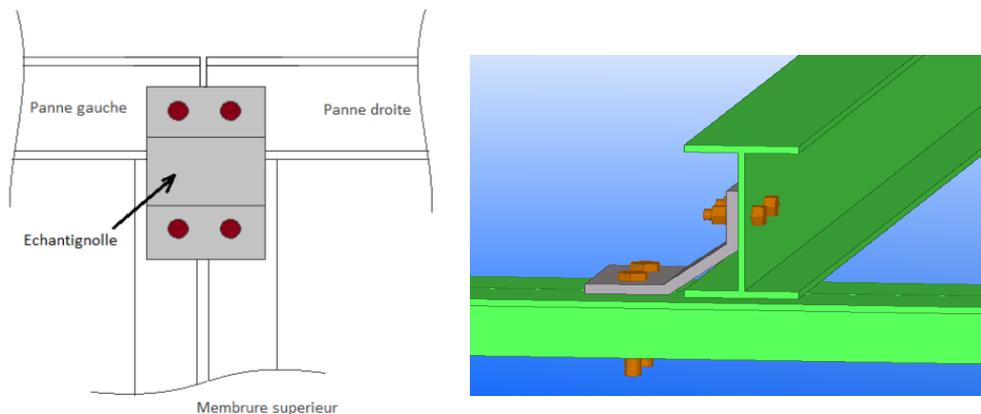


Fig. VII.10 : Vue de face de l'échantignolle

VII-Assemblage poteau- poutre sablière :**VII.1- Assemblage poteau – platine :**

L'assemblage sera réalisé par des boulons ordinaires de classe 6.8 sous les sollicitations les plus défavorable suivantes :

$$\begin{cases} N = 38,62\text{kN} \\ V_{sd} = 22,41\text{kN} \end{cases} \text{ à l'ELU}$$

VII.1.1- Dimensionnement des boulons :

$$N \leq n.F_p$$

n: nombre de boulon par rangée (n=2)

$$F_p = 0,7 A_s F_{ub}$$

$$\text{Donc } A_s \geq \frac{N}{n \cdot 0,7 F_{ub}} = 40,06\text{mm}^2$$

On choisit des boulons ordinaire de type M(12) avec $A_s=84\text{mm}^2$

VII.1.2-Vérifications nécessaires :

On doit vérifier que :

- Cisaillement plus traction

$$\frac{F_{V,sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{F_{t,Rd}} \leq 1 \dots\dots\dots(I)$$

$$F_{t,sd} = \frac{N}{2} = 19,31\text{kN}$$

$$F_{t,Rd} = 0,9 A_s \frac{F_{ub}}{\gamma_{Mb}} = 42,32\text{kN}$$

$$F_{V,sd} = \frac{V_{sd}}{np} = 11,20\text{kN}$$

$$F_{V,Rd} = 0,6 A_s \frac{F_{ub}}{\gamma_{Mb}} = 32,25\text{kN}$$

$$\text{Donc : } (I) \Rightarrow \frac{11,20}{32,25} + \frac{19,31}{42,32} = 0,80 < 1 \quad (\text{condition vérifiée})$$

- Vérification du poinçonnement

On doit vérifier que :

$$F_{t,sd} \leq B_{p,Rd} = 0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \frac{F_u}{\gamma_{Mb}} \quad ; \gamma_{Mb} = 1,5$$

$$B_{p,Rd} = 0,6 \times \pi \times 20,5 \times 3,6 \frac{360}{1,25} = 40,04\text{kN} > 19,31\text{kN}$$

Pas de risque de poinçonnement

VII.2-Assemblage platine – poutre sablière :

Cet assemblage est réalisé au moyen de cordon de soudure.

On suppose que le moment est équilibré uniquement par les cordons reliant le profilé à la platine.

On prend l'épaisseur de la platine $e = 8\text{mm}$

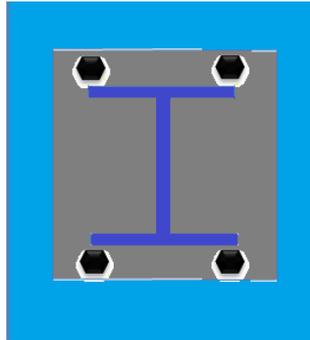


Fig. VII.11 : assemblage platine poutre par cordon de soudure.

VII.2.1- Calcul des gorges de soudure :

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre. Elle est donnée par la condition suivante :

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5t_w$$

On prend $a = 3\text{mm}$

VII.2.2-Distribution des efforts sur les différents cordons :

Les cordons reprennent V_{sd}

$$F_{W,sd} = 22,41\text{kN}$$

La longueur du cordon : $L_w = 2\pi \cdot R = 357,96\text{mm}$

VII.2.3-Vérification :

$$F_{W,sd} \leq F_{W,Rd}$$

$F_{W,Rd}$ est la résistance d'un cordon de soudure

$$F_{W,Rd} = a \cdot L_w \frac{F_u}{\beta_w \cdot \gamma_{mw} \cdot \sqrt{3}} = 136,34\text{kN}$$

$$F_{W,Rd} = 3 \cdot 357,96 \frac{360}{0,8 \cdot 1,25 \sqrt{3}} \cdot 10^{-3} = 297,60\text{kN} > F_{W,sd} = 22,41\text{kN} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

VIII- Assemblage du contreventement (Palées de stabilités) :

L'assemblage se fait par la détermination de l'élément le plus sollicité avec un effort de traction $N_{tSd}=57.21Kn$.

VIII.1-Assemblage gousset-nœud du portique :

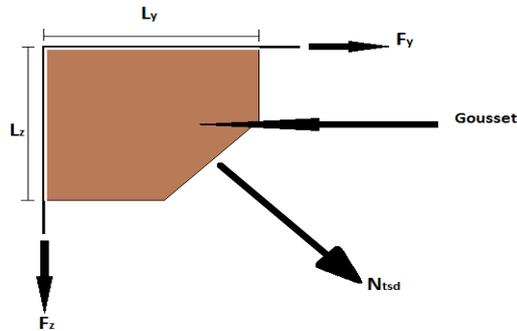


Fig. VII.12 : assemblage gousset nœud du portique par cordon de soudure.

- Pré dimensionnement du gousset

L'épaisseur du gousset dépend de l'effort appliqué, elle est donnée par le tableau suivant :

F (kN)	200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e (mm)	8	10	12	14	16

Tab.VII.4 : épaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.

On a :

$N_{t,Sd} = 57,21kN$; donc on prend : $e=8mm$

- Pré dimensionnement de la gorge de soudure

Elle est donnée par la formule suivante :

$$3mm \leq a \leq 0,5t_{max}$$

Donc : $a=3,5mm$

La longueur du cordon de soudure est donnée par :

$$L \geq \frac{N}{2} \cdot \gamma_{Mw} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3} \dots \dots \dots (I)$$

Il faut décomposer l'effort en deux composantes (figure VII.10).

$$tg \alpha = \frac{4,85}{5,33} \Rightarrow \alpha = 42,30^\circ$$

Donc :

$$F_y = N_{sd} \cdot \cos \alpha = 42,31kN$$

$$F_z = N_{sd} \sin \alpha = 38.50kN$$

A partir de l'équation (I), on aura :

$$\begin{cases} L_y \geq 2,54cm \\ L_z \geq 1,76cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} L_y = 5cm \\ L_z = 3cm \end{cases}$$

VIII.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.

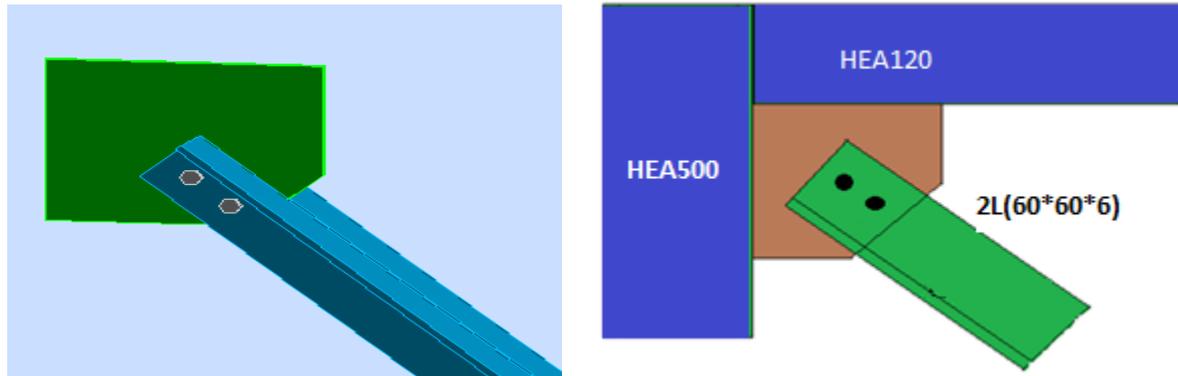


Fig. VII.12 : assemblage des diagonales sur gousset.

- Distribution de l'effort normale sur les boulons

$$F_{V,sd} = \frac{V_{sd}}{n.p} \quad \text{Avec : } p : \text{ nombre de plan de cisaillement}$$

$$F_{V,sd} = \frac{57,21}{2.2} = 14,302kN$$

- Dimensionnement des boulons

$$F_{V,sd} \leq F_{V,Rd} = \frac{0,6A_s f_{ub}}{\gamma_{Ms}} \Rightarrow A_s \geq \frac{F_{V,sd} \times \gamma_{Mb}}{0,6 \times f_{ub}} \quad \gamma_{Mb} = 1,25$$

$$\Rightarrow A_s \geq 49,65mm^2$$

On choisit des boulons de types M(12) avec $A_s = 84mm^2$

- Disposition géométrique

Cornière 2L (70*70*7), $t = 7mm$

$$\begin{cases} 1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t \\ 1,5d_0 < e_2 \end{cases} \quad d'ou \quad \begin{cases} 15,6mm \leq e_1 \leq 84mm \\ 28,6mm \leq p_1 \leq 98mm \\ 19,5 < e_2 \end{cases}$$

$$\text{Soit} \quad e_1 = 5 \text{ cm} \quad P_1 = 8 \text{ cm}$$

VIII.3-Vérifications :

VIII.3.1- Assemblage trop long :

Longueur de l'assemblage : $L = 180 - 2 \times 50 = 60\text{mm}$

$L < 15d = 180\text{mm}$; Donc l'assemblage n'est pas long.

VIII.3.2- Pression diamétrale :

$$B_{P,rd} = 2,5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = (1,28; 1,80; 1,66; 1)$$

$$F_{P,rd} = 60,48\text{KN} > F_{V,sd} = 5,85\text{KN}$$

Il n'y a pas risque de la pression diamétrale

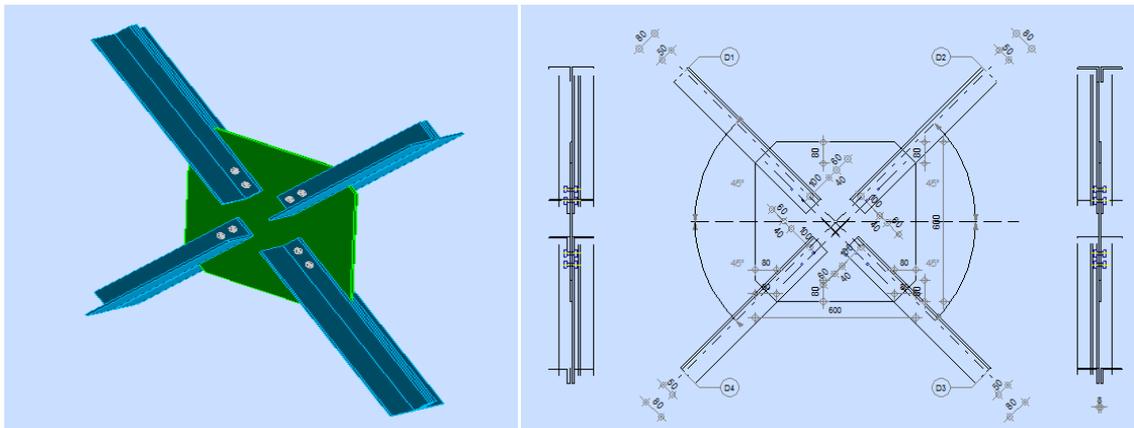
VIII.3.3- Rupture de la section nette :

$$N_{u,Rd} = 0,9 A_{net} \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$

$$A_{net} = 2(399 + 0,73.441) = 1441,86\text{mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0,9.1441,86 \frac{360}{1,25} = 373,73\text{KN} > F_{V,sd} = 57,21\text{KN}$$

VIII.4-Assemblage palée en croix :



Détermination du nombre de boulons :

$$F_{V,sd} = \frac{V_{sd}}{n.p} \quad \text{Avec : } p : \text{nombre de plan de cisaillement}$$

$$F_{V,sd} = \frac{57,21}{2.2} = 14,302\text{kN}$$

- Dimensionnement des boulons

$$F_{V,sd} \leq F_{V,Rd} = \frac{0,6A_s f_{ub}}{\gamma_{Ms}} \Rightarrow A_s \geq \frac{F_{V,sd} \times \gamma_{Mb}}{0,6 \times f_{ub}} \quad \gamma_{Mb} = 1,25$$

$$\Rightarrow A_s \geq 49,65 \text{ mm}^2$$

On choisit des boulons de types M(12) avec $A_s = 84 \text{ mm}^2$

VIII.5- Vérification :

• Rupture de la section nette :

$$N_{u,Rd} = 0,9 A_{net} \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$

$$A_{net} = 2(A_1 + \xi A_2)$$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (80 - 13) \times 8 = 536 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1 = 1227 - (13 \times 8) - 536 = 587 \text{ mm}^2$$

$$\xi = \frac{3.A_1}{3.A_1 + A_2} = \frac{3.536}{3.536 + 587} = 0,732$$

$$A_{net} = 2(536 + 0,732.587) = 1931,368 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0,9.1931,368 \frac{360}{1,25} = 500,61 \text{ KN} > F_{V,sd} = 57,21 \text{ KN}$$

• Résistance des boulons au cisaillement :

$$F_{VRd} = 0,6 \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{mb}} = 0,6 \times 600 \times \frac{84 \times 2}{1,25} \times 10^{-3} = 48,38 \text{ KN}$$

$$F_{VRd} = 48,38 \text{ KN} > F_{V,sd} = 14,302 \text{ KN}$$

• Vérification à la traction :

$$F_{tRd} = 0,9 \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{mb}} = 0,9 \times 600 \times \frac{84}{1,25} = 36,288 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} = 24,19 \text{ KN} < F_{tRd} = 36,288 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{OK.}$$

Chapitre VIII

Calcul des pieds de poteaux

Chapitre VIII :

Calcul des pieds de poteaux

I-Introduction :

La base du poteau a le rôle de transmettre au massif de fondation, les efforts développés dans le poteau. Elle est constituée d'une platine en acier soudée à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le pourtour de la section du profilé constituant le poteau.

Dans notre cas on a deux types de pieds à calculer, les poteaux(HEA500), qui sont encastrés à leurs bases et des potelets (IPE 240) qui sont articulés à la base.

II-Pieds de poteau encastré(HEA500):

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de traction le plus défavorable tiré par les résultats de logiciel ROBOT, dû à la combinaison 1.35 (G+Q+W3):

$$N_t = 324,73 \text{ KN.}$$

II.1-Surface d'appui de la plaque d'assise :

$$h_p \times b_p \geq \frac{N}{f_{bu}} = \frac{324,73 \times 10^1}{14,2} = 228,68 \text{ cm}^2$$

h : la hauteur de la section HEA500 $\Rightarrow h = 490 \text{ mm}$

c : le débord, donné par : $c = (100 \div 150) \text{ mm}$

on prend : $c = 120 \text{ mm}$

D'où : $a = h + 2c = 490 + 2 \times 120 = 730 \text{ mm}$

$b = b + 2c = 300 + 2 \times 120 = 540 \text{ mm}$

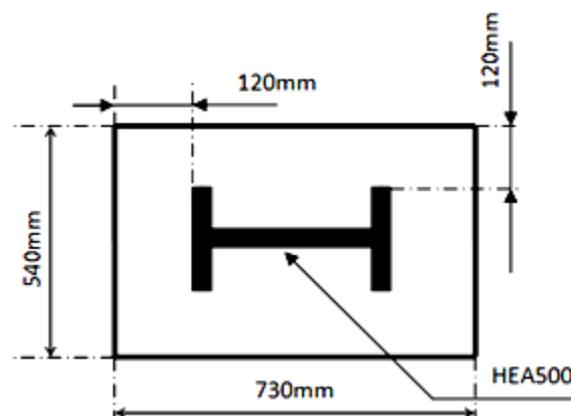


Fig. VIII.1 : disposition platine –poteau HEA500.

II.2-Dimensionnement des tiges d'ancrages:

Elles sont droites mais généralement recourbées à une extrémité, ce qui permet de reprendre un effort de traction plus important et de bloquer la tige et donc l'ensemble de la charpente lors du montage de la structure. Ces efforts traction sont engendrés par le vent de soulèvement en général et par les moments à la base dans le cas de poteaux encastrés.

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de traction le plus défavorable

$N_t = +324,73 \text{ KN}$

L'effort admissible par scellement, dans le cas des tiges (goujons) avec crochet, est donné par la formule suivante : (CM66, article 5.123)

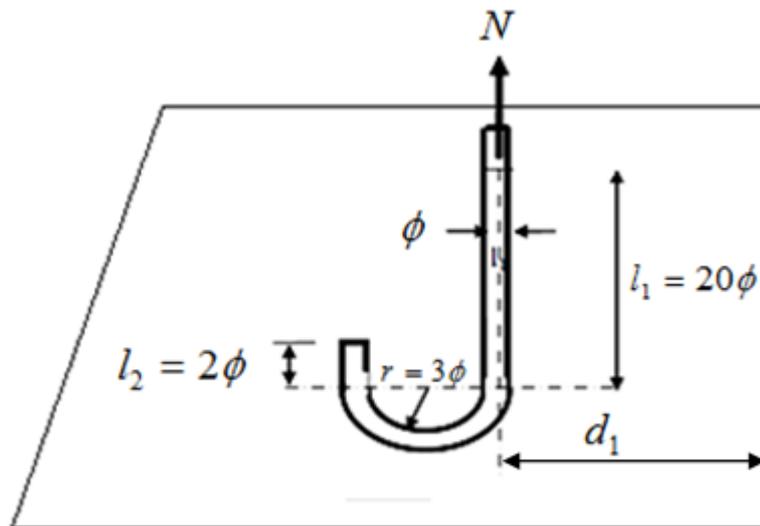


Fig. VIII.2: Tige d'encrage du pied du poteau.

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1} \right)^2} (l_1 + 6.4r + 3.5l_2)$$

g_c : étant le dosage en ciment du béton (kg/m^3)

Et les valeurs courantes étant : $r = 3\phi$; $l_2 = 2\phi$; $l_1 = 20\phi$

Les tiges d'ancrages se dimensionnent à la traction simple, sous un effort de traction (N_a)

$$N_{st} = \frac{N_t}{n} \leq N_a$$

n:nombre de tiges.

N_t : effort sollicitant de traction.

N_a : effort normal résistant d'une tige.

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{13,1} \right)^2} (20\phi + 6,4 \times 3\phi + 3,5 \times 2\phi) \geq \frac{N_t}{6}$$

$$\Rightarrow 0,835 \times \frac{\phi}{1 + 0,152\phi + 0,0058\phi^2} \times 46,2\phi \geq 54,12$$

$$\Rightarrow 37,73\phi^2 - 21,97\phi - 144,59 \geq 0$$

$$\Rightarrow \phi \geq 3,47 \text{ cm}$$

Donc on choisit pour les tiges le diamètre $\phi = 3,6 \text{ cm}$

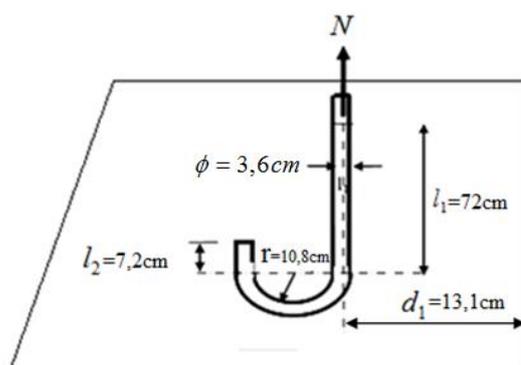


Fig.VIII.3: Les dimensions des tiges d'encrage du pied du poteau.

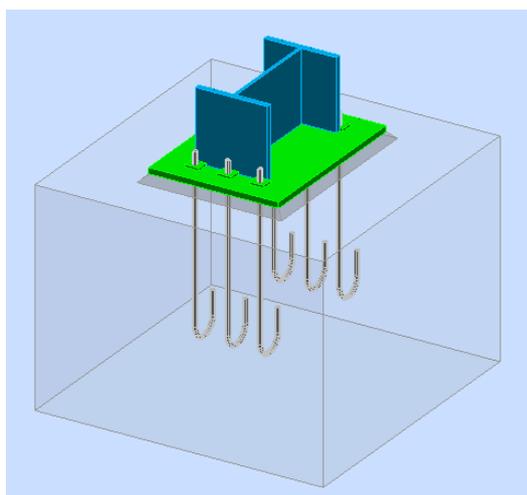


Fig. VIII.4: Disposition des tiges d'encrages.

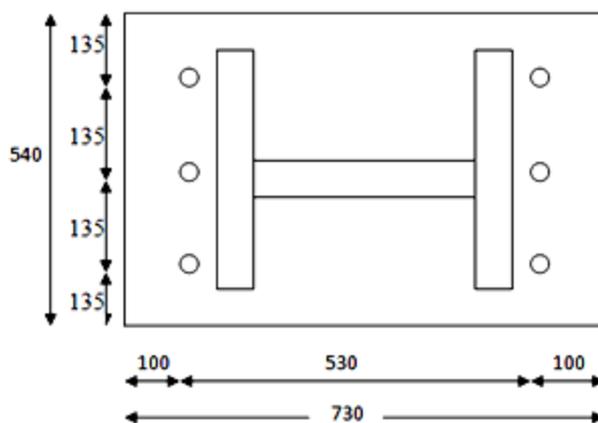


Fig. VIII.5: Détail de la platine.

II.3- Vérification des contraintes dans le béton et l'acier:

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{129,89 \times 10^2}{324,73} = 40 \text{ cm}$$

$$h = h_{\text{HEA500}} + C = 49 + 12 = 61 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{61}{6} = 10,16 \text{ cm}$$

$$e = 40 \text{ cm} > \frac{h}{6} = 10,75 \text{ cm}$$

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).

$$A = 2 \times \left(\frac{\pi \phi^2}{4} \right) = 20,34 \text{ cm}^2$$

$$l = e + \frac{h - 2C}{2} = 66,90 \text{ cm}$$

► Position de l'axe neutre élastique :

$$h'^3 + 3 \times (l - h)h'^2 + 90 \times A \frac{l}{b} h' - 90 \times A \frac{l}{b} h = 0$$

$$h'^3 + 3 \times 2,4h'^2 + 90 \times 25,52h' - 90 \times 25,52h = 0$$

$$h' = 37,38 \text{ cm}$$

a) Les contraintes dans le béton:

$$\sigma_b = \frac{2Nl}{bh' \left(h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_{ub}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 324,73 \times 66,90}{73 \times 37,38 \left(61 - \frac{37,38}{3} \right)} \times 10 = 3,28 \leq f_{ub} = 14,20 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée.}$$

b) Les contraintes dans l'acier:

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \times \frac{l-h+\frac{h'}{3}}{h-\frac{h'}{3}} \leq f_y$$

$$\sigma_a = \frac{310,50}{20,34} \times \frac{66,90-61+\frac{37,38}{3}}{61-\frac{37,38}{3}} \times 10 = 57,74 \text{ MPa} \leq f_y = 235 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée.}$$

II.4- Dimensionnement de l'épaisseur de la platine:

II.4.1- Vérification dans la section 1-1:

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal des contraintes situé à droite de la section, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire (1) et un diagramme triangulaire (2)

Les moments correspondants, pour une bande de largeur unité (=1 cm) et d'épaisseur t , sont :

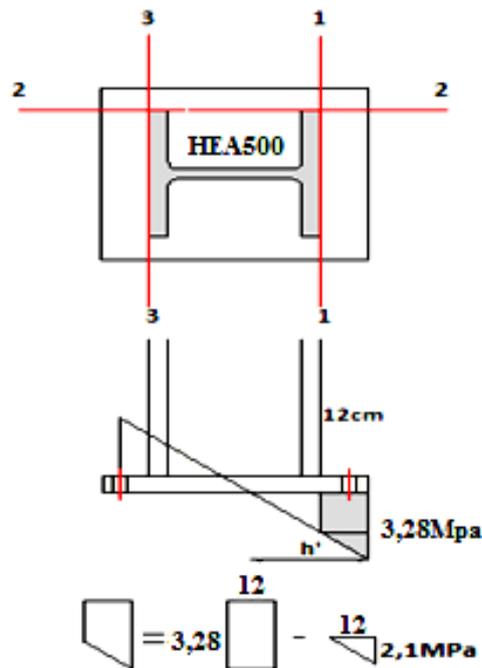


Fig. VIII.6 : Vérification dans la section 1-1

$$M_2 = (2,1 \times 12 / 2) \cdot (12 / 3) \times 10^{-3} = 0,050 \text{ KN.m}$$

$$M = M_1 - M_2 = 0,186 \text{ KN.m}$$

- Le module d'inertie de la platine Pour $b=1$ cm

$$\frac{I}{V} = \frac{(b \times t^3)/12}{(t/2)} = \frac{b \times t^2}{6} = \frac{t^2}{6}$$

- La contrainte de flexion dans la section est:

$$\frac{M}{W_{el}} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{6 \times M}{f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 0,186}{2350}}$$

$$t \geq 2,17 \text{ cm}$$

II.4.2- la contrainte de flexion dans la section 2-2:

Le même raisonnement on aura le moment maximal:

$$M = 3,28 \times 12 \times \frac{12}{2} \times 10^{-3} = 0,236 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{6 \times M}{f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 0,236}{10^{-2} \times 2,35}} = 2,45 \text{ cm}$$

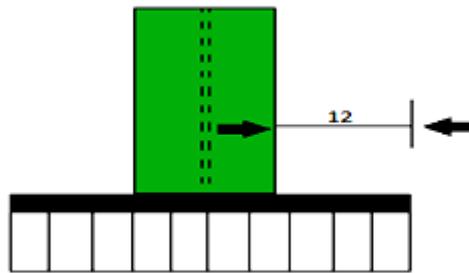


Fig. VIII.7 : Vérification dans la section 2-2.

II.4.3-Vérification dans la section 3-3:

Du côté tendu, la platine est soumise a un moment

$$M = 0,10 \times T$$

$$T = A \cdot \sigma_a = 20,34 \times 10^{-4} \times 57,74 \times 10^3 = 117,44 \text{ KN}$$

$$M = 11,7 \text{ KN.m}$$

$$W_{el} = \frac{50t^2}{6}$$

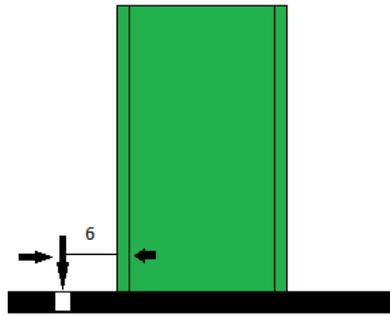


Fig.VIII.8 : Vérification de la section 3-3

Il faut donc vérifier que :

$$\frac{11,7 \times 6}{50t^2} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{6M}{50f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 11,7}{50 \times 23,5}}$$

$$t \geq 0,24 \text{ cm}$$

En conclusion, on prendra une platine d'épaisseur : **t = 2,5 cm**.

II.5- Dimensionnement de la bêche:

Il est possible de compter sur le frottement de la platine d'extrémité sur l'embase en béton pour transmettre les efforts horizontaux. Ainsi, si pour toutes les combinaisons d'action possible:

- N est toujours un effort de compression.
- les efforts tranchants **Vy ou Vz ≤ 0,3.N**

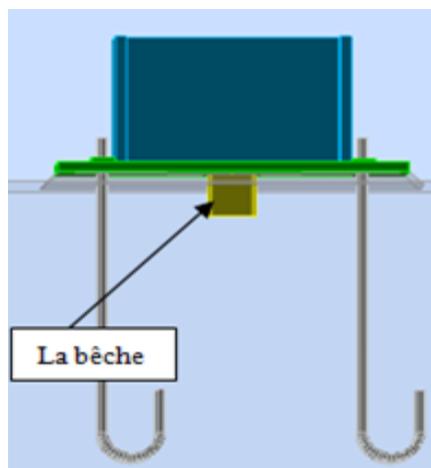


Fig. VIII.9: Disposition de la bêche.

Il n'y a pas lieu de prévoir de bêche. Dans le cas contraire, il faut une bêche et celle-ci doit être dimensionnée pour transmettre l'intégralité des efforts horizontaux.

Dans notre cas on a :

$$V = 70,45 \text{ KN}$$

$$V \leq A_{vz} \times \frac{f_y}{\sqrt{3}} \times \frac{1}{\gamma_{M0}}$$

$$A_{vz} \geq \frac{70,45 \times 1 \times \sqrt{3}}{235} \times 10 = 5,19 \text{ cm}^2$$

Donc on prendra un **IPE120** comme une bêche ($A_{vz}=6,3 \text{ cm}^2$).

III- Pieds de poteau articulé (pieds des potelets) :

Les pieds de poteaux articulés ne transmettent pas de moment fléchissant ; les rotations du poteau au niveau de la fondation sont normalement libres de se développer. Cette propriété permet de réaliser des assemblages relativement moins complexes

- le poteau articulé en pied ne peut assurer que la stabilité de la palée où il se trouve.
- Les potelets sont articulés à la base donc le dimensionnement se fait sous l'effort normal.

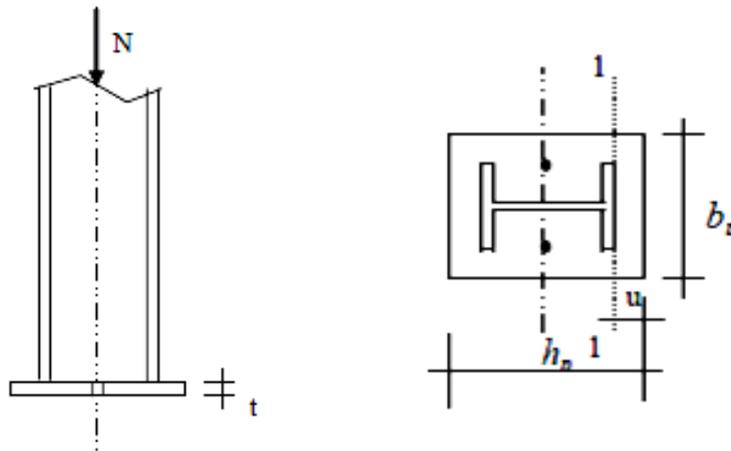


Fig. VIII.10: Schéma du potelet.

III.1- Dimensionnement de la platine :

Nous avons des potelets IPE240

$$hc = 240 \text{ mm} \quad bc = 120 \text{ mm}$$

$$N_t = 38,76 \text{ KN}$$

$$D'où: a = h + 2c = 240 + 2 \times 100 = 440 \text{ mm}$$

$$b = b + 2c = 120 + 2 \times 100 = 320 \text{ mm}$$

L'ancrage est réalisé par 2 tiges :

$$\frac{N_t}{2} \leq \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} f_y \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{2N_t}{\pi \cdot f_y}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{2 \times 38,76}{3,14 \times 23,5}} = 1,02 \text{ cm}$$

Le potelet n'est pas soumis au soulèvement, mais par mesure constructive et pour un bon ancrage des potelets, nous adopterons les tiges de $\phi=12\text{mm}$.

III.2- 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.

$$r = 3\phi, l_1 = 20\phi, l_2 = 2\phi$$

$$g_c : \text{Le dosage en ciment} = 350 \text{ Kg/m}^3$$

$$r = 3\phi = 3,6 \text{ cm}$$

$$l_1 = 20\phi = 24 \text{ cm}$$

$$l_2 = 2\phi = 2,4 \text{ cm}$$

$$d_1 = 5 \text{ cm}$$

$$N_a = 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000}\right) \cdot \frac{1,2}{\left(1 + \frac{1,2}{5}\right)} \cdot (24 + 23,04 + 8,4) = 26,58 \text{ KN}$$

$$N_a = 26,58 \text{ KN} \geq \frac{N_t}{2} = 19,76 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Vérfiée}$$

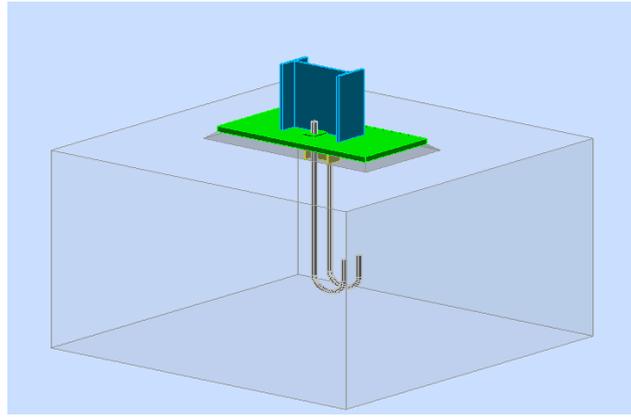


Fig. VIII.11 Disposition des tiges d'encrages.

III.3- Vérification de la contrainte de compression sur la semelle de fondation :

L_p : Longueur de la platine

B_p : Largeur de la platine

On adopte une platine de 44×32

$$\sigma = \frac{N_t}{L_p \times B_p} = 0,27 \text{MPa} < f_{ub} = 14,2 \text{MPa}$$

III.4-Détermination de l'épaisseur de la platine :

$$t \geq \mu \times \sqrt{\frac{3 \times \sigma}{f_y}}$$

$$t \geq 50 \times \sqrt{\frac{3 \times 0,27}{235}} = 2,93 \text{mm}$$

L'épaisseur de calcul est faible et pour des raisons pratiques on opte pour une épaisseur de **t=12mm**

IV-Conclusion:

Les éléments adoptés pour les pieds des poteaux sont récapitulés dans le tableau suivant :

Pieds des poteaux	Ces éléments
Pieds des poteaux encastrés(HEA500)	une platine (730x540x25)
	les tiges le diamètre $\phi = 36 \text{mm}$
	la bêche(IPE120)
Pieds des potelets(IPE240)	une platine (440x320x12)
	les tiges le diamètre $\phi = 12 \text{mm}$

Chapitre IX

Etude de l'infrastructure

Chapitre IX :

Etude de l'infrastructure

I-Introduction:

Les fondations sont les éléments, de l'infrastructure qui ont pour objectif de support les charges de la superstructure et les transmettre au sol.

Elles constituent un ensemble rigide capable de répondre aux fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure.
- Transmettre la totalité des charges apportées par la super structure au sol d'assise.
- Limiter les tassements différentiels et les déplacements horizontaux relatifs des fondations qui pourraient réduire la résistance et la rigidité du système structural.

II-Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend, essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- Le taux de charge transmise.
- La distance entre axes des poteaux.

Pour le choix de type de fondation, on vérifie d'abord pour les semelles isolées, puis pour les semelles filantes. Si les deux choix ne conviennent pas on passe au radier général.

Selon RPA 99(Art 10-1-4), les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes :

$$G + Q \pm E ;$$

$$0,8G \pm E ;$$

➤ En tenant compte de la nature du sol, de type du projet et de l'ensemble des résultats de laboratoire nous avons :

- Des fondations superficielles, ancrées à environ **2,00 m de profondeur**.
- Une contrainte à adopter pour le calcul des fondations de l'ordre de **1,50 bar**.

III- Calcul des fondations sous poteaux(HEA500) :

III.1-détermination des sollicitations:

Pour le calcul on considère les deux états limites (ELU, ELS) et Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous:

Sollicitation	Situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
		(G+Q+E)	1,35(G+Q+S)
N^{\max} (KN)	213,77	310,5	227,33
M_y (KN.m)	35,1	42,26	32,78
M_z (KN.m)	26,12	0,43	0,33
V_y (KN)	37,2	0,76	0,61
V_z (KN)	29,28	39,47	28,56

Tab. IX.1: Les sollicitations à la base des poteaux HEA500.

III.2- Pré dimensionnement de la semelle de poteau:

Les dimensionnements de la semelle sont choisis de manier qu'elles soient homothétiques avec celle du pied de poteau, les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base (h*b), donc les semelles sont rectangulaire (H*B).

a et b : dimension du poteau considéré.

A et B : dimension de la semelle.

h_1 : d + c ; avec c = 5 cm. (B.P)

d: hauteur utile de la semelle donnée par.

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{H-h}{4} \end{array} \right. \quad (\text{BAEL 91 - Ch 15.III - Art 1.2})$$

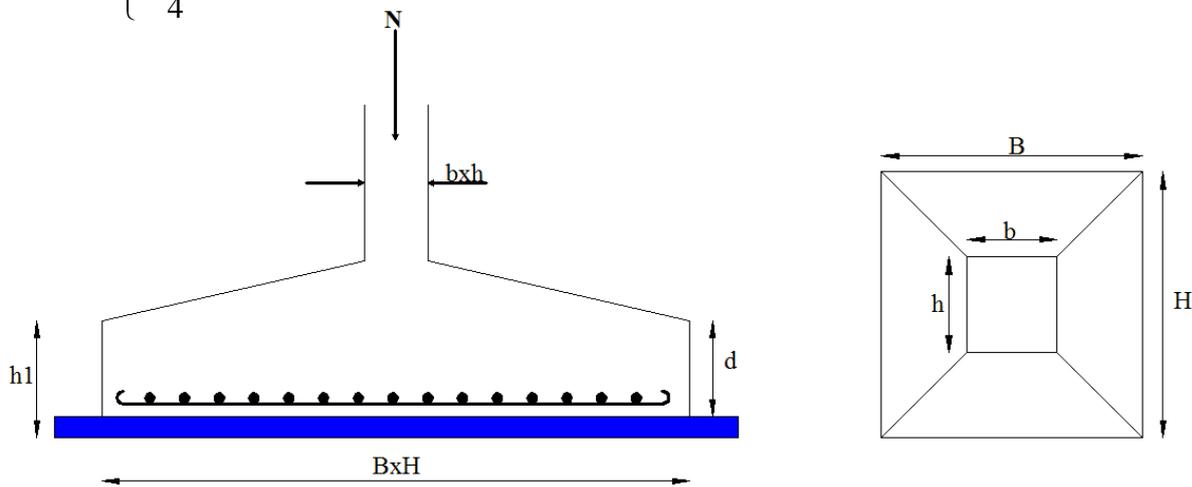


Fig. IX.1 dimensions de la semelle.

Critère de non poinçonnement:

$$\sigma_M < 2\sigma_{sol} \quad \text{Situation accidentelle}$$

$$\sigma_M < 1,33\sigma_{sol} \quad \text{Situation durable}$$

σ_M : Contrainte maximale dans la semelle donnée par la formule suivante:

$$\sigma_M = \frac{N}{H \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_M = \frac{N}{H \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right)$$

$$e_0 = \frac{M_y}{N}$$

$$\sigma_{sol} = 1,5 \text{ bar}$$

$$h = 73 \text{ cm}$$

$$b = 54 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{h} = \frac{B}{H} \Rightarrow H = 1,35B$$

Ou h et b dimensions de la platine puisque les poteaux sont encastrés.

III.3- Dimensionnement de la semelle:

- **Situation accidentelle** : $\sigma_M < 2\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{B \times H} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{B \times \left(\frac{h \times B}{b} \right)} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{\left(\frac{h \times B}{b} \right)} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$-B^3 + 0,52B + 0,38 \leq 0 \quad \text{avec} \quad e_0 = \frac{35,1}{213,77} = 0,164$$

$$B = 1,20 \text{ m}$$

$$H = 1,62 \text{ m}$$

Soit **B= 1,20 m** et **H = 1,60 m**

- **Situation durable** : $\sigma_M < 1,33\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{B \times H} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right) \leq 1,33 \sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{B \times \left(\frac{h \times B}{b} \right)} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{\left(\frac{h \times B}{b} \right)} \right) \leq 1,33 \sigma_{sol}$$

$$-B^3 + 1,15B + 0,691 \leq 0 \quad \text{avec } e_0 = \frac{42}{310,5} = 0,135$$

$$B = 1,50m \Rightarrow H = 1,87$$

On choisit pour toutes les semelles **B=1,50m et H = 1,90m**

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{H-h}{4} \end{array} \right. \Rightarrow d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{1,5-0,54}{4} = 24cm \\ \frac{1,90-0,73}{4} = 29,25cm \end{array} \right.$$

soit $d = 35cm$

$$h_1 = d + c = 35 + 5 = \mathbf{40 \text{ cm}}$$

l_1 : hauteur de l'amorce de poteau

$$l_1 = 2 - 0,40 = \mathbf{1,60 \text{ m}}$$

Poids de la semelle:

$$P = 1,90 \times 1,50 \times 0,40 \times 25 = 28,50 \text{ KN}$$

Les moments à la base:

$$M_{by} = M_y + T_z \times (h_1 + l_1)$$

$$M_{bz} = M_z + T_y \times (h_1 + l_1)$$

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau ci-dessous

Sollicitation	Situation Accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
		G+Q+E	1,35(G+Q+S)
N^{\max} (KN)	242,27	339	255,83
M_{by} (KN.m)	93,66	121,2	89,9
M_{bz} (KN.m)	100,52	1,95	1,55
V_y (KN)	37,2	0,76	0,61
V_z (KN)	29,28	39,47	28,56

Tab.IX.2 : Les sollicitations à la base de la semelle.

III.4- Vérification des contraintes :

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes:

$$\text{sens B} \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{B \times H} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33 \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B \times H} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_z}{N} \end{cases}$$

$$\text{sens H} \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{B \times H} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33 \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B \times H} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{H} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_y}{N} \end{cases}$$

$$2 \times \sigma_{sol} = 2 \times 150 = 300 \text{ KN/m}^2$$

$$1,33 \sigma_{sol} = 1,33 \times 150 = 199,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant:

Cas de Chargement		Sens	e_0 (m)	σ_{\max} (bar)	σ_{\min} (bar)	σ_{moy} (bar)
Situation Accidentelle		Sens H	0,38	1,87 < 3	0	1,40 < 1,5
		Sens B	0,41	2,24 < 3	0	1,68 > 1,5
Situation Durable	ELU	Sens H	0,35	2,5 > 1,99	0	1,87 > 1,5
		Sens B	0,0057	1,2 < 1,99	1,16	1,19 < 1,5
	ELS	Sens H	0,35	1,88 < 1,99	0	1,41 < 1,5
		Sens B	0,006	0,91 < 1,99	0,87	0,9 < 1,5

Tab.IX.3 : Vérification des contraintes dans le sol.

Les contraintes moyennes ne sont pas vérifiées donc on augmente la section de la semelle à $B = 1,75\text{m}$ et $H = 2,15\text{m}$

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{H - h}{4} \\ \frac{B - b}{4} \end{array} \right\} \Rightarrow d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{2,15 - 0,73}{4} = 35,5 \text{ cm} \\ \frac{1,75 - 0,54}{4} = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

soit $d = 40 \text{ cm}$

$$h_1 = d + c = 40 + 5 = \mathbf{45 \text{ cm}}$$

$$l_1 = 2 - 0,45 = \mathbf{1,55 \text{ m}}$$

Poids de la semelle:

$$P = 2,15 \times 1,75 \times 0,45 \times 25 = 42,32 \text{ KN}$$

Les moments à la base:

$$M_{by} = M_y + T_z \times (h_1 + l_1)$$

$$M_{bz} = M_z + T_y \times (h_1 + l_1)$$

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau ci-dessous

Sollicitation	Situation Accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+E	1,35(G+Q+S)	G+0,9(Q+S)
N^{\max} (KN)	256,09	352,82	269,65
M_{by} (KN.m)	93,66	121,2	89,90
M_{bz} (KN.m)	100,52	1,95	1,55
V_y (KN)	37,2	0,76	0,61
V_z (KN)	29,28	39,47	28,56

Tab.IX.4 : Les sollicitations à la base de la semelle.

Vérification des contraintes :

$$2 \times \sigma_{sol} = 2 \times 150 = 300 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$1,33\sigma_{sol} = 1,33 \times 150 = 199,5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant:

Cas de Chargement		sens	e_0 (m)	σ_{\max} (bar)	σ_{\min} (bar)	σ_{moy} (bar)
Situation Accidentelle		Sens H	0,36	1,36 < 3	0,02	1,025 < 1,5
		Sens B	0,39	1,59 < 3	-0,22	1,13 < 1,5
Situation Durable	ELU	Sens H	0,34	1,82 < 1,99	0,048	1,37 < 1,5
		Sens B	0,0055	0,95 < 1,99	0,92	0,94 < 1,5
	ELS	Sens H	0,33	1,37 < 1,99	0,056	1,04 < 1,5
		Sens B	0,0057	0,73 < 1,99	0,70	0,72 < 1,5

Tab.IX.5 Vérification des contraintes dans le sol

III.5- Vérification de la stabilité au renversement: (RPA 99 v 2003.Art.10.1.5) :

Dans le cas accidentel, il faut vérifier que:

$$e_0 \leq \begin{cases} \frac{B}{4} = \frac{1,75}{4} = 0,437 \text{ m} \rightarrow \text{sens B} \\ \frac{H}{4} = \frac{2,15}{4} = 0,537 \text{ m} \rightarrow \text{sens H} \end{cases}$$

sens B : $e_0 = 0,39\text{m} < 0,437\text{m}$

sens H : $e_0 = 0,36\text{m} < 0,537\text{m}$

Donc la vérification au renversement est satisfaite.

III.6- Détermination des armatures de la semelle :

On a deux conditions à vérifier :

$$(1) \begin{cases} e_0 < \frac{b}{6} \rightarrow \text{sens B} \\ e_0 < \frac{h}{6} \rightarrow \text{sens H} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} e_0 < \frac{B}{24} \\ e_0 < \frac{H}{24} \end{cases}$$

Si les deux conditions sont vérifiées, les armatures seront calculées sous un effort normal fictif:

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{sens B}$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{H} \right) \rightarrow \text{sens H}$$

Si l'une des deux conditions est vérifiée, les armatures seront calculées sous un moment M_1

$$M_1 = (4 \times B + 0,3 \times b - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{B}{2} - 0,35 \times b}{\frac{B}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens B}$$

$$M_1 = (4 \times H + 0,3 \times h - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{H}{2} - 0,35 \times h}{\frac{H}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens H}$$

a)-situation accidentelle:

- Armatures parallèles à H=2,15m:

$$\begin{cases} e_0 = 0,36 > \frac{0,73}{6} = 0,121 \\ e_0 = 0,36 > \frac{2,15}{24} = 0,089 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 2,15 + 0,3 \times 0,73 - 9 \times 0,36) \left(\frac{\frac{2,15}{2} - 0,35 \times 0,73}{\frac{2,15}{2} - 0,36} \right)^2 \frac{256,09}{27}$$

$$M_1 = 69,50 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$z = 0,9 \times d = 0,36 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{69,50 \times 10^{-3}}{0,36 \times 400} = 4,82 \text{ cm}^2$$

$$A = 4,82 \text{ cm}^2$$

- **Armatures parallèles à B=1,75m:**

$$\begin{cases} e_0 = 0,39 > \frac{0,54}{6} = 0,09 \\ e_0 = 0,39 > \frac{1,75}{24} = 0,073 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 1,75 + 0,3 \times 0,54 - 9 \times 0,39) \left(\frac{\frac{1,75}{2} - 0,35 \times 0,54}{\frac{1,75}{2} - 0,39} \right)^2 \frac{256,09}{27}$$

$$M_1 = 69,29 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{69,29 \times 10^{-3}}{0,36 \times 400} = 3,97 \text{ cm}^2$$

$$A = 4,81 \text{ cm}^2$$

b) Situation durable :

b-1) A l'ELU

- **Armatures parallèles à H=2,15m:**

$$\begin{cases} e_0 = 0,34 > \frac{0,73}{6} = 0,121 \\ e_0 = 0,34 > \frac{2,15}{24} = 0,089 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 2,15 + 0,3 \times 0,73 - 9 \times 0,34) \left(\frac{\frac{2,15}{2} - 0,35 \times 0,73}{\frac{2,15}{2} - 0,34} \right)^2 \frac{352,82}{27}$$

$$M_1 = 129,54 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{129,40 \times 10^{-3}}{0,36 \times 400} = 8,85 \text{ cm}^2$$

$$A = 8,98 \text{ cm}^2$$

- **Armatures parallèle à B=1,75m:**

$$\begin{cases} e_0 = 0,0055 < \frac{0,54}{6} = 0,09 \\ e_0 = 0,0055 < \frac{1,75}{24} = 0,072 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = 352,82 \left(1 + \frac{3 \times 0,0055}{1,75} \right) = 356,14 \text{ KN}$$

$$N' = 356,14 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (B - b)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{356,14 \times 10^{-3} \times (1,75 - 0,54)}{8 \times 0,36 \times 348} = 4,29 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4,29 \text{ cm}^2$$

b-2) A l'ELS:

- **Armatures parallèles à H:**

$$\begin{cases} e_0 = 0,33 > \frac{0,73}{6} = 0,121 \\ e_0 = 0,33 > \frac{2,15}{24} = 0,089 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 2,15 + 0,3 \times 0,73 - 9 \times 0,33) \left(\frac{\frac{2,15}{2} - 0,35 \times 0,73}{\frac{2,15}{2} - 0,33} \right)^2 \frac{269,65}{27}$$

$$M_1 = 70,71 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{70,71 \times 10^{-3}}{0,36 \times 201} = 9,77 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 9,77 \text{ cm}^2$$

- **Armatures parallèles à B:**

$$\begin{cases} e_0 = 0,0057 < \frac{0,54}{6} = 0,09 \\ e_0 = 0,0057 < \frac{1,75}{24} = 0,07 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = 269,65 \left(1 + \frac{3 \times 0,0057}{1,75} \right) = 272,28 \text{ KN}$$

$$N' = 272,28 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (B - b)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{272 \times 10^{-3} \times (1,75 - 0,54)}{8 \times 0,36 \times 201} = 7,92 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7,92$$

c) Condition de non fragilité :

$$\text{Min } A_B = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \times h_1 = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 175 \times 45 = 9,50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_B = 9,50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_H = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times H \times h_1 = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 215 \times 45 = 11,68 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_H = 11,68 \text{ cm}^2$$

d) Dispositions constructives:

Les armatures seront munies des crochets si : ($l_s > H/4$ sens H et $l_s > B/4$ sens B)

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{ij}}$$

l_s : longueur de scellement

$$\psi_s = 1,5 \rightarrow HA$$

Suivant H :

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{2,4 \times 1,5^2 \times 2,1} = 42,32 \text{ cm} < \frac{H}{4} = 53,75 \text{ cm}$$

Suivant B :

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{2,4 \times 1,5^2 \times 2,1} = 42,32 \text{ cm} < \frac{B}{4} = 43,75 \text{ cm}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle, avec des crochets.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

Armatures	Situation accidentelle	Situation durable		A _{min} (cm ²)	Nombre De barre	A _s (cm ²)	l _s (cm)	S _t (cm)
		ELU	ELS					
A _s (H)	4,82	8,98	9,77	11,68	11HA12	12,43	45	18
A _s (B)	4,81	4,29	7,92	9,50	9HA12	10,17	45	17

Tab.IX.6 : Les armatures des semelles type 1(poteau HEA500).

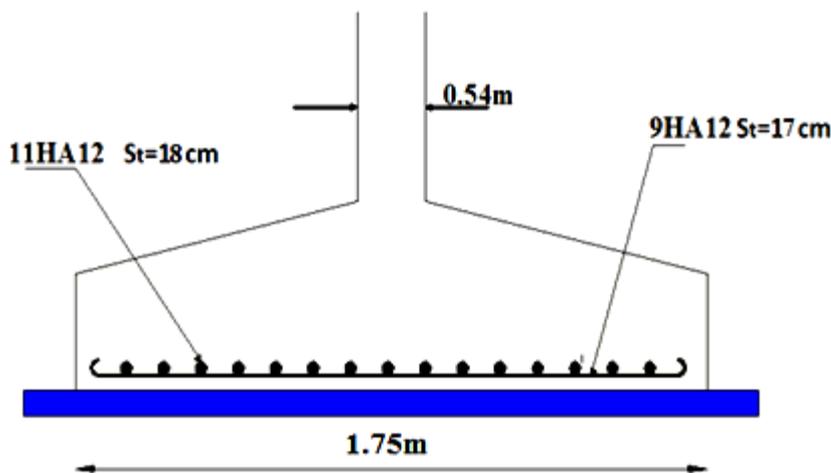


Fig. IX.2 : Schéma de ferrailage de la semelle type 1(semelle de poteau).

IV- Dimensionnement de la semelle de potelet (Type 2) :

La surface de la platine du potelet

$$S = a \times b \text{ avec } L_p = 44 \text{ cm et } B_p = 32 \text{ cm}$$

$$S = 44 \times 32 = 1408 \text{ cm}^2$$

La semelle est soumise à un effort normal

$$N_{sd} = 38,76 \text{ KN}$$

(A, B) dimension (longueur et largeur) de la base inférieure

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{44}{32} = 1,375 \Rightarrow A = 1,375B$$

$$\sigma_c = \frac{Nsd}{A \times B} = \frac{Nsd}{1,375 \times B^2} \leq \sigma_{sol} \text{ avec } \sigma_{sol} = 0,15 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{38760}{0,15 \times 1,375}} = 43,35 \text{ cm}$$

Soit $B = 70 \text{ cm}$, d'ou $A = 1,375 \times 70 = 100 \text{ cm}$

- **Hauteur de la semelle :**

$$d \geq \max \begin{cases} (A-a)/4 = \frac{100-44}{4} = 14 \text{ cm} \\ (B-b)/4 = \frac{70-32}{4} = 9,5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d \geq 14 \text{ cm}$$

On prend $d=20 \text{ cm}$

- **L'enrobage :**

$$c = 5 \text{ cm} \Rightarrow h_t = d + c = 25 \text{ cm}$$

$$\text{ona } \frac{h_t}{3} \leq h_p \leq \frac{h_t}{2} \Rightarrow 8,33 \leq h_p \leq 12,5 \text{ cm}$$

Soit $h_p=10 \text{ cm}$

- **On doit vérifier que :**

$$\sigma_c = \frac{Ne}{s} \leq \sigma_{sol}$$

Avec : $Nt = Nsd + 1,35Ps$

Ps : poids de de semelle

$$\gamma = 25 \text{ KN} / \text{m}^3$$

$$P_s = 25 \times 0,7 \times 1 \times 0,25 = 4,375 \text{ KN}$$

$$Nt = 38,76 + (1,35 \times 4,375) = 44,66 \text{ KN}$$

D'ou :

$$\sigma_c = \frac{44660}{1000 \times 700} = 0,063 \text{ MPa} < \sigma_{sol} = 0,15 \text{ MPa}$$

- **Calcul des armatures :**

$$F_x = \frac{N_t(A-a)}{8d} = \frac{44,66(100-44)}{8 \times 20} = 15,631 \text{ KN}$$

$$F_Y = \frac{N_t(B-b)}{8 \times d} = \frac{44,66(70-32)}{8 \times 20} = 10,60 \text{ KN}$$

$$\frac{F_X}{\sigma_s} = A_X = \frac{15631}{\frac{400}{1,15}} = 0,44 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec } \overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\frac{f_y}{\sigma_s} = A_Y = \frac{10600}{\frac{400}{1,15}} = 0,30 \text{ cm}^2$$

-condition de non fragilité

$$A_X \geq A_{X \min}$$

$$A_Y \geq A_{Y \min}$$

$$\text{Avec : } F_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}, f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$A_{X \min} = 0,23 \left(\frac{F_{t28}}{f_e} \right) A \times d = 0,23 \left(\frac{2,1}{400} \right) 100 \times 20$$

$$A_{X \min} = 2,41 \text{ cm}^2$$

$$A_{Y \min} = 0,23 \left(\frac{F_{t28}}{f_e} \right) B \times d = 0,23 \left(\frac{2,1}{400} \right) 70 \times 20$$

$$A_{Y \min} = 1,69 \text{ cm}^2$$

$$\text{On : } \begin{cases} A_{X \min} > A_X \Rightarrow A_X = A_{X \min} = 2,41 \text{ cm}^2 \\ A_{Y \min} > A_Y \Rightarrow A_Y = A_{Y \min} = 1,69 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$A_{S/A}$, prend $4\phi 12 = 4,52 \text{ cm}^2$

Avec un espacement de 17 cm entre deux barres

$A_{S/B}$, on prend $3\phi 12 = 3,39 \text{ cm}^2$

Avec un espacement de 30cm entre deux barres

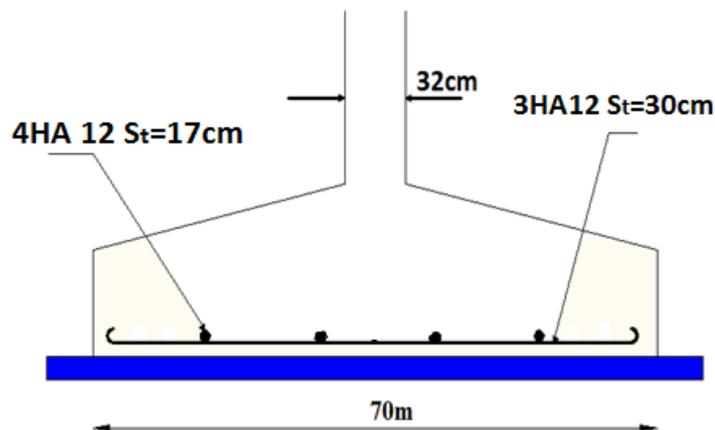


Fig.IX.3:schéma de la semelle de potelet.

V- Calcul des longrines :

V.1- Introduction :

Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles. Et elles sont soumises à des forces axiales de traction.

V.2- Pré dimensionnement :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

25 cm x 30 cm : sites de catégorie S_2 et S_3

30 cm x 30 cm : site de catégorie S_4

Pour notre cas on optera pour des longrines de section : (**30x35**) cm^2

V.3- Ferrailage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à l'action d'une forces de traction qui est égale à :

$$N_t = \left(\frac{N}{\alpha} \right) \geq 20KN \quad (\text{RPA99 V2003.Art.10.1.1.b})$$

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.

$\alpha = 15$ (zone IIa, site S_2)

$$ELU \rightarrow N_t = \left(\frac{310,5}{15} \right) = 20,70KN$$

$$ELS \rightarrow N_t = \left(\frac{227,33}{15} \right) = 15,15KN$$

$$A_s = \frac{N_t}{\sigma_s}$$

$$ELU \rightarrow A_s = \frac{20,70 \times 10^{-3}}{348} = 0,59cm^2$$

$$ELS \rightarrow A_s = \frac{15,15 \times 10^{-3}}{201} = 0,75cm^2$$

$$A_{\min} = 0,6\% B = 0,6 \times 10^{-2} \times 30 \times 35$$

$$A_{\min} = 6,3cm^2$$

Donc on ferraille avec A_{\min}

Soit **6HA12**, avec $A_s = 6,79 \text{ cm}^2$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s \geq \frac{\beta \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq \frac{30 \times 35 \times 2,1}{400} = 5,51$$

$$5,51 \text{ cm}^2 < 6,79 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

- **Vérification de la flèche :**

$$q_s = \frac{227,33}{6} = 37,88 \text{ KN/ml}$$

La plus grande portée est : $l=6\text{m}$

$$f = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{533}{200} = 2,66 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{30 \times 35^3}{12} = 107187,5 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 37,88 \times (533)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 107187,5} = 1,76 < 2,66 \quad \text{Vérifiée}$$

- **Armatures transversales :**

Soit des cadres de diamètre 8mm dont l'espacement est inférieur à : $\min(20 \text{ cm}, 15\Phi)$

$$S_t < (20 \text{ cm}, 15 \times 0,8) = 12 \text{ cm}$$

Les cadres sont espacés de 15 cm en travée et de 10cm en zone nodale.

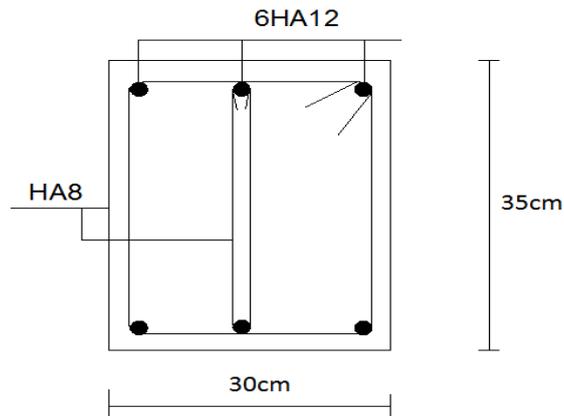


Fig. IX.4 : Schéma de ferrailage des longrines.

VI-Ferrailage des futs :

Les fondations sont ancrées à l'assemblage platine massif doit être au dessus du sol ; donc on prévoit un poteau en B.A (fût) de dimension (90*70) cm².

Le fût est soumis à un effort normal, un effort tranchant et un moment fléchissant. Le ferrailage de la section sera en flexion composé.

On calculera uniquement le fût le plus sollicité ; par les efforts (M. N .T)

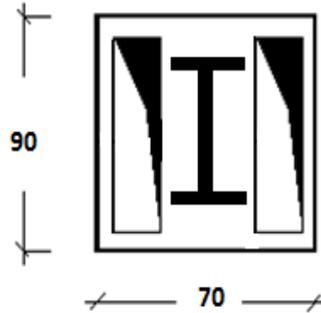


Fig.IX.5 :section du fut à ferrailer.

On a : $\begin{cases} N_u = 310,5KN \\ M_u = 42,26KN.m \end{cases}$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = 0,13m$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0,9}{6} = 0,15m$$

$e < \frac{h}{6} \Rightarrow$ la section est entièrement comprimée

$$M_{uA} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 42,26 + 310,5 \left(0,85 - \frac{0,9}{2} \right) = 166,46kN.m$$

$$N_u (d - d') - M_{uA} = 310,5(0,85 - 0,05) - 166,46 = 81,94kN.m.....(I)$$

$$(0,337 \times d - 0,81 \times d') b \times h \times f_{bu} = 2200,26kN.m.....(II)$$

$(I) < (II) \Rightarrow A = 0$

$$A' = \frac{N_u - \psi \times b \times h \times f_{bu}}{f_{st}}$$

$$\text{Avec : } \psi = \frac{0,357 + \left(\frac{N_u (d - d') - M_{uA}}{b \times h^2 \times f_{bu}} \right)}{0,857 - \frac{d'}{h}} = 0,429$$

D'ou $A' = -93,37cm^2 < 0 \Rightarrow$ on ferraille avec $A_{s,min}$

Chapitre X

Vérification de la stabilité d'ensemble

Chapitre X :

Vérification de la stabilité d'ensemble

I-Introduction:

Après le dimensionnement et la vérification des éléments de la structure à la résistance, et la stabilité, on doit vérifier la stabilité d'ensemble sous le vent et le séisme.

La stabilité de la structure est assurée si :

\sum Moments résistants (stabilisateurs) $\geq \sum$ moments renversants.

$\sum M_{st} \geq \sum M_R$

II- Détermination des moments de renversements (M_R) :

II.1- Cas de vent :

L'action du vent est décomposée en deux composantes :

- Une composante horizontale (FH)
- Une composante verticale (FV)

II.1.1-Vent sur les longs pans ($C_{pi}=0$) :

Zone	q_j (KN/m ²)	S (m ²)	F_H (KN)	F_V (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	0,472	307,72	145,24	0	0	18,65	4,12
E	0,177	307,72	197,24	0	33,14	18,65	4,12
F	0,632	363,67	0	100,43	4,14	18,65	9,37
G	0,505	727,35	0	367,31	16,56	18,65	11,10
H	0,284	363,67	0	103,28	28,99	18,65	9,37
F_r (toi)	-	-	0	0	-	-	-
F_r (par)	-	-	0	0	-	-	-
			$F_H=342,48$	-	16,57	18,65	4,12
			-	$F_V=571,02$	16,56	18,65	9,94

Tab.X.2: Vent sur les longs pans $C_{pi}=0$

MR/XX: moment renversant par rapport à l'axe XX

MR/YY: moment renversant par rapport à l'axe YY

MR/XX=10649,52KN.m

MR/YY=10867,10KN.m

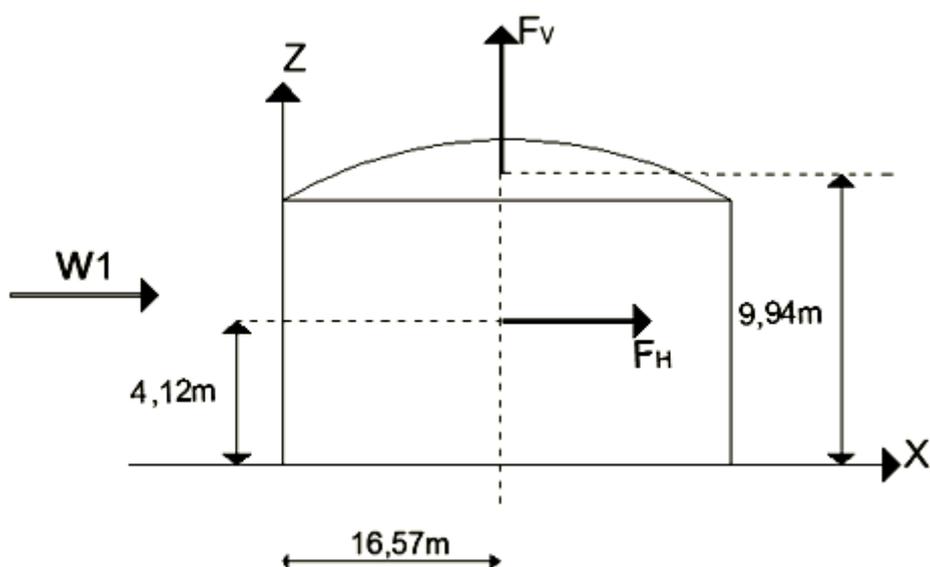


Fig. X.1 : Résultantes des forces horizontales et verticales sur les longs pans.

II.1.2- Vent sur les longs pans avec dépression intérieur (Cpi=-0,5)

Zone	qj (N/m²)	S (m²)	FH (KN)	FV (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	767,02	307,72	236,02	0	0	18,65	4,12
E	118,00	307,72	-36,31	0	33,14	18,65	4,12
F	379,39	363,67	0	-137,97	4,14	18,65	9,37
G	189,69	727,35	0	137,97	16,56	18,65	11,10
H	31,61	363,67	0	11,49	28,99	18,65	9,37
F _r (toi)	-	-	0	-	-	-	-
F _r (par)	-	-	0	-	-	-	-
			F _H =199,71	-	16,57	18,65	4,12
			-	F _V =11,49	16,56	18,65	9,94

Tab. X.1: Vent sur les longs pans Cpi=-0,5

Calcul de M_R :

$$M_R /xx= F_V \times Y = 214,28 \text{KN.m}$$

$$M_R /yy= F_V \times X + F_H \times Z = 1013,07 \text{KN.m}$$

II.1.3-Vent sur les pignons avec ($C_{pi}=0$) :

Zone	q_j (KN/m ²)	S (m ²)	F_H (KN)	F_V (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	0,477	365,85	174,51	0	0	16,57	4,12
E	0,178	365,85	65,12	0	37,30	16,57	4,12
F	0,926	12,32	0	11,40	1,11	2,77	9,21
G	0,831	48,92	0	40,65	1,11	16,57	11,10
F	0,926	12,32	0	11,40	1,11	30,37	9,21
H	0,415	294,28	0	122,12	6,66	16,57	11,10
I	0,319	868,26	0	276,97	24,20	16,57	11,10
F_r (toi)	-	-	40,43	0	18,65	16,57	11,10
F_r (par)	-	-	7,53	0	0	16,57	4,12
			$F_H=288,04$	-	13,99	16,57	5,86
			-	$F_V=462,54$	6,83	16,57	10,34

Tab. X.5: Vent sur les pignons ($C_{pi}=0$).Calcul de M_R

$$M_R /xx =7664,28KN.m$$

$$M_R/yy=4847,06KN.m$$

II.1.4-Vent sur la façade pignon secondaire avec dépression intérieur ($C_{pi}=-0,15$)

Zone	q_j (N/m ²)	S (m ²)	F_H (KN)	F_V (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	560,52	365,85	205,06	0	0	16,57	4,12
E	88,50	365,85	-32,37	0	37,30	16,57	4,12
F	822,03	12,32	0	10,12	1,11	2,77	9,21
G	727,58	48,92	0	35,59	1,11	16,57	11,10
F	822,03	12,32	0	10,12	1,11	30,37	9,21
H	316,16	294,28	0	93,03	6,66	16,57	11,10
I	221,32	868,26	0	192,16	24,20	16,57	11,10
F_r (toi)	-	-	40,43	0	18,65	16,57	11,10
F_r (par)	-	-	7,53	0	0	16,57	4,12
			$F_H=221,10$	-	13,99	16,57	5,86
			-	$F_V=341,02$	6,83	16,57	10,34

Tab. X.4: Vent sur la façade pignon secondaire $C_{pi}=-0,15$ Calcul de M_R

$$M_R /xx =5650,70KN.m$$

$$M_R/yy=3624, 81KN.m$$

II.1.5-Vent sur les pignons avec surpression intérieure (C_{pi}=+0,8) :

Zone	q _j (KN/m ²)	S (m ²)	F _H (KN)	F _V (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	0	365,85	0	0	0	16,57	4,12
E	0,656	365,85	239,99	0	37,30	16,57	4,12
F	1,438	12,32	0	17,71	1,11	2,77	9,21
G	1,342	48,92	0	65,65	1,11	16,57	11,10
F	1,438	12,32	0	17,71	1,11	30,37	9,21
H	0,926	294,28	0	272,50	6,66	16,57	11,10
I	0,831	868,26	0	721,52	24,20	16,57	11,10
F _r (toi)	-	-	40,43	0	18,65	16,57	11,10
F _r (par)	-	-	7,53	0	0	16,57	4,12
			F _H =288,40	-	13,99	16,57	5,86
			-	F _V =1095,09	6,83	16,57	10,34

Tab. X.5: Vent sur les pignons C_{pi}=+0,8**Calcul de M_R**

$$M_R /xx = 18145,65 \text{KN.m}$$

$$M_R /yy = 9169,48 \text{KN.m}$$

II.1.6-Vent sur la façade pignon principale avec surpression intérieure (C_{pi}=+0,3)

Zone	q _j (N/m ²)	S (m ²)	F _H (KN)	F _V (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	295,00	365,85	107,92	0	0	16,57	4,12
E	354,01	365,85	129,51	0	37,30	16,57	4,12
F	1106,58	12,32	0	13,63	1,11	2,77	9,21
G	1011,73	48,92	0	49,49	1,11	16,57	11,10
F	1106,58	12,32	0	13,63	1,11	30,37	9,21
H	600,71	294,28	0	176,77	6,66	16,57	11,10
I	505,86	868,26	0	439,21	24,20	16,57	11,10
F _r (toi)	-	-	40,43	0	18,65	16,57	11,10
F _r (par)	-	-	7,53	0	0	16,57	4,12
			F _H =285,84	-	13,99	16,57	5,86
			-	F _V =692,73	6,83	16,57	10,34

Tab. X.3: Vent sur la façade pignon principale C_{pi}=0,3**Calcul de M_R**

$$M_R /xx = 11478,53 \text{KN.m}$$

$$M_R /yy = 6406,36 \text{KN.m}$$

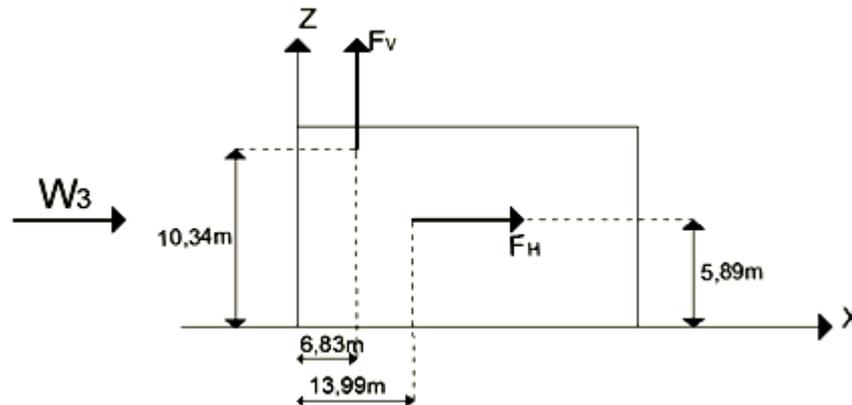


Fig. X.2 : Résultantes des forces horizontale et vertical sur les pignons

II.2-Cas de séisme :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol –fondation.

II.2.1-Réaction à la base :

Le mode	Réaction				
	F _x (KN)	F _y (KN)	F _z (KN)	M _{xx} (KN.m)	M _{yy} (KN.m)
CQC	53,72	48,68	106,07	251,12	395,25

Tab.X.6 : Réaction à la base due aux effets sismiques.

CQC : combinaison quadratique complète.

$$M_{R/xx} = M_{xx} + F_z \times Y_G = 2008,69 KN.m$$

$$M_{R/yy} = M_{yy} + F_z \times X_G = 2373,45 KN.m$$

II.2.2-Calcul des moments résistant (stabilisateurs) :

- Poids de la structure :

$$P_T = 3827,88KN$$

- 1) Moment résistant

$$M_{ST/xx} = \sum P_i \times Y_i = P_T \times Y_G$$

$$M_{ST/yy} = \sum P_i \times X_i = P_T \times X_G$$

- $M_{st/xx} = 3827,88 \times 16,57 = 63427,97KN.m$
- $M_{st/yy} = 3827,88 \times 18,65 = 71389,96KN.m$

II.2.3-Vérification au renversement:

		C_{pi}	M_R (KN.m)		M_{St} (KN.m)	
			/xx	/yy	/xx	/yy
Cas de vent	Vent sur long pan	0,0	10649,52	10867,10	63427,97	71389,96
		-0,5	214,28	1013,07		
	Vent sur pignon	0,0	7664,28	4847,06		
		-0,15	5650,70	3624,81		
		+0,8	18145,65	9169,48		
		+0,3	11478,53	6406,36		
	-0,15	5650,70	3624,81			
Cas du séisme			2008,69	2373,45	0,8. M_{St}	0,8. M_{St}
					50742,37	57111,96

Tab.X.7 : Vérification au renversement.

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
générale*

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine de la construction métallique et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

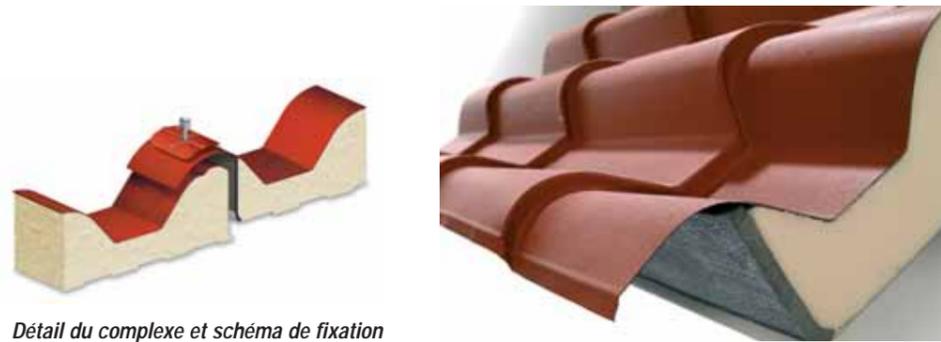
- La forme de la structure joue un rôle favorable sur les actions du vent.
- Les fondations doivent être vérifiées au glissement et au renversement dus à l'importance des efforts transmis par les arcs.
- Les actions du vent sont les plus défavorables dans les structures métalliques.

Le parcours que nous avons fait nous a permis de comprendre le comportement des différents éléments constituant une construction avec :

- L'utilisation des logiciels de calcul et de dessin tels que Robot Millénium, Auto CAD et Tekla structures
- L'application des nouvelles règles de calcul à savoir l'eurocode3, RPA 99/Version 2003 et RNV 99.

Notons enfin que ce projet qui présente pour nous une première expérience pratique est très bénéfique, et nous espérons que ce modeste travail sera un bon guide pour les futures promotions.

Annexes



Détail du complexe et schéma de fixation

SCHEMA HYPERSTATIQUE Quatre appuis

TYPE DE PANNEAU	Eppaisseur moyenne mm	K		POIDS DU PANNEAU Kg/m ²	ENTRAXE cm								
		Kcal/m ² h °C	Watt/m ² K		105	140	175	210	245	280	315	350	
Tôle extérieur ACIER 6/10 mm Tôle intérieur ACIER 5/10 mm	45	0,43	0,49	10,96	300	201	130	90	66	50	40	-	-
Tôle extérieur ACIER 6/10 mm Tôle intérieur ACIER 5/10 mm	65	0,30	0,34	11,80	500	350	250	180	140	100	80	60	-

Les tableaux ont été établis pour des panneaux ayant la dimension des tôles un épaisseur nominale avec limite de déformation de la flèche $f = 1/200 l$.
Surcharges descendantes uniformément réparties admissibles avec rapport de kg/m^2 (conversion $1 kg/m^2 = 0,00981 KN/m^2$).

**ITP WALL E
BOX
MEC**

**Classement de réaction au
feu selon NF EN-13501/1
Bs2 d0**

**Certification selon
ISO 9001:2000
BVQI**

**ITP ROOF E
PENTA**



Caractéristiques des Composants

Expansé isolant
Mousse polyuréthane rigide.
Densité totale: 40 +/- 4 kg/m³.
Stabilité dimensionnelle: ≤ 2% mesure à 80°C et -20°C conformément à la Norme EN-14509.
Température de service: de -90 °C à +80° C.
Structure cellulaire: matériau anhygroscopique avec 95% de cellules fermées et une valeur d'absorption de l'eau inférieure à 3% du volume.

Réaction au feu du panneau sandwich
Sous commande nous fabriquons un panneau avec classification BS₂ d₀ comme EN 13501-1. Laboratoire CSTB

Conductivité thermique
indicative de référence
(mesurée à 10 °C sur échantillons produits de trois à six mois):
 $\lambda_s = 0,020 W/m \cdot ^\circ C$ $K = 0,017 Kcal/mh \cdot ^\circ C$.

Les valeurs de K (coefficient de transmission thermique) indiquées dans les fiches des panneaux ont été établies en appliquant aux valeurs mentionnées les coefficients de majoration prévus par les normes UNI

10351 en tenant compte des résistances laminaires intérieures et extérieures dont la somme a été considérée égale à 0,2 m²h °C/Kcal = 0,17 m² K/W.

Supports
Acier galvanisé: conforme aux normes EN 10142 et EN 10147. Sur demande, les supports peuvent être fournis avec une protection de zinc divers. Sur acier galvanisé, nous ne donnons pas de garantie de résistance aux oxydations et à la corrosion.

Acier prélaqué
Protection superficielle à base de:
> polyester pour le Système de Base.
> polyester siliconé pour le Système Super.
> difluorure de polyvinylidène pour le Système PVDF.
> polyester modifié pour le Système GRANITE®.

Sur demande nous pouvons fournir des protections superficielles avec des caractéristiques particulières de résistance et/ou adaptées au contact avec

les aliments conformément au D.M. du 21/03/73 et aux directives 82/711/CEE, 85/572/CEE, 90/128/CEE, 92/39/CEE.

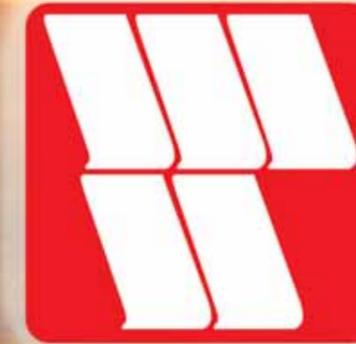
Alliage d'aluminium
Conforme aux normes UNI 9003/3, lisse ou gaufré, naturel ou prélaqué avec les systèmes décrits plus haut.

Alliage de cuivre
Conforme aux normes EN 5649/1.

Carton-feutre bitumé
appliqué par roulage
Poids 0,400 Kg/m².

Aluminium gaufré
Couleur naturelle, laqué sur les deux faces.

La durabilité du panneau en ce qui concerne le laquage est effective si la manipulation des panneaux est conforme à nos recommandations inscrites sur l'étiquette de chaque paquet. Les films de protection doivent être enlevés avant la mise en place des produits sur une surface plane.



italpannelli ibérica

Panneau sandwich pour bardage et couverture



italpannelli ibérica

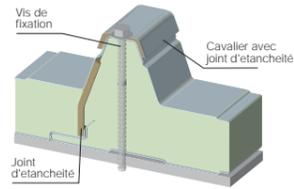


Poligono Industrial "LA CUESTA II" s/n - 50100 LA ALMUNIA DE DOÑA GODINA - Zaragoza - ESPAGNE - Tel. 00 34 976 81 30 73 - Fax 00 34 976 81 28 56
e-mail: info@italpannelli.fr
www.italpannelli.fr

Pour tout contact en France: Monsieur LEDUC Didier
Tel: 06 79 74 40 09 Fax: 04 67 83 25 16 • e-mail: dleduc@italpannelli.es

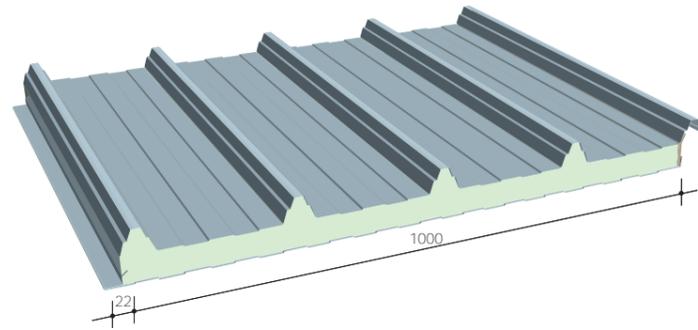


mod. Penta
tipo Ac
acier/acier
(*)



Détail du complexe et schéma de fixation

Caractéristiques techniques Panneaux de couverture monolithiques

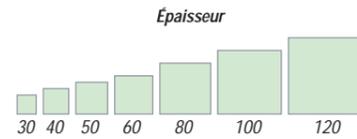


Avis Technique 2/07-1226

ÉPAISSEUR DE PANNEAU mm	K COEFFICIENT DE TRANSMISSION THERMIQUE		POIDS DE PANNEAU AVEC TÔLES EN ACIER EXTERNE ET INTERNE 0,5 mm kg / m ²
	Kcal / m ² h C	Watt / m ² K	
30	0.47	0.54	9.65
40	0.38	0.44	10.05
50	0.31	0.36	10.45
60	0.27	0.31	10.85
80	0.21	0.24	11.65
100	0.17	0.19	12.45
120	0.14	0.16	13.25

TOLERANCES DIMENSIONNELLES en mm.
Pour panneau de longueur, > 2000 mm.

Conforme EN-14509



Portées admissibles sous charge normale descendante

SCHEMA STATIQUE Deux appuis

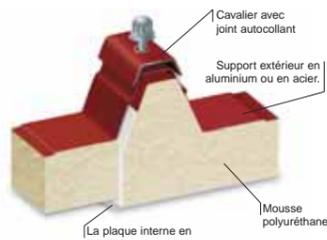
Épaisseur de tôles mm	Charge descendante répartie (daN/m ²)								
	50	75	100	125	150	175	200	250	300
30	3.88	3.37	3.05	2.83	2.62	2.43	2.28	2.04	
40	4.77	3.88	3.45	3.15	2.9	2.69	2.52	2.24	
50	5.5	4.39	3.85	3.48	3.19	2.96	2.77	2.43	
60	6	4.9	4.25	3.8	3.47	3.22	3.01	2.63	2.34
80	6	5.9	5.1	4.55	4.15	3.83	3.57	3.2	2.93
100	6	6	5.88	5.22	4.73	4.35	4.04	3.59	3.18
120	6	6	6	5.58	5.1	4.73	4.44	3.98	3.64

SCHEMA HYPERSTATIQUE Trois appuis

Épaisseur de tôles mm	Charge descendante répartie (daN/m ²)								
	50	75	100	125	150	175	200	250	300
30	5.23	4.27	3.7	3.31	3.02	2.8	2.62	2.34	2.14
40	5.5	4.53	3.93	3.51	3.21	2.97	2.78	2.48	2.27
50	5.5	4.8	4.16	3.72	3.39	3.15	2.94	2.63	2.4
60	6	5.06	4.39	3.92	3.58	3.32	3.1	2.77	2.53
80	6	5.67	4.92	4.4	4.01	3.72	3.48	3.11	2.84
100	6	6	5.44	4.87	4.44	4.11	3.85	3.44	3.14
120	6	6	6	5.91	5.44	5.06	4.77	4.31	3.97

(*) Sous commande, des panneaux avec tôles aluminium et de cuivre peuvent être livrés.

mod. AGROPENTA



Détail du complexe et schéma de fixation



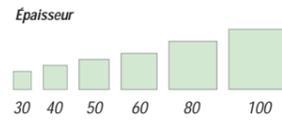
PRFV: Polyester Renforcé de Fibre de Verre.

* Concernant le PRFV, nous ne pouvons pas garantir l'homogénéité de la couleur par sa nature sensible aux rayons ultra violets. Les éventuelles différences de ton dans la même couleur auront tendance à s'atténuer avec le temps.

ÉPAISSEUR DE PANNEAU mm	K COEFFICIENT DE TRANSMISSION THERMIQUE		POIDS DE PANNEAU AVEC TÔLES EN ACIER EXTERNE ET INTERNE 0,5 mm kg / m ²
	Kcal / m ² h C	Watt / m ² K	
30	0.47	0.54	6.50
40	0.38	0.44	7.00
50	0.31	0.36	7.30
60	0.27	0.31	7.80
80	0.21	0.24	8.50
100	0.17	0.19	9.30

TOLERANCES DIMENSIONNELLES en mm.
Pour panneau de longueur, > 2000 mm.

Conforme EN-14509



Support extérieur en acier 0,5 mm nominale

Portées admissibles sous charge normale descendante

SCHEMA STATIQUE Deux appuis

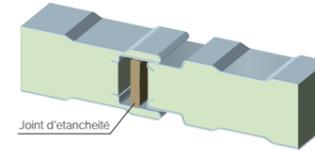
Épaisseur de tôles mm	Charge descendante répartie (daN/m ²)									
	50	75	100	125	150	175	200	250	300	350
0.5	250	226	206	186	174	158	150	136	124	114
0.6	280	250	224	204	186	176	168	150	138	130
0.7	300	270	240	218	202	188	176	160	148	138
0.8	320	276	250	230	212	200	188	172	160	148
1.0	380	320	270	250	234	220	210	192	178	170

SCHEMA HYPERSTATIQUE Quatre appuis

Épaisseur de tôles mm	Charge descendante répartie (daN/m ²)										
	50	75	100	125	150	175	200	250	300	350	
0.5	300	250	238	214	196	180	170	152	140	128	
0.6	320	270	260	232	212	200	186	166	152	142	
0.7	340	280	270	250	230	212	198	180	164	152	
0.8	350	320	290	270	242	228	212	194	176	162	
1.0		350	300	270	260	240	216	200	186		

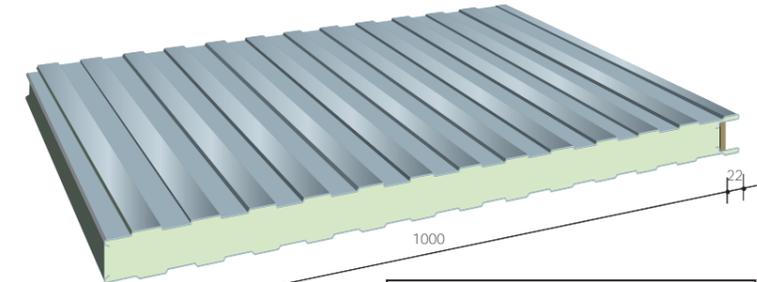
Les tableaux ont été établis pour des panneaux ayant des tôles en acier d'épaisseur nominale avec limite de déformation de la flèche f=1/200 L.

mod. BOX
profilage Special
o Dogato



Détail du complexe et schéma de fixation

Caractéristiques techniques Panneau de bardage

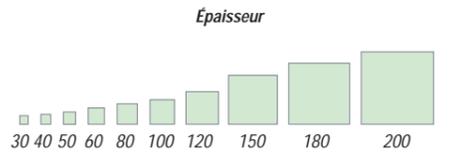


Avis Technique 2/07-1240

ÉPAISSEUR DE PANNEAU mm	K COEFFICIENT DE TRANSMISSION THERMIQUE		POIDS DE PANNEAU AVEC TÔLES EN ACIER EXTERNE ET INTERNE 0,5 mm kg / m ²
	Kcal / m ² h C	Watt / m ² K	
30	0.57	0.67	8.80
40	0.43	0.50	9.20
50	0.34	0.40	9.60
60	0.29	0.33	10.00
80	0.22	0.25	10.80
100	0.17	0.20	11.60
120	0.14	0.17	12.40
150	0.11	0.13	13.60
180	0.10	0.11	15.00
200	0.09	0.1	15.85

TOLERANCES DIMENSIONNELLES en mm.
Pour panneau de longueur, > 2000 mm.

Conforme EN-14509



Portées admissibles sous charge normale descendante

SCHEMA STATIQUE Deux appuis. Panneaux fixés par 3 vis

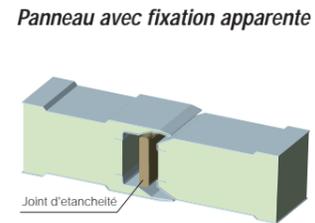
Carges en daN/m ²	Épaisseur du panneau mm							
	30	40	50	60	80	100	120	150
50	2.85	3.47	4.10	4.72	5.75	7.00	8.25	8.05
60	2.61	3.20	3.78	4.37	5.31	6.40	7.49	7.34
80	2.45	3.00	3.54	4.09	4.97	5.93	6.8	6.80
70	2.32	2.84	3.35	3.87	4.69	5.56	6.42	6.36
90	2.21	2.70	3.19	3.68	4.46	5.24	6.02	6.00
100	2.11	2.58	3.05	3.52	4.27	4.98	5.68	5.69
110	2.03	2.47	2.91	3.35	4.11	4.77	5.42	5.42
120	1.96	2.37	2.97	3.20	3.94	4.55	5.16	5.19
130	1.90	2.29	2.68	3.07	3.79	4.37	4.94	4.99
140		2.21	2.58	2.95	3.66	4.20	4.73	4.81
150		2.14	2.49	2.84	3.53	4.04	4.55	4.64
175		1.99	2.30	2.61	3.28	3.72	4.16	4.30
200		1.87	2.14	2.42	3.07	3.46	3.87	4.02

SCHEMA HYPERSTATIQUE Trois appuis. Panneaux fixés par 3 vis

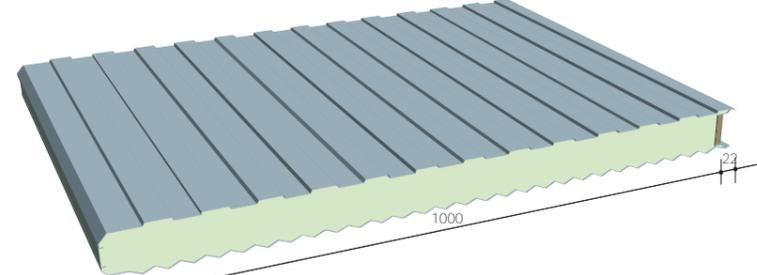
Carges en daN/m ²	Épaisseur du panneau mm							
	30	40	50	60	80	100	120	150
50	3.65	4.44	5.24	6.03	6.20	7.00	7.00	7.00
60	3.42	4.11	4.81	5.50	5.82	6.62	7.00	7.00
80	3.20	3.83	4.47	5.10	5.52	6.20	6.87	7.00
70	3.00	3.59	4.18	4.77	5.27	5.85	6.42	6.91
90	2.83	3.38	3.94	4.49	5.06	5.56	6.06	6.52
100	2.68	3.21	3.73	4.26	4.88	5.31	5.74	6.18
110	2.47	3.00	3.53	4.06	4.72	5.10	5.48	5.89
120	2.27	2.81	3.35	3.89	4.58	4.91	5.24	5.64
130	2.06	2.62	3.18	3.74	4.46	4.75	5.04	5.42
140	1.90	2.47	3.03	3.60	4.35	4.61	4.86	5.23
150		2.36	2.92	3.48	4.24	4.47	4.69	5.05
175		2.14	2.68	3.22	4.04	4.19	4.34	4.67
200			2.01	3.01	3.74	3.90	4.06	4.37

Les tableaux ont été établis pour des panneaux ayant des tôles en acier de 0,50 mm d'épaisseur nominale avec limite de déformation de la flèche f=1/200 l.

mod. MEC
Dogato/
Special



Détail du complexe et schéma de fixation

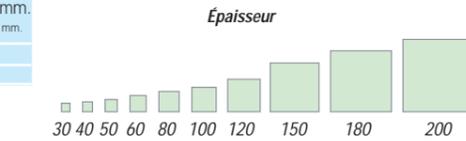


Avis Technique 2/07-1240

ÉPAISSEUR DE PANNEAU mm	K COEFFICIENT DE TRANSMISSION THERMIQUE		POIDS DE PANNEAU AVEC TÔLES EN ACIER EXTERNE ET INTERNE 0,5 mm kg / m ²
	Kcal / m ² h C	Watt / m ² K	
30	0.57	0.67	8.80
40	0.43	0.50	9.20
50	0.34	0.40	9.60
60	0.29	0.33	10.00
80	0.22	0.25	10.80
100	0.17	0.20	11.60
120	0.14	0.17	12.40
150	0.11	0.13	13.60
180	0.10	0.11	15.00
200	0.09	0.1	15.85

TOLERANCES DIMENSIONNELLES en mm.
Pour panneau de longueur, > 2000 mm.

Conforme EN-14509



Portées admissibles sous charge normale descendante

SCHEMA STATIQUE Deux appuis. Panneaux fixés par 3 vis

Carges en daN/m ²	Épaisseur du panneau mm							
	30	40	50	60	80	100	120	150
50	2.85	3.47	4.10	4.72	5.75	7.00	8.25	8.05
60	2.61	3.20	3.78	4.37	5.31	6.40	7.49	7.34
80	2.45	3.00	3.54	4.09	4.97	5.93	6.8	6.80
70	2.32	2.84	3.35	3.87	4.69	5.56	6.42	6.36
90	2.21	2.70	3.19	3.68	4.46	5.24	6.02	6.00
100	2.11	2.58	3.05	3.52	4.27	4.98	5.68	5.69
110	2.03	2.47	2.91	3.35	4.11	4.77	5.42	5.42
120	1.96	2.37	2.97	3.20	3.94	4.55	5.16	5.19
130	1.90	2.29	2.68	3.07	3.79	4.37	4.94	4.99
140		2.21	2.58	2.95	3.66	4.20	4.73	4.81
150		2.14	2.49	2.84	3.53	4.04	4.55	4.64
175		1.99	2.30	2.61	3.28	3.72	4.16	4.30
200		1.87	2.14	2.42	3.07	3.46	3.87	4.02

SCHEMA HYPERSTATIQUE Trois appuis. Panneaux fixés par 3 vis

Carges en daN/m ²	Épaisseur du panneau mm							
	30	40	50	60	80	100	120	150
50	3.65	4.44	5.24	6.03	6.20	7.00	7.00	7.00
60	3.42	4.11	4.81	5.50	5.82	6.62	7.00	7.00
80	3.20	3.83	4.47	5.10	5.52	6.20	6.87	7.00
70	3.00	3.59	4.18	4.77	5.27	5.85	6.42	6.91
90	2.83	3.38	3.94	4.49	5.06	5.56	6.06	6.52
100	2.68	3.21	3.73	4.26	4.88	5.31	5.74	6.18
110	2.47	3.00	3.53	4.06	4.72	5.10	5.48	5.89
120	2.27	2.81	3.35	3.89	4.58	4.91	5.24	5.64
130	2.06	2.62	3.18	3.74	4.46	4.75	5.04	5.42
140	1.90	2.47	3.03	3.60	4.35	4.61	4.86	5.23
150		2.36	2.92	3.48	4.24	4.47	4.69	5.05
175		2.14	2.68	3.22	4.04	4.19	4.34	4.67
200								

Annexe 1 : Tableau des armatures en (cm²)

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

Annexe 2 : 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

Références bibliographiques

- DTR. C- 2-4.7 ; Règlement neige et vent « RNV99 ».
- DTR B C 2 48; Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003, *Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger*
- DTR.B. C- 2.2 ; Charge permanentes et charges d'exploitation, *Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger*
- EUROCODE 3 ; Calcul des éléments résistants d'une construction métallique. Office des publications universitaires, 2009.
- Lahlou Dehmani ; calcul des structures métalliques selon l'EC3/ *Edition Eyrolles Paris 2005*
- Cours de 1^{er} année master
 - ✓ charpente métallique (M^r A/Becheur et Larabat ZIANE).
 - ✓ béton armé (M^{me} CHEIKH AMER).
- B.A.E.L 91 : Béton Armé aux Etats Limites, troisième tirage, Eyrolles, 1997.
- Projets de fin d'étude (Université de BEJAIA).