

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



UNIVERSITÉ DE SAAD DAHLEB BLIDA 1

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

MEMOIRE DE MASTER

Spécialité : Construction Métallique et Mixte

THEME

**Etude d'un hangar de maintenance pour
avions**

Présenter Par

M^{elle} Malia CHARFI

M^r Ihab ZIANI

Encadrer Par

Dr. RAHMANI.K

Blida, juin 2024

ملخص

يتكون هذا المشروع من دراسة حظيرة صيانة الطائرات ذو بنية فولاذية حيث يتم ضمان ثباته بواسطة أروقة بأعمدة وعازمات الاستقرار. تقع في ولاية وهران المصنفة كمنطقة زلزالية عالية (المنطقة الثانية) وفقاً لنظام الزلازل الجزائرية 99 نسخة 2003.

جراء التحليل الزلزالي للهيكل عن طريق التحليل الهيكلي لبرنامج **ROBOT ANALYSIS**. تم تصميم العناصر المقاومة طبقاً للوائح (**RPA 99 2003, CCM97, EC3 and BAEL 91**). أدت دراسة الأسس إلى نعال معزولة، وتم إنشاء تعزيز الأخر يدويا. **الكلمات المفتاحية:** إطار معدني، أرضية مختلطة، زلزال، تجميع.

RESUME

Ce projet de fin d'études consiste à étudier un hangar de maintenance des avions (en charpente métallique ou sa stabilité est assurée par portiques en système treillis et palées de stabilité en X. Il est implanté dans la wilaya d'**ORAN** qui est classée comme zone de forte sismicité (**Zone IIa**) selon le **RPA 99 version 2003**.

L'étude dynamique a été faite sur le logiciel **ROBOT ANALYSIS**.

Le dimensionnement des éléments résistants a été effectué conformément aux règlements : (**RPA 99 2003, CCM97, EC3 et BAEL 91**).

L'étude des fondations a conduit à des semelles isolées, le ferrailage de ce dernier a été établie manuellement.

Mots clés : Charpente métallique, plancher mixtes, séisme, assemblage.

ABSTRACT

This project consists of studying an **aircraft maintenance hangar** (made of a metal frame where its stability is ensured by gantries in a trellis system and X-shaped stability supports. It is located in the wilaya of **ORAN** which is classified as zone of high seismicity (**Zone IIa**) according to RPA 99 version 2003.

The dynamic study was carried out on the **ROBOT ANALYSIS** software.

The design of the resistant elements was carried out in accordance with the regulations: (**RPA 99 2003, CCM97, EC3 and BAEL 91**).

The study of the foundations led to insulated sole plate; the reinforcement of the latter was established manually.

Key words: Metal frame, mixed floor, earthquake, assembly.

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, nous tenons à remercier Dieu, le Tout-Puissant, pour nous avoir guidés et soutenus tout au long de notre parcours académique.

Ensuite, nous souhaitons exprimer notre profonde gratitude à notre encadrant, Monsieur RAHMANI Khaled, pour son soutien indéfectible, sa patience.

La réussite de notre mémoire a été rendue possible grâce à ses conseils avisés et à son encadrement constant. Nous le remercions sincèrement pour sa disponibilité et son engagement envers notre réussite.

Nous tenons également à remercier l'ensemble des docteurs du département de génie civil pour leur enseignement de qualité et leur contribution à notre formation.

Enfin, nous exprimons notre reconnaissance envers notre famille pour leur amour, leur soutien et leurs encouragements tout au long de notre parcours. Votre présence et votre soutien inconditionnel ont été essentiels à notre réussite.

Nous remercions également tous nos camarades et tous les étudiants de notre promotion 2023/2024 pour les moments partagés, les rires et les défis surmontés ensemble. Votre amitié et votre solidarité ont rendu ces années inoubliables.

DEDICACE

À mes parents, qui ont semé en moi les graines de l'espoir et de la confiance, et qui ont cultivé mon cœur avec amour et patience. Vous êtes mon refuge, mon guide et mon inspiration. Je vous dédie ce mémoire, symbole de mes rêves et de mes réalisations.

À mes sœurs, Roumaïssa, Kaouther, Ikram et Houria et à mon frère, Hani, qui ont partagé avec moi les joies et les peines de la vie. Vous êtes mon soutien et mon amour.

À mes nièces Assinet et Taline et neveu Iyed, qui ont apporté une nouvelle dimension de joie et de lumière dans ma vie.

À Aïcha Nourhane MOUFFOK, qui a partagé avec moi les bons moments et les souvenirs inoubliables. Un rayon de soleil qui a illuminé mon chemin. Je voulais te dire merci pour tout le soutien que tu m'as apporté pendant mes études. Tes encouragements, tes conseils et ta présence ont été inestimables.

À mes amies et compagnons d'études, Ryma BENKACI, riche en idées et en conseils, Qui partage ses connaissances et m'aide à progresser. Et Fella BESSERI et Meriem CHOUIREF, qui ont partagé avec moi les moments de joie et de peine. Je vais toujours me rappeler les longues nuits de révision que nous avons passées ensemble, et les moments de joie que nous avons partagés.

À mes amies, Souad et Chafiaa, qui ont partagé avec moi les premiers pas de mon parcours scolaire.

À mon binôme, qui a partagé avec moi le travail votre créativité et votre capacité à résoudre les problèmes ont été essentiels à la réussite de notre projet. Je te souhaite le meilleur pour la suite de ton parcours.

C. Malia

Dédicace

À mon exemple éternel, mon soutien moral et ma source de joie et de bonheur, Celle qui s'est toujours sacrifiée pour me voir réussir À la lumière de mes jours, la source de mes efforts, la flamme de mon cœur, ma vie et mon bonheur ; maman Fatiha, que dieu te protège,

À mes chères sœurs Manel et Marooma vous êtes les piliers de ma vie ma source de force votre amour indéfectible ma accompagné tout au long mon parcours.

À mes chers amis Ahmed Lotfi Oussama et Mohamed votre amitié a été un véritable havre de paix et vos fous rires ont illumine mes journées et m'ont permis de surmonter les moments difficiles.

À ma famille, en particulier amo Rabah.

À mon binôme CHARFI Malia.

À monsieur ZEHAF, AZZAZ et monsieur BELHOUCHE FOUZI du BREP.

À tout le personnel du CTC agence Blida.

A OUAkli Ahmed CGS.

Et bien sûr à moi-même.

Z. Ihab

TABLES DES MATIERS

RESUME	
ABSTRACT	
REMERCIEMENTS	
DEDICACE	
TABLES DES MATIERS	
LISTE DES FIGURES	
TABLES DES TABLEAUX	
LISTE DES SYMBOLES	
INTRODUCTION GENERALE :	1
CHAPITRE I : Présentation de projet	
I.1 Introduction :	3
I.1.1 Hangar métallique pour but de maintenance des aéronefs :	3
I.2 Caractéristiques essentielles d'un hangar de maintenance aérienne :	3
I.4 Présentation du projet :	5
I.4.1 Données géométriques du projet :	6
I.4.2 Conception structurelle :	6
I.4.3 Matériaux utilisés :	8
I.4.4 Règlements utilisé :	10
CHAPITRE II : Etude climatique et évaluation des charges et les surcharges.	
II.1 Introduction :	11
II.2 Action de la neige :	11
II.2.1 La charge de neige sur le sol :	11
II.2.2 Coefficient de forme de toiture :	11
II.3 Action de vent :	12
II.3.1 Données relatives au site :	12
II.3.2 Détermination de pression dynamique :	12
II.3.3 Les directions du vent :	13
II.3.4 Calcul de coefficient de pression extérieure :	14
II.3.5 Coefficient intérieure :	25
II.3.6 Calcul de la pression aérodynamique due au vent :	31

II.4	Evaluation des charges :.....	44
II.4.1	Panneau sandwich :.....	44
II.4.2	La ferme à treillis :.....	44
CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires et de portique		
III.1	Etude des pannes :.....	47
III.1.1	Introduction :.....	47
III.1.2	Calcul d'espacement entre les pannes :.....	47
III.1.3	Évaluation des charges :.....	47
III.1.4	Décomposition de charge :.....	48
III.1.5	Les combinaisons des charges :.....	49
III.1.6	Vérification de sécurité des pannes d'angle $5,71^\circ$:.....	52
III.1.7	Vérification de sécurité des pannes d'angle $55,2^\circ$:.....	57
III.1.8	Calcul des liernes-pannes :.....	60
III.1.9	Etude de l'échantignole.....	62
III.2	Calcul de lisses de bardage :.....	64
III.2.1	Evaluation des charges :.....	64
III.2.2	Combinaison des charges les plus défavorable :.....	65
III.2.3	Vérification de la sécurité :.....	65
III.2.4	Calcul des liernes-lisses :.....	67
III.3	Calcul des potelets :.....	68
III.3.1	Calcul des charges et surcharges revenantes au potelet :.....	69
III.3.2	Le pré dimensionnement de Potelet :.....	69
III.3.3	Vérification de la stabilité :.....	70
III.4	Pré dimensionnement des contreventements :.....	71
III.4.1	Introduction :.....	71
III.4.2	Calcul de la poutre au vent en pignon :.....	71
III.4.3	Calcul de palée de stabilité en long pan :.....	73
III.5	Pré dimensionnement de la poutre sablier :.....	74
III.6	Pré dimensionnement de portique :.....	74

III.6.1	Portique P-1 : (entre-axe =3m).....	75
III.6.2	Portique P-2 : (entre-axe =6m).....	77
III.6.3	Portique P-9 : (entre-axe =3m).....	78
III.7	Conclusion :	79
CHAPITRE IV : : Etude dynamique et sismique.		
IV.1	L'étude dynamique :	80
IV.1.1	Modélisation mathématique par la méthode des éléments finis :	80
IV.1.2	Détermination des fréquences et modes propres.....	80
IV.1.3	Modélisation de la structure étudiée.	81
IV.1.4	Présentation de logiciel :	81
IV.2	Etude sismique :	82
IV.2.1	Classification de l'ouvrage selon les RPA99/ver.2003[3] :.....	82
IV.2.2	Vues de la structure étudiée :	83
IV.2.3	Choix de la méthode :	84
IV.2.4	Méthode statique équivalente :.....	85
IV.2.5	La méthode dynamique modale spectrale :.....	92
IV.3	Conclusion :	100
CHAPITRE V : : Vérification des éléments		
V.1	Introduction :.....	101
V.2	Vérification des éléments de la poutre à treillis :.....	101
V.2.1	Les vérifications à faire sont :	101
V.3	Vérification des éléments de poteaux à treillis :	103
V.3.1	Les vérifications à faire sont :	103
V.4	Vérification de la poutre au vent :.....	107
V.5	Vérification de la poutre sablière :	109
V.6	Vérification de palée de stabilité :	110
V.7	Vérification des ciseaux :	111
V.8	Vérification de le système à treillis dans la toiture d'angle 55,2° :	113
V.9	Conclusion :	114
CHAPITRE VI : Etude des assemblages.		
VI.1	Introduction :.....	115

VI.2	Assemblage faitière :.....	115
VI.2.1	Assemblages des éléments de la poutre à treillis :.....	115
VI.2.2	Assemblage de ciseaux au faitage :.....	117
VI.3	Assemblage de la poutre au vent :.....	120
VI.3.1	Le nombre des boulons :.....	120
VI.3.2	Disposition constructive :.....	121
VI.3.3	Vérification d'assemblage trop long :.....	121
VI.3.4	Résistance à la pression diamétrale :.....	121
VI.4	Assemblage de l'chantignole :.....	122
VI.4.1	Assemblage échantignole- panne :.....	122
VI.4.2	Assemblage échantignole – membrure :.....	123
VI.5	Assemblage de couvre joint de la poutre à treillis :.....	123
VI.5.1	Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement :.....	124
VI.5.2	Disposition constructive :.....	124
VI.5.3	Vérification d'assemblage trop long :.....	125
VI.5.4	Résistance à la pression diamétrale :.....	125
VI.6	Assemblages des éléments du poteau à treillis avec les membrures :.....	126
VI.6.1	Pré dimensionnement de gousset :.....	126
VI.6.2	Pré dimensionnement de la gorge :.....	126
VI.7	Assemblage de palée de stabilité :.....	127
VI.7.1	Palée de stabilité avec un gousset au niveau de nœud de portique :.....	127
VI.7.2	Assemblage palée de stabilité a croix :.....	130
VI.8	Calcul des pieds de poteaux :.....	131
VI.8.1	Dimensionnement de la tige d'ancrage des poteaux :.....	131
VI.8.2	Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :.....	133
VI.8.3	Dimensionnement de l'épaisseur de la platine :.....	134
CHAPITRE VII : Calcul d'infrastructure.		
VII.1	Introduction :.....	136
VII.1.1	Choix de type de fondation :.....	136

VII.1.2	Caractéristique géotechnique :	136
VII.1.3	Choix de la semelle :	136
VII.2	Les combinaisons d'action :	137
VII.3	Détermination des sollicitations de semelle portique 2 à 10 :	137
VII.4	Dimensionnement de la semelle sous un poteau :	137
VII.4.1	Vérification de la contrainte :	138
VII.4.2	Vérification de la stabilité ou renversement :	138
VII.4.3	Dimension semelle :	139
VII.4.4	Vérification contrainte au sol, critères de non poinçonnement du sol : ...	139
VII.4.5	Calcul de ferrailage :	139
VII.5	Détermination des sollicitations de semelle portique sous 2 poteaux (A1-A2 ; G1-G2) :	140
VII.6	Dimensionnement de la semelle :	141
VII.6.1	Vérification de la contrainte :	141
VII.6.2	Vérification de la stabilité ou renversement :	141
VII.6.3	Dimension semelle :	142
VII.6.4	Vérification contrainte au sol, critères de non poinçonnement du sol : ...	142
VII.6.5	Calcul de ferrailage :	142
VII.7	Détermination des sollicitations de semelle portique sous 4 poteaux (B1-B2- C1-C2 ; E1-E2-F1-F2) :	144
VII.8	Dimensionnement de la semelle :	144
VII.8.1	Vérification de la stabilité ou renversement :	144
VII.8.2	Dimension semelle :	144
VII.8.3	Vérification contrainte au sol, critères de non poinçonnement du sol : ...	144
VII.8.4	Calcul de ferrailage :	145
VII.9	Calcul des poutres de libage :	146
VII.9.1	Condition de rigidité :	146
VII.9.2	Condition de non fragilité :	148
VII.9.3	Dispositions constructives :	148
VII.10	Calcul des longrines :	148

VII.10.1	Calcul de ferrailage :	148
VII.11	Calcul des futs :	150
VII.11.1	Calcul de ferrailage :	151
VII.11.2	La condition de non fragilité :	151
VII.11.3	Calcul des armatures transversales :	151
VII.12	Calcul de dallage :	153
VII.12.1	Pré dimensionnement de dallage :	154
VII.12.2	Ferrailage du dallage :	155
	Conclusion générale.....	157
	Références bibliographiques	
	ANNEXE	

LISTE DES FIGURES

Figure I.1: Vue extérieur du hangar en 3D.....	3
Figure I.2: Vue en 3D rapprochée du hangar.	4
Figure I.3: vue d'une avion.	5
Figure II.1: charge de la neige.	12
Figure II.2: hauteur de référence Z_e et profilé correspondant à la pression dynamique.	13
Figure II.3: direction du vent sur la structure.	14
Figure II.4: vue en élévation des parois de vent 01.....	14
Figure II.5: répartition des valeurs de C_{pe} sur les parois de sens 01.	15
Figure II.6: répartition des valeurs de C_{pe} de la toiture sens 01 $\theta = 0^\circ$	17
Figure II.7: vue en élévation des parois de sens 02.....	17
Figure II.8: répartition des valeurs de C_{pe} sur les parois de sens 02.	18
Figure II.9: répartition des valeurs de C_{pe} de la toiture sens 02 $\theta = 90^\circ$	19
Figure II.10: vue en élévation des parois de sens 03.....	19
Figure II.11: répartition des valeur de C_{pe} sur les parois de sens 03.....	20
Figure II.12: répartition des valeurs de C_{pe} de la toiture sens 03 $\theta = 0^\circ$	21
Figure II.13: Vue élévation des parois sens 04.....	23
Figure II.14: Répartition des valeurs de C_{pe} des parois sens 04.....	23
Figure II.15: répartition des valeur de C_{pe} de la toiture $\theta = 90^\circ$	24
Figure II.16: Coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiment sans face dominante.(figure 5.14 de RNV 2013[4]).....	31
Figure II.17: exemples des poutres à treillis de grandes portées $>20m$. (Fig. 5.29 de traité de génie civil[7]).....	45
Figure II.18: schéma de la charge permanentes G	46
Figure III.1: disposition des pannes sur la toiture.	47
Figure III.2: schéma des liernes.	60
Figure III.3: les effort revenant au lierne.	60
Figure III.4: position des liernes en plan.....	60
Figure III.5: les lisses de bardage.	64
Figure III.6: les actions sur les lisses.	65
Figure III.7: les liernes des lisses.	68
Figure III.8: Vue de pignon 02.....	69
Figure III.9: les efforts sur le pignon.	72

Figure III.10: schéma statique de la palée de stabilité.	73
Figure III.11: schéma statique de la poutre sablière.	74
Figure III.12: vue de portique P-1 chargé dans les nœuds.	75
Figure III.13 : vue de portique P-2 chargé dans les nœuds.	77
Figure III.14 : vue de portique P-9 chargé dans les nœuds.	78
Figure IV.1: système à n degrés de libertés.	80
Figure IV.2: Vue pignon 1-2.	83
Figure IV.3: Vue pignon 3-9.	83
Figure IV.4: Vue pignon 10.	83
Figure IV.5: vue de la toiture.	84
Figure IV.6: vue de long pan.	84
Figure IV.7: modèle brochette sens X-X.	87
Figure IV.8: modèle brochette sens Y-Y.	87
Figure IV.9: distribution des efforts sismique sens X-X.	87
Figure IV.10: distribution des efforts sismique sens Y-Y.	88
Figure IV.11: système à n degrés de libertés soumis à une excitation sismique uni directionnelle.	92
Figure IV.12: vue en 3D de modèle.	95
Figure IV.13: Vue de système ajouter.	96
Figure IV.14: Vue en 3D du modèle finale.	97
Figure VI.1 : Assemblage des éléments de la poutre à treillis.	115
Figure VI.2: Assemblage ciseaux avec gousset au faitage.	117
Figure VI.3: Vue en plan de assemblage de faitière.	119
Figure VI.4: Assemblage diagonale- gousset.	120
Figure VI.5: Vue en 3D d'assemblage échantignole-panne.	122
Figure VI.6: Vue en 3d d'assemblage d'échantignole- membrure.	123
Figure VI.7: Assemblage couvre joint- membrure supérieure.	124
Figure VI.8: Assemblage poteau à treillis avec membrures.	126
Figure VI.9: assemblage de palée de stabilité avec gousset au niveau de nœud de portique.	127
Figure VI.10: Assemblage de palée de stabilité.	130
Figure VI.11: présentation de pied de poteau.	131
Figure VI.12: tige d'ancrage du pied de poteau.	133
Figure VI.13: vérification de la section 1-1.	134

Figure VI.14: vérification de la section 2-2.....	135
Figure VII.1: vue en 3D de semelle isolée sous un poteau.	138
Figure VII.2: schéma de ferrailage de semelle isolée sous un poteau.	140
Figure VII.3: semelle isolée sous 2 poteaux.	140
Figure VII.4: vue en 3D de semelle sous 2 poteaux avec les dimensions de la semelle..	142
Figure VII.5: schéma de ferrailage de semelle sous 2 poteaux.....	143
Figure VII.6: vue en 3D de semelle isolée sous 4 poteaux.	144
Figure VII.7 : vue en 3D avec les dimensions de semelle sous 4 poteaux.....	145
Figure VII.8: schéma de ferrailage de semelle sous 4 poteaux.....	146
Figure VII.9: poutre de libage.	147
Figure VII.10: schéma de ferrailage de poutre de libage.	148
Figure VII.11 : schéma de ferrailage de longrine.	150
Figure VII.12: la section de fut à ferrailer.....	150
Figure VII.13 : schéma de ferrailage.	152
Figure VII.14: plan de coffrage fondation.	153
Figure VII.15: présentation d'effet de poinçonnement.....	154
Figure VII.16: schéma de ferrailage de dallage.	156

TABLES DES TABLEAUX

Tableau I.1: les dimensions des avions	5
Tableau I.2 : caractéristique des nuances d'acier	9
Tableau I.3: Valeur nominale de f_y pour le ferrailage	9
Tableau II.1: résultat de charge de neige	11
Tableau II.2: résumé de calcul de pression dynamique	13
Tableau II.3: valeur de C_{pe} sur les parois de sens 01	15
Tableau II.4: valeurs de C_{pe} de vent 01 de la toiture hangar d'aéronef $\theta=0^\circ$	16
Tableau II.5: valeur de C_{pe} de vent 01 de la toiture de hangar annexe $\theta=0^\circ$	16
Tableau II.6: valeur de C_{pe} sur les parois de sens 02	17
Tableau II.7: valeurs de C_{pe} de vent 02 de la toiture hangar d'aéronef $\theta=90^\circ$	18
Tableau II.8: valeur de C_{pe} sur les parois de sens 03	19
Tableau II.9: valeurs de C_{pe} de vent 03 de la toiture hangar d'aéronef $\theta=0^\circ$	20
Tableau II.10: valeurs de C_{pe} de vent 03 de la toiture hangar annexe $\theta=0^\circ$	21
Tableau II.11: valeur de C_{pe} sur les parois de sens 04	22
Tableau II.12: valeur de C_{pe} sur les parois de sens 04 hangar annexe	22
Tableau II.13: valeur de C_{pe} de vent 04 de la toiture hangar aéronef $\theta=90^\circ$	24
Tableau II.14 : valeur de vent de toiture de hangar annexe $\theta=90^\circ$	24
Tableau II.15: vérification de la toiture isolé cas01	25
Tableau II.16: Vérification de la face dominante cas01	25
Tableau II.17: valeur de C_{pi} cas01	26
Tableau II.18: vérification de la toiture isolée cas02	26
Tableau II.19: vérification de la face dominante cas02	26
Tableau II.20: valeur de C_{pi} cas02	27
Tableau II.21: Vérification de la toiture isolée	27
Tableau II.22: vérification de la face dominante cas03	27
Tableau II.23: Valeur de C_{pi} cas 03	28
Tableau II.24: Vérification de la toiture isolée	28
Tableau II.25: Vérification de la face dominante	28
Tableau II.26: Valeur de C_{pi} cas 04	29
Tableau II.27: Vérification de la toiture isolée cas05	29
Tableau II.28: vérification de la face dominante	29
Tableau II.29: Valeur de C_{pi} cas05	30

Tableau II.30: Vérification de la toiture isolée	30
Tableau II.31: Vérification de la face dominante	30
Tableau II.32: Valeur de Cpi cas06	31
Tableau II.33: Valeur de pression aérodynamique parois verticale vent 01 cas 01	32
Tableau II.34: Valeur de pression aérodynamique toiture hangar avion vent 01 $\theta = 0^\circ$ cas01	32
Tableau II.35: Valeur de pression aérodynamique toiture annexe vent 01 $\theta = 0^\circ$ cas 01 ..	33
Tableau II.36: Valeur de pression aérodynamique parois verticale vent 02 cas 01	33
Tableau II.37: Valeur de pression aérodynamique toiture hangar vent 02 $\theta = 90^\circ$ cas 01 ..	33
Tableau II.38: Valeur de pression aérodynamique parois verticale vent 03 cas 01	33
Tableau II.39: Valeur de pression aérodynamique toiture hangar avion vent 03 $\theta = 0^\circ$ cas 01	34
Tableau II.40: Valeur de pression aérodynamique toiture annexe vent 03 $\theta = 0^\circ$ cas 01 ...	34
Tableau II.41: Valeur de pression aérodynamique parois verticale hangar avion vent 04 cas 01	34
Tableau II.42: Valeur de pression aérodynamique parois verticale hangar annexe vent 04 cas 01	35
Tableau II.43: Valeur de pression aérodynamique toiture hangar avion vent 04 $\theta = 90^\circ$ cas 01	35
Tableau II.44: Valeur de pression aérodynamique toiture annexe vent 04 $\theta = 90^\circ$ cas 01 ..	35
Tableau II.45: Valeur de pression aérodynamique parois verticale vent 01 cas 02	35
Tableau II.46: Valeur de pression aérodynamique toiture hangar avion vent 01 $\theta = 0^\circ$ cas 02	36
Tableau II.47: Valeur de pression aérodynamique toiture annexe vent 01 $\theta = 0^\circ$ cas 02 ...	36
Tableau II.48: Valeur de pression aérodynamique parois verticale vent 02 cas 02	36
Tableau II.49: Valeur de pression aérodynamique toiture hangar vent 02 $\theta = 90^\circ$ cas 02 ..	37
Tableau II.50: Valeur de pression aérodynamique parois verticale vent 03 cas 02	37
Tableau II.51: Valeur de pression aérodynamique toiture hangar avion vent 03 $\theta = 0^\circ$ cas 02	37
Tableau II.52: Valeur de pression aérodynamique toiture annexe vent 03 $\theta = 0^\circ$ cas 02 ...	38
Tableau II.53: Valeur de pression aérodynamique parois verticale vent 04 cas 02	38
Tableau II.54: Valeur de pression aérodynamique parois verticale hangar annexe vent 04 cas 02	38

Tableau II.55: Valeur de pression aérodynamique toiture hangar avion vent 04 $\theta= 90^\circ$ cas 02	39
Tableau II.56: Valeur de pression aérodynamique toiture annexe vent 04 $\theta= 90^\circ$ cas 02	39
Tableau II.57: Valeur de pression aérodynamique parois verticales vent 01 cas 03	39
Tableau II.58: Valeur de pression aérodynamique toiture hangar avion vent 01 $\theta= 0^\circ$ cas 03	40
Tableau II.59: Valeur de pression aérodynamique toiture annexe vent 01 $\theta= 0^\circ$ cas 03	40
Tableau II.60: Valeur de pression aérodynamique parois verticales vent 02 cas 03	41
Tableau II.61: Valeur de pression aérodynamique toiture hangar avion vent 02 $\theta= 90^\circ$ cas 03	41
Tableau II.62: Valeur de pression aérodynamique parois verticale vent 03 $\theta= 0^\circ$ cas 03	41
Tableau II.63: Valeur de pression aérodynamique toiture hangar avion vent 03 $\theta= 0^\circ$ cas 03	42
Tableau II.64: Valeur de pression aérodynamique toiture annexe vent 03 $\theta= 0^\circ$ cas 03	42
Tableau II.65: Valeur de pression aérodynamique parois verticale vent 04 cas 03	43
Tableau II.66: Valeur de pression aérodynamique parois verticales hangar annexe vent 04 $\theta= 90^\circ$ cas 03	43
Tableau II.67: Valeur de pression aérodynamique toiture hangar avion vent 04 $\theta= 90^\circ$ cas 03	43
Tableau II.68: Valeur de pression aérodynamique toiture hangar annexe vent 04 $\theta= 90^\circ$ cas 03	44
Tableau II.69: caractéristique mécanique de panneau sandwich	44
Tableau II.70: type de panneau sandwich	44
Tableau III.1: efforts sur les pannes $5,71^\circ$ donnée par le combinaison des charges	50
Tableau III.2: efforts sur les pannes $55,2^\circ$ donnée par le combinaison des charges	51
Tableau III.3: caractéristique de profilé IPE100	52
Tableau III.4: caractéristique de profilé IPE180	53
Tableau III.5: caractéristique de profilé IPE220	57
Tableau III.6: récapitulatif de calcul de risque de déversement des pannes $5,71^\circ$	57
Tableau III.7: récapitulatif de calcul de risque de déversement de IPE180	59
Tableau III.8: récapitulatif de calcul de risque de déversement des pannes $55,2^\circ$	59
Tableau III.9 : détaille d'échantignolle.	62
Tableau III.10 : récapitulatif de calcul des efforts revenue au lierne des lisses	68
Tableau III.11: caractéristique de profilé HEM220	70

Tableau III.12: résumé vérification de déversement de profilé HEM220	71
Tableau III.13 : valeur des efforts sur le pignon	73
Tableau III.14 : les dimension des élément de portique P-1	76
Tableau III.15 : dimension des éléments de portique P-2.....	77
Tableau III.16 : dimension des éléments de portique P-9.....	78
Tableau IV.1: valeur de ξ (%).....	88
Tableau IV.2: valeur des pénalités P_q	91
Tableau IV.3: poids de la structure	91
Tableau IV.4: Calcul de la force sismique totale V	92
Tableau IV.5: participation massique du modèle initial	95
Tableau IV.6: participation massique du modèle finale.....	97
Tableau IV.7: les forces sismiques dans le sens X-X et sens Y-Y.....	98
Tableau IV.8: les réponses modales sens X-X et sens Y-Y	98
Tableau IV.9: Vérification de l'effort tranchant à la base.....	98
Tableau IV.10: correction de l'effort tranchant à la base.....	99
Tableau IV.11: Vérification de déplacement	99
Tableau IV.12: les actions les plus prépondérante sur l'ouvrage	100
Tableau V.1: vérification des éléments de la poutre à treillis	103
Tableau V.2: vérification des éléments de poteau à treillis de portique.....	105
Tableau V.3: vérification des éléments de poteau de supporte porte	107
Tableau V.4: sollicitation dans les diagonales de la poutre au vent.....	107
Tableau V.5: sollicitation dans la poutre sablier	109
Tableau V.6: sollicitation dans les diagonales de palée de stabilité.....	110
Tableau V.7 : sollicitation plus défavorable de ciseaux	111
Tableau V.8: les sollicitations dans les diagonales de système à treillis dans la toiture d'angle $55,2^\circ$	113
Tableau VI.1: Effort dans les éléments de la poutre à treillis	115
Tableau VI.2: épaisseur de gousset en fonction d'effort	116
Tableau VI.3: dimensionnement des cordons de soudure.....	117
Tableau VI.4: la sollicitation la plus défavorable de ciseau.....	117
Tableau VI.5: la sollicitation plus défavorable de diagonale de la poutre au vent	120
Tableau VI.6: sollicitation plus défavorable de membrure	123
Tableau VI.7: effort des éléments d'assemblage	126
Tableau VI.8: dimensionnement des cordons de soudure.....	127

Tableau VI.9: sollicitation plus défavorable de palée de stabilité.....	128
Tableau VI.10: épaisseur de gousset en fonction de l'effort appliqué	128
Tableau VII.1 : sollicitations plus défavorables sous un poteau	137
Tableau VII.2 : vérification de la stabilité de renversement	139
Tableau VII.3: sollicitations les plus défavorable sous 2 poteaux	141
Tableau VII.4 : vérification de la stabilité ou renversement	141
Tableau VII.5 : les sollicitations les plus défavorable sous 4 poteaux.	144
Tableau VII.6: vérification de la stabilité ou renversement.....	144
Tableau VII.7: valeur de α	149
Tableau VII.8: les sollicitation du fut	151
Tableau VII.9: les efforts dans les deux sens.....	155

LISTE DES SYMBOLES

A :	Coefficient d'accélération de zone.
A_s :	Aire d'une section d'acier.
φ :	Angle de frottement.
Q :	Charge d'exploitation.
γ_s :	Coefficient de sécurité dans l'acier.
γ_b :	Coefficient de sécurité dans le béton.
σ_s :	Contrainte de traction de l'acier.
σ_{bc} :	Contrainte de compression du béton.
$\bar{\sigma}_s$:	Contrainte de traction admissible de l'acier.
$\bar{\sigma}_{bc}$:	Contrainte de compression admissible du béton.
τ_u :	Contrainte ultime de cisaillement.
τ :	Contrainte tangentielle.
β :	Coefficient de pondération.
σ_{sol} :	Contrainte du sol.
σ_m :	Contrainte moyenne.
G :	Charge permanente.
ξ :	Déformation relative.
V_0 :	Effort tranchant a la base.
$E.L.U$:	Etat limite ultime.
$E.L.S$:	Etat limite service
N_u :	Effort normal pondéré aux états limites ultime.
T_u :	Effort tranchant ultime.
T :	Période.
S_i :	Espacement.
λ :	Elancement.
F :	Force concentrée.
f :	Flèche.
f_{adm} :	Flèche admissible.
L :	Longueur ou portée.

L_f :	Longueur de flambement.
F_e :	Limite d'élasticité de l'acier.
M_u :	Moment à l'état limite ultime.
M_{ser} :	Moment à l'état limite de service.
M_t :	Moment en travée.
M_a :	Moment sur appuis.
M_0 :	Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
I :	Moment d'inertie.
M :	Moment, Masse.
E_{ij} :	Module d'élasticité instantané.
E_{vj} :	Module d'élasticité différé.
E_s :	Module d'élasticité de l'acier.
f_{c28} :	Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
f_{t28} :	Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
F_{cj} :	Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
K :	Coefficient de raideur de sol.
δ_{ek} :	Déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).
E :	Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E = 210\ 000$ MPa).
G :	Module d'élasticité transversale de l'acier ($G = 84\ 000$ MPa).
F_p :	Effort de précontrainte dans les boulons.
M :	Moment sollicitant, en générale.
M_{cr} :	Moment critique élastique de déversement.
M_{el} :	Moment élastique.
M_{pl} :	Moment plastique.
M_R :	Moment résistant.
N_{pl} :	Effort normal de plastification.
f_u :	Contrainte de rupture d'une pièce.
f_{ub} :	Contrainte de rupture d'un boulon.
f_y :	Limite d'élasticité d'une pièce.
K :	Coefficient d'encastrement ou de rigidité poteau/ poutre.
k_s :	Coefficient de dimension des trous de perçage pour boulon.
k_y :	Coefficient de flambement –flexion.
m :	Nombre de plans de cisaillement ou de frottement.

n :	Nombre de boulons.
β_M :	Facteur de moment uniforme équivalent (flambement).
β_w :	Facteur de corrélation (soudure).
ε :	Coefficient de réduction élastique de l'acier.
η :	Facteur de distribution de rigidité (flambement).
λ :	Elancement.
λ_k :	Elancement eulérien.
λ :	Elancement réduit.
λ_{LT} :	Elancement de déversement.
μ :	Coefficient de frottement.
χ :	Coefficient de réduction de flambement.
χ_{LT} :	Coefficient de réduction de déversement.
A_{net} :	Section nette d'une pièce.
A_s :	Section résistant de la tige d'un boulon en fond de filet.
I_t :	Moment d'inertie de torsion.
I_y :	Moment d'inertie de flexion maximale.
I_z :	Moment d'inertie de flexion minimale.
W_{eff} :	Module de résistance efficace.
W_{el} :	Module de résistance élastique.
W_{pl} :	Module de résistance plastique.
b :	Largeur d'une semelle de poutre.
D :	Diamètre nominale des tiges des boulons
d_0 :	Diamètre de perçage des trous de boulonnage.
i :	Rayon de giration d'une section.
l :	Largeur d'une poutre.
t :	Epaisseur d'une pièce ou d'une tôle.
t_f :	Epaisseur d'une semelle de poutre.
t_w :	Epaisseur d'une âme de poutre.
v_s :	Distance de la fibre extrême supérieur à l'axe neutre d'une section.
v_i :	Distance de la fibre extrême inférieur à l'axe neutre d'une section.
α :	Angle en général.
γ_{Mb}	Résistance des boulons au cisaillement.
γ_{Mb}	Résistance des boulons au à la traction.

- F_v : Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement.
- F_B : Résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées.
- F_T : Résistance des boulons en traction.
- α : Facteur d'imperfection (flambement).
- β_{MLT} : Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.
- F_y : Limite d'élasticité.
- $F_{t,Rd}$: Résistance à la tension du boulon EN 1993-1-8 tab.

INTRODUCTION GENERALE :

Le domaine de construction actuelle est très vaste, il est envisagé en plusieurs manières de conception et d'exécution à savoir :

- Constructions en béton armé
- Constructions en béton précontrainte
- Constructions en charpente métallique.

En termes de comparaison les constructions en charpente métallique présentent de nombreux avantages par rapport aux constructions en béton armé ou précontraintes à savoir : L'industrialisation totale c'est-à-dire la possibilité de la préfabrication intégralement des bâtiments en atelier, avec une grande précision et une grande rapidité. Le montage sur site, Par boulonnage, est une grande simplicité.

La possibilité du transport, en raison du poids peu élevé qui permet de transporter loin, en particulier à l'exportation.

La grande résistance de l'acier à la traction permet de franchir de grandes portées.

La tenue au séisme est bonne, du fait de la ductilité de l'acier.

Les transformations, adaptations, surélévations, surélévations ultérieures d'un ouvrage sont facilement réalisables.

Possibilité architecturale, plus étendue qu'en béton.

Par contre les inconvénients sont :

Résistance en compression moindre que le béton.

Susceptibilité aux phénomènes d'instabilité élastique (flambement, déversement, voilement).

Mauvaise tenue aux feux, et la nécessité d'entretien des revêtements contre la corrosion.

Il faut faire l'attention au niveau des assemblages afin de se prémunir contre leurs risques de rupture brutale, qui conduiraient à la ruine de l'ouvrage.

Dans notre projet, nous avons considéré que la construction métallique est la plus adéquate pour ce type bâtiment au vu des dimensions importantes (portée et hauteur d'étage), Le présent projet vise à concevoir et calculer un hangar métallique de maintenance aérien à Oran, en Algérie. Pour atteindre cet objectif, le plan de travail suivant a été établi :

- Présentation du projet : Présentation des objectifs et des exigences du projet.
- Etude climatique et évaluation des charges et surcharges : Analyse des conditions climatiques locales et évaluation des charges et surcharges pour déterminer les exigences structurelles.

- Etude des éléments secondaires : Étude des éléments secondaires tels que les pannes, les lisses, les potelets, etc.
- Etude dynamique et sismique : Étude des mouvements et des vibrations pour garantir la stabilité du hangar.
- Vérification des éléments résistants : Vérification des résistances des matériaux et des éléments structurels.
- Etude des assemblages : Étude des assemblages et des joints pour garantir la solidité du hangar.
- La dernière partie de notre travail a été consacré à l'étude de l'infrastructure

Nous achevons notre étude par une conclusion générale qui résume l'essentiel de notre travail et les conclusions auxquelles nous sommes parvenus.

Ces étapes permettront de concevoir et de calculer un hangar métallique robuste et fonctionnel pour répondre aux besoins de maintenance aérienne à Oran.

CHAPITRE I : Présentation de projet

I.1 Introduction :

Un hangar métallique c'est un bâtiment construit à partir de métal, est utilisé dans plusieurs domaines tel que stockage et logistique ; secteur d'agricole ; atelier de production ; secteur évènementiel.

Les hangars métalliques offrent une solution économique rapide pour les besoins de construction industrielle :

- Montage simplifié : est facile à assembler et assure la rapidité l'installation.
- Cout réduit : sont moins 30% cher par rapport aux autres structures.
- Durabilité : c'est un matériau isotrope offre une bonne résistance et une longue durée de vie.

Dans ce chapitre on va présenter les dimensions de ce hangar et quelle est le meilleur choix de matériaux pour cette structure.

I.1.1 Hangar métallique pour but de maintenance des aéronefs :

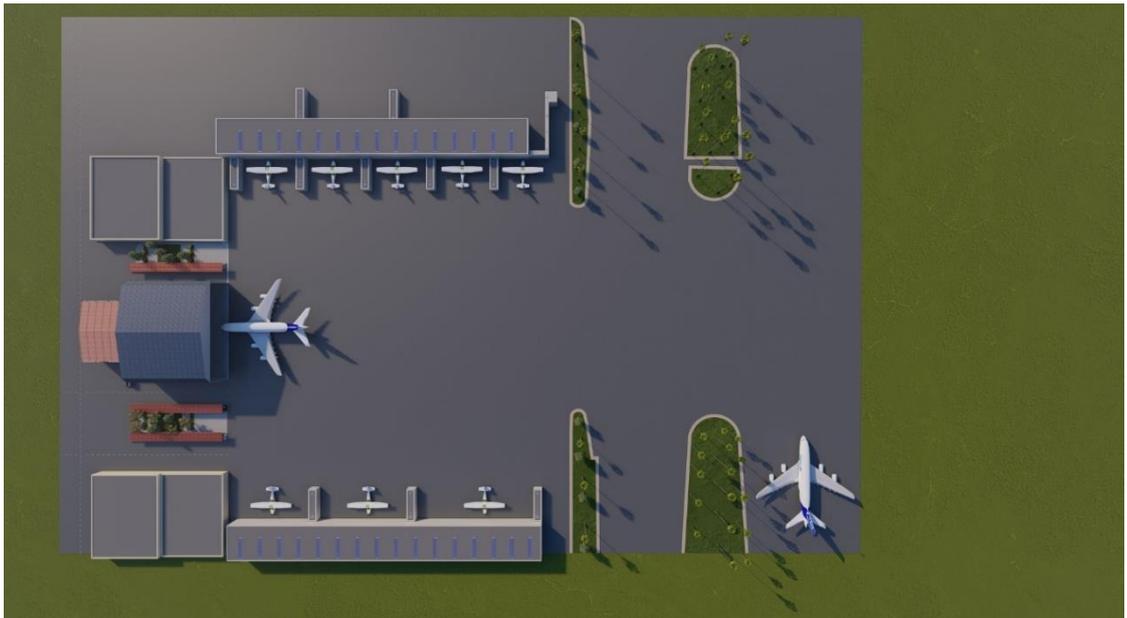


Figure I.1: Vue extérieure du hangar en 3D.

C'est un bâtiment de grande envergure à un seul étage à grande importance pour l'industrie aéronautique utilisés pour répondre à des exigences spécifiques selon la fonctionnalité du hangar et de garantir la sécurité et la durabilité des aéronefs.

I.2 Caractéristiques essentielles d'un hangar de maintenance aérienne :

Un hangar de maintenance aérienne est un espace spacieux et bien équipé, conçu pour faciliter l'entretien et la réparation des aéronefs. Il est généralement divisé en différentes zones, telles que les zones de démontage, de réparation, de peinture et de stockage.

- Espaces spacieux et bien ventilés
- Équipements de réparation et de maintenance avancés
- Infrastructures de sécurité et de protection environnementale
- Systèmes de contrôle de l'environnement (climatisation, filtration) et Systèmes de surveillance et de sécurité



Figure I.2: Vue en 3D rapprochée du hangar.

Il est essentiel de considérer plusieurs facteurs clés lors de la conception d'un hangar :

La portée et la hauteur du hangar doivent être adaptées pour permettre l'entretien simultané de plusieurs avions, ce qui facilite les opérations.

La disposition en plan du hangar doit être conçue pour faciliter l'accès aux avions et aux opérations de maintenance.

La porte du hangar doit être conçue pour permettre l'entrée et la sortie des aéronefs de manière efficace.

La présence d'une grue et d'une plate-forme de travail rend les opérations de maintenance plus faciles et pratiques.

Le hangar doit être équipé de systèmes de protection contre l'incendie pour garantir la sécurité des aéronefs et des personnes.

Enfin, le hangar doit être conçu pour être durable et résistant aux intempéries et aux conditions environnementales, ce qui garantit la protection des aéronefs et leur disponibilité pour les opérations.

I.3 Les avions autorisés à entrer dans le hangar :

Les avions qui peuvent entrer dans le hangar sont spécifiquement conçus pour répondre aux dimensions et aux capacités du hangar :

W : la distance entre les extrémités opposées des ailes d'un avion.

L : la longueur totale d'un avion. Incluant la longueur du fuselage et les ailes.

H : la hauteur totale d'un avion. Qui inclut la hauteur de l'aile et du fuselage.

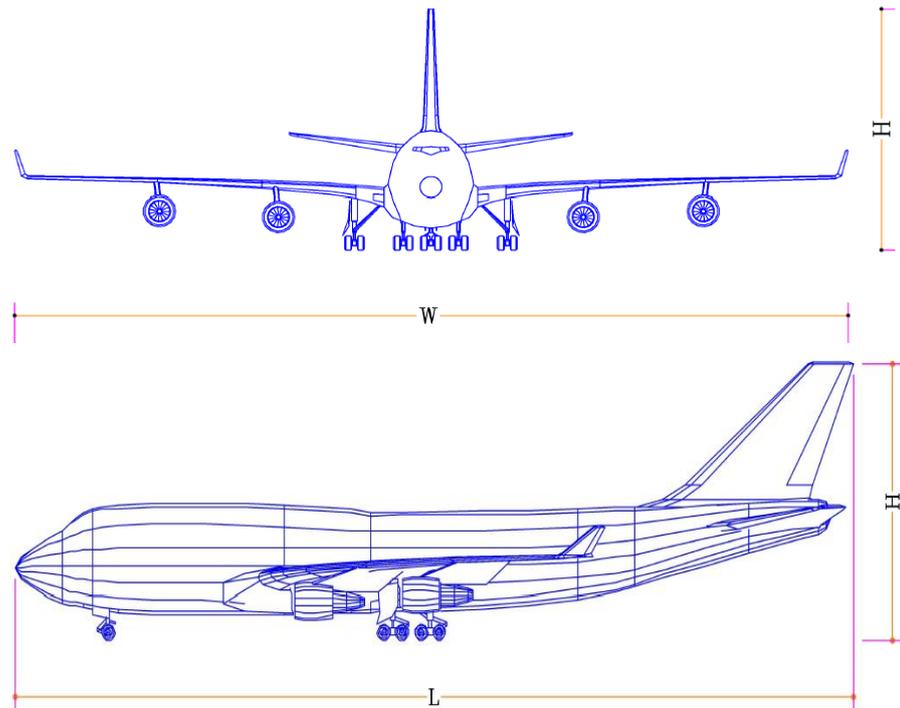


Figure I.3: vue d'un avion.

Tableau I.1: les dimensions des avions

Type d'appareil aérien	W (envergure)	L (longueur totale)	H (hauteur)
Boeing 727-200	32,920	46,680	8,66
Boeing 737-500	28,89	29,790	8,66
Boeing 757-200	38,049	47,320	13,564
McDonnell – Douglas DC-9-80	32,850	45,020	9,2
Falcon 900	19,330	19,550	7,55
Lockheed c-130	40,411	29,794	11,659

I.4 Présentation du projet :

Un hangar de maintenance aérien est un élément essentiel de l'industrie aéronautique, qui contribue à la sécurité et à l'efficacité des opérations aériennes. Dans le but de répondre au besoin croissant de maintenance et réparation des aéronefs, notre projet vise à construire un hangar métallique moderne conçu pour offrir une infrastructure adaptée et sécurisée aux opérations aériennes.

I.4.1 Données géométriques du projet :

Ce hangar de maintenance à une superficie de 4248 m² est composé de deux blocs :

I.4.1.1 Dimension en élévation Bloc A des aéronefs :

- La longueur de la structure : 48 m
- La largeur de la structure : 66 m
- La hauteur totale de la structure : 22 m
- La hauteur de poteau : 14,6 m
- Le nombre des portiques : 8

I.4.1.2 Dimension en élévation Bloc B annexe :

- La longueur de la structure : 30 m
- La largeur de la structure : 36 m
- La hauteur totale de la structure : 13,8 m
- La hauteur de poteau : 12 m
- Le nombre des portiques : 5

Nous allons traiter dans notre étude seulement la partie A qui concerne la partie principale : le hangar de dimension 66x48 m².

- Les données du Site :

Le projet sera implanté dans la wilaya de ORAN qui est classée selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003) comme une zone de moyenne sismicité II a.

- Altitude par rapport au niveau de la mer 110 m
- Zone sismiqueII-A
- Groupe d'usage..... A1
- Zone de ventII
- Zone de neigeB
- Zone du sable0
- Siteplat

I.4.2 Conception structurelle :

La structure que nous allons analyser est principalement constituée d'un portique poteau-poutre à treillis en charpente métallique.

La charge verticale dans sa majorité sera reprise par les portiques. En revanche les charges horizontales seront reprises par les palées de stabilités de forme X.

I.4.2.1 Type de remplissage :

Les façades sont réalisées par des panneaux sandwich type TL95 (laine de roche) fixés sur des lisses, et ces profils seront fixés sur les potelets du côté du pignon 02 et sur les poteaux du côté du long pan.

La laine de roche : est un matériau unique qui offre une triple fonctionnalité dans les constructions : il s'agit d'une excellente isolation thermique, phonique et acoustique, ainsi que d'une protection efficace contre les incendies. Pour produire ce matériau, les fabricants utilisent principalement le basalte, une roche volcanique noire, qu'ils chauffent à haute température pour créer des fibres. Ces fibres sont ensuite liées avec des résines et des huiles d'imprégnation pour créer un produit stable et résistant aux infiltrations d'eau.

I.4.2.2 Type de couverture :

La couverture de l'ouvrage étudié, composée de panneaux sandwichs TL95 (laine de roche) fixés sur des pannes liées entre elles par des liernes, et fixées à leur tour sur la ferme avec des échantignoles. L'inclinaison de cette toiture est de 5,71° et 55,2°.

I.4.2.3 Les ouvertures :

- Portail de (66 × 17) permettant le passage des aéronefs, situé dans la façade principale.
- Portail de (3 × 9) permettant le passage des ouvriers et de véhicules.
- Des grandes fenêtres de (1,6 × 1,5) et des petites fenêtres de (0,6 × 0,5) pour assurer d'éclairage.
- Porte de (5,5 × 6) porte de secours.

I.4.2.4 Les assemblages :

Les assemblages entre les éléments principaux peuvent être classés de manière comme suit :

- Assemblages des éléments de la structure.
- Pieds de poteaux.
- Assemblages de contreventements.

Deux types de connecteurs sont utilisés dans les assemblages les soudures et les boulons.

Pour tous les assemblages les boulons utilisés sont des boulons HR de classe 8.8 et ordinaire de classe 6.8.

I.4.2.5 Les fondations :

Les fondations seront exécutées selon les recommandations de l'étude géotechnique, D'après le rapport de Sol, elles pourront être de différentes sortes : isolées, filantes ou en radier général.

I.4.2.6 Les portes coulissent du hangar :

Les portes coulissantes sont une excellente solution pour les hangars à grand portée. Ces portes permettent de libérer tout l'espace de travail en déplaçant les vantaux latéralement vers un ou deux côtés dans notre cas on à 8 vantaux chaque 4 vantaux déplace latéralement vers côté droit ou gauche, Elles peuvent être manuellement ou automatiquement ouvertes.

I.4.2.7 Système de ventilation :

Les systèmes de ventilation dans les hangars métalliques sont essentiels pour maintenir un environnement sain et confortable, pour la ventilation des hangars, les systèmes les plus adaptés sont la ventilation naturelle et la ventilation simple flux par extraction mécanique, qui offrent un bon compromis entre performance et coût.

Ventilation naturelle (Système A) :

La ventilation naturelle est l'un des systèmes les plus économiques pour les hangars. Elle consiste à créer des ouvertures stratégiquement placées dans le bâtiment pour permettre le renouvellement de l'air par tirage naturel.

Ventilation simple flux par extraction mécanique (Système C) :

Ce système utilise des extracteurs mécaniques pour évacuer l'air vicié, tandis que l'air neuf entre naturellement par des ouvertures. Il est adapté aux hangars et ateliers industriels. L'air neuf peut être filtré de façon grossière (anti-insectes) avant d'entrer.

I.4.2.8 Système d'incendie :

Un système d'incendie est un ensemble de moyens et de matériels servant à traiter toutes les informations liées à la sécurité incendie et effectuer les fonctions de la mise en protection d'un établissement, il est composé généralement par des éléments tels que des détecteurs de fumée, des systèmes de détection de feu, des systèmes de mise en sécurité, des robinets incendie armés (RIA), des extincteurs, des systèmes de ventilation, des systèmes de détection de gaz, des systèmes de communication et des systèmes de sécurité

I.4.3 Matériaux utilisés :

I.4.3.1 L'acier :

L'acier est un alliage de fer et de carbone et pouvant inclure d'autres éléments tels que le nickel et le chrome pour améliorer ses propriétés mécaniques. Il est largement utilisé dans diverses industries en raison de sa résistance, de sa durabilité et de sa ductilité.

- Résistance :

Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par l'Eurocode3 [5] et CCM97[2] la nuance d'acier choisie pour la réalisation de cet ouvrage est la S275.

Tableau I.2 : caractéristique des nuances d'acier

Nuance d'acier	Epaisseur (mm)			
	$t \leq 40\text{mm}$		$40\text{mm} \leq t \leq 100\text{mm}$	
	Fy (N/mm ²)	Fu (N/mm ²)	Fy (N/mm ²)	Fu (N/mm ²)
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	355	490

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

Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier sont les suivantes :

Module d'élasticité longitudinale : $E = 210\,000\text{ MPa}$.

Module de cisaillement : $G = \frac{E}{2(1+\nu_a)}$

Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$

Masse volumique $\rho = 7850\text{ kg/m}^3$

- **Acier pour ferrailage :**

Pour assurer un bon fonctionnement des fondations en utilisant des armatures et des treillis à soudé de type HA et de dont les caractéristiques sont :

Contrainte limite d'élasticité : $f_e = 500\text{ MPa}$

Module d'élasticité longitudinale : $E = 2.1 \cdot 10^5\text{ MPa}$

Tableau I.3: Valeur nominale de fy pour le ferrailage

	Nuances	Fy (MPa)
Barres HA	Fe 400	400
	Fe 500	500

I.4.3.2 Le béton :

Le béton est un matériau de construction composé de granulats, de sable, de ciment, d'eau et d'adjuvants. Sa résistance à la compression est environ 10 fois supérieure à celle à la traction, Les caractéristiques physiques et mécaniques de différents types de béton sont :

Masse volumique : $\rho = 2500\text{ kg/m}^3$

La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25\text{ MPA}$ pour le béton de classe C25/30.

La résistance à la traction à 28 jours $f_{t28} = 0.06f_{c28} + 0.6 = 2.1\text{ MPA}$

- **Coefficient de poisson :**

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\mu = \frac{\text{allongement relatif transversal}}{\text{allongement relatif longitudinal}}$$

$\mu = 0$ Béton fissuré à l'ELU

$\mu = 0.2$ Béton non fissuré à l'ELS.

- **Déformation longitudinale du béton :**

Ce module, connu sous le nom de module de Young, est défini sous l'action des contraintes normales à court et long terme.

- **Module de déformation instantané (courte durée) :**

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané E_{ij} du béton âgé de « j » jours est égale à :

$$E_{ij} = 11\,000 (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)}$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; on trouve : $E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa}$.

- **Module de déformation différé (longue durée) :**

Il est réservé spécialement pour des charges de durée d'application supérieure à 24 heures ; ce module est défini par :

$$E_{vj} = 3700. (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)}$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve : $E_{v28} = 10818.87 \text{ MPa}$.

I.4.4 Règlements utilisés :

Les règlements techniques utilisés sont les suivants :

- DTR BC 2.44 CCM 97 dimensionnement des structures en acier.
- DTR BC 2.2 charges permanentes et charges d'exploitation.
- DTR BC 2.48 RPA99 v.2003 règles parasismique Algérienne.
- DTR C 2-4.7 Règlement neige et vent RNV 2013.
- Euro-code 3 calcul des structures en acier
- DTR-BC2.331 règles de calcul des fondations superficielles.

CHAPITRE II : Etude climatique et évaluation des charges et les surcharges.

II.1 Introduction :

L'objectif de chapitre est de déterminer les charges climatiques agissant sur la structure pour garantir sa résistance et sa stabilité, en utilisant le règlement national de construction RNV99 version 2013[4] pour analyser l'impact de la neige sur la toiture du hangar en évaluant les charges associées conformément aux normes et déterminer avec précision la pression aérodynamique due au vent prenant en compte des paramètres tel que la direction du vent, les dimensions du la structure.

II.2 Action de la neige :

La charge caractéristique de la neige par unité de surface est donnée par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_k$$

Avec :

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

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

S_k : Charge de neige sur le sol.

II.2.1 La charge de neige sur le sol :

Ce projet se trouve dans la wilaya de ORAN classé en zone B [4], L'altitude de site $H=110m$ par rapport au niveau de la mer.

$$S_k = \frac{0,04 \times H + 10}{100} = \frac{0,04 \times 110 + 10}{100} = 0,144 \text{ KN/m}^2$$

II.2.2 Coefficient de forme de toiture :

On à α :

$$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ \rightarrow 0^\circ \leq 5,71^\circ \leq 30^\circ$$

$$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ \rightarrow 30^\circ \leq 55,2^\circ \leq 60^\circ$$

Donc :

$$\mu (5,71^\circ) = 0,8.$$

$$\mu (55,2^\circ) = 0,8 \times \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right) = 0,8 \times \left(\frac{60 - 55,2}{30} \right) = 0,128.$$

Tableau II.1: résultat de charge de neige

α	S_k	μ	$S(\text{kN/m}^2)$
$5,71^\circ$	0,144	0,8	0,115
$55,2^\circ$	0,144	0,128	0,0184

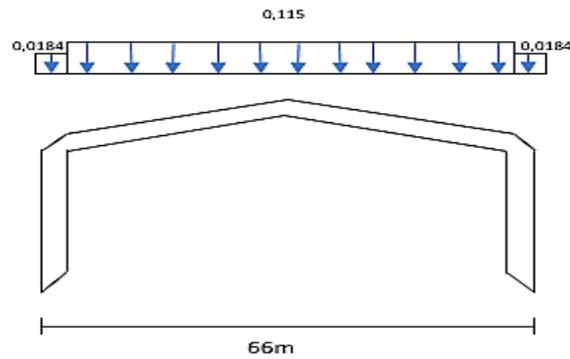


Figure II.1: charge de la neige.

II.3 Action de vent :

Le but de détermination de l'action du vent est de saisir et d'évaluer les effets du vent sur la structure. En utilisant le Règlement National de Construction (RNV99) [4], l'objectif de cette étude est de calculer de manière précise la pression aérodynamique qui se produit sur les parois du hangar. Il comprend l'étude de la pression dynamique du vent en fonction de sa direction et les dimensions de la structure, ainsi que l'application des coefficients de pression extérieure et intérieure propres au hangar. En exposant les résultats de ces calculs, cette analyse offre la possibilité de concevoir une structure métallique qui puisse faire face de manière efficace aux forces du vent, garantissant ainsi sa stabilité et sa longévité face aux conditions climatiques locales.

II.3.1 Données relatives au site :

- Zone II ([4], annexe 1).
- $q_{ref} = 435 \text{ N/m}^2$ (Tableau 1, chapitre II [4]).
- Nature du site : plat ... $C_t = 1$ (§ 2.4.5.2, chapitre 2 [4]).
- Facteurs de site : (Tableau 2.4, chapitre II [4]).

Catégorie du Terrain I : $K_t = 0.170$; $Z_0 = 0,01 \text{ m}$; $Z_{min} = 1 \text{ m}$.

K_t : facteur de terrain.

Z_0 : paramètre de rugosité.

Z_{min} : hauteur minimale.

Afin d'avoir des charges réelles dues au vent, nous avons pris les dimensions suivantes dans le l'étude du vent :

- Longueur : 78m.
- Largeur : 66m.

II.3.2 Détermination de pression dynamique :

II.3.2.1 Intensité de turbulence :

Elle est définie par la loi suivante :

$$- I_v(Z_e) = \frac{1}{C_t(Z) \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} \quad \text{pour } Z > Z_{min}.$$

$$- I_v(Z_e) = \frac{1}{C_t(Z) \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right)} \quad \text{pour } Z < Z_{min}.$$

II.3.2.2 Coefficient de rugosité :

Il est défini par la loi logarithmique suivante :

$$- Cr = k_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \quad \text{pour } Z_{min} \leq Z \leq 200m.$$

$$- Cr = K_t \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right) \quad \text{pour } Z \leq Z_{min}.$$

II.3.2.3 Coefficient d'exposition :

$$- Ce(Z) = C_t(Z)^2 \times Cr^2(Z) [1 + 7I_v(Z)].$$

II.3.2.4 Hauteur de référence :

Notre structure dispose de deux hangars distincts, chacun avec une hauteur différente, Cela implique que le calcul de la valeur Z_e , doit être effectué séparément pour chaque hangar ; selon RNV 2013 ; ([4] article 2.3.2) Si $h \leq b$ la hauteur de référence $Z_e = h$:

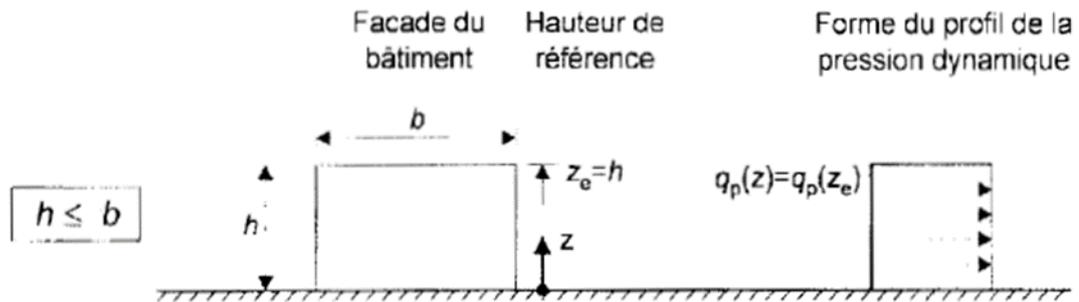


Figure II.2: hauteur de référence Z_e et profilé correspondant à la pression dynamique.

- Hauteur totale hangar avion : $Z_e = H = 22m$.
- Hauteur tête poteau hangar avion : $Z_e = h = 14,6m$.
- Hauteur totale hangar annexe : $Z_e = H = 13,8m$.
- Hauteur tête poteau hangar annexe : $Z_e = h = 12m$.

II.3.2.5 Pression de pointe :

$$- q_p(Z_e) = q_{ref} \times Ce(Z) \text{ N/m}^2.$$

Le tableau suivant résume le calcul de la pression dynamique :

Tableau II.2: résumé de calcul de pression dynamique

	Hangar aéronef		Hangar annexe	
	Toiture $Z_e = 22m$.	Parois verticales $Z_e = 14,6m$.	Toiture $Z_e = 13,8m$.	Parois verticales $Z_e = 12m$.
Cr (Z)	1,308	1,238	1,229	1,205
Iv (Ze)	0,129	0,137	0,138	0,141
Ce (Z)	3,25	3,01	2,969	2,885
q_p (N/mm ²)	1416,26	1309,35	1291,515	1254,975

II.3.3 Les directions du vent :

La direction **V1** : parallèle à la face pignon (vent sur Long-pan01).

La direction **V2** : parallèle à la face Long-pan (vent sur Pignon01).

La direction **V3** : parallèle à la face pignon (vent sur Long-pan02).

La direction **V4** : parallèle à la face Long-pan (vent sur Pignon02).

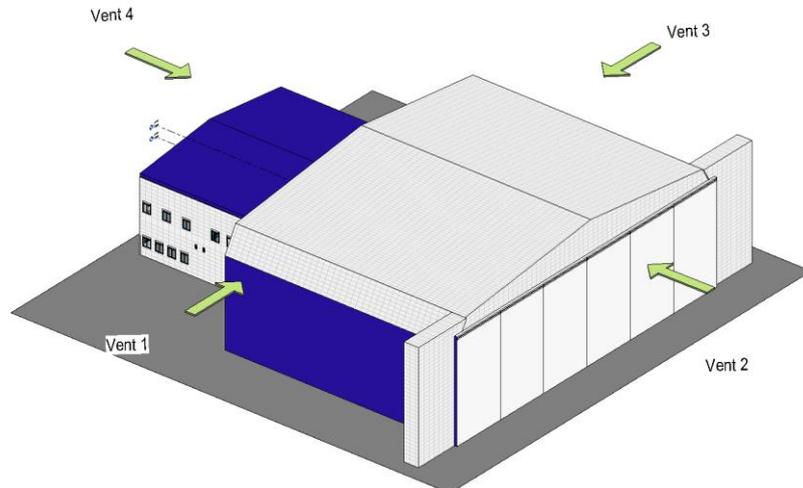


Figure II.3: direction du vent sur la structure.

II.3.4 Calcul de coefficient de pression extérieure :

C_{pe} est le coefficient permettant l'évaluation de l'effort du vent sur la paroi extérieure, ce coefficient est déterminé en fonction de l'étendue de la surface recevant le vent et la direction

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes selon le RNV99 V 2013[4] :

- C_{pe} = C_{pe.1} si S ≤ 1m².
- C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} - C_{pe.1}) × log₁₀(S) si 1m² ≤ S ≤ 10m².
- C_{pe} = C_{pe.10} si S ≥ 10m.

II.3.4.1 Vent 01 : vent perpendiculaire au long pan 01

II.3.4.1.1 Paroi verticale :

H = 14,6m ; d = 66m ; b = 78m

e = min(b ; 2h) = min(78 ; 2×14,6) = 29,2m.

Zone A : e/5 = $\frac{29,2}{5}$ = 5,84 m.

Zone B : e - e/5 = 29,2 - 5,84 = 23,36m.

Zone C : d - e = 66 - 29,2 = 36,8m.

Zone D : b = 78m.

Zone E : b = 78m.

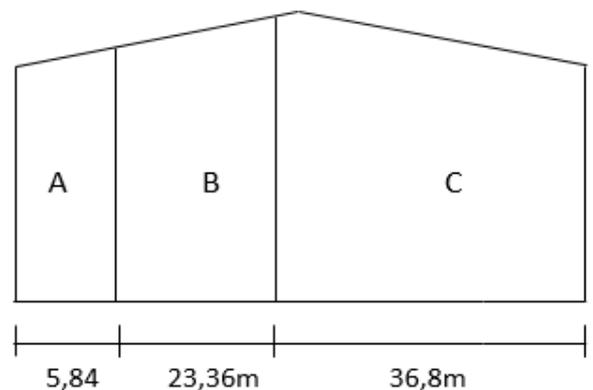


Figure II.4: vue en élévation des parois de vent 01.

Tableau II.3: valeur de Cpe sur les parois de sens 01

Zone	Surface (m ²)	Cpe
A	129.36 > 10m ²	-1
B	513.04 > 10m ²	-0.8
C	809,6 > 10m ²	-0.5
D	1138.8 > 10m ²	+0.8
E	1138.8 > 10m ²	-0.3

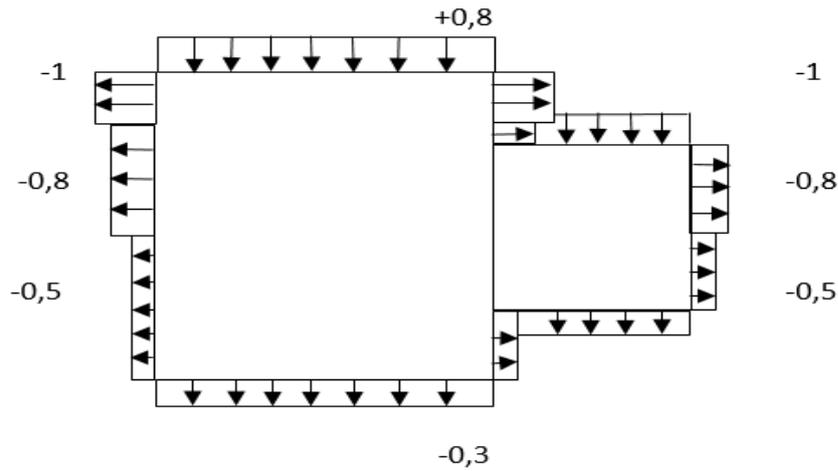


Figure II.5: répartition des valeurs de Cpe sur les parois de sens 01.

II.3.4.1.2 Toiture hangar avion $\theta = 0^\circ$:

H = 22m ; d = 66m ; b = 48m.

$e = \min(b ; 2h) = \min(48 ; 2 \times 22) = 44m$.

Zone F ($\alpha = 5,71^\circ$) : $e/4 \times (e/10 - 3) = \frac{44}{4} \times (\frac{44}{10} - 3) = 15,4 \text{ m}^2$

Zone F ($\alpha = 49,2^\circ$) : $e/4 \times 3 = \frac{44}{4} \times 3 = 33 \text{ m}^2$

Zone G ($\alpha = 5,71^\circ$) : $(b - e/2) \times (e/10 - 3) = (48 - \frac{44}{2}) \times (\frac{44}{10} - 3) = 36,4 \text{ m}^2$

Zone G ($\alpha = 49,2^\circ$) : $(b - e/2) \times 3 = (48 - \frac{44}{2}) \times (3) = 78 \text{ m}^2$

Zone H : $b \times (e/10 - e/2) = 48 \times (\frac{66}{2} - \frac{44}{10}) = 1372,8 \text{ m}^2$

Zone J : $b \times (e/10) = 48 \times (\frac{44}{10}) = 211,2 \text{ m}^2$

Zone I ($\alpha = 5,71^\circ$) : $b \times (d/2 - (e/10 + 3)) = 48 \times (33 - (\frac{44}{10} + 3)) = 1228,8 \text{ m}^2$

Zone I ($\alpha = 49,2^\circ$) : $b \times (3) = 48 \times (3) = 144 \text{ m}^2$

Toutes les surfaces dans toutes les zones sont supérieures à 10m² ce qui implique que :

Cpe = Cpe10.

Tableau II.4: valeurs de Cpe de vent 01 de la toiture hangar d'aéronef $\theta=0^\circ$

zones	Cpe(5°)	Cpe(5,71°)	Cpe(15°)	Cpe(45°)	Cpe(55,2°)	Cpe(60°)
F	-1,7	-1,64	-0,2	0,0	0,5	+0,7
	0,0	0,014	0,2	0,7	0,7	+0,7
G	-1,2	-1,172	-0,8	0,0	0,5	+0,7
	0,0	0,014	0,2	0,7	0,7	+0,7
H	-0,6	-0,578	-0,3	-	-	-
	0,0	0,014	0,2	-	-	-
J	-0,6	-0,585	-0,4	-	-	-
I	0,2	-0,114	-1	-0,3	-0,3	-0,3
	-0,6	-0,557	0,0	0,0	-0,214	-0,3

II.3.4.1.3 Toiture hangar annexe $\theta= 0^\circ$:

$H = 13,8\text{m}$; $d = 36\text{m}$; $b = 30\text{m}$.

$e = \min(b ; 2h) = \min(30 ; 2 \times 13,8) = 27,6\text{m}$.

Zone F : $e/4 \times e/10 = \frac{27,6}{4} \times \frac{27,6}{10} = 19,044\text{m}^2$

Zone G : $(b - e/2) \times e/10 = (30 - \frac{27,6}{2}) \times \frac{27,6}{10} = 44,712\text{m}^2$

Zone H : $b \times (d/2 - e/2) = 30 \times (\frac{36}{2} - \frac{27,6}{2}) = 457,2\text{m}^2$

Zone J : $b \times (e/10) = 30 \times (\frac{27,6}{10}) = 82,8\text{m}^2$

Zone I : $b \times (d/10 - e/2) = 30 \times (\frac{36}{10} - \frac{27,6}{2}) = 457,2\text{m}^2$

Tableau II.5: valeur de Cpe de vent 01 de la toiture de hangar annexe $\theta=0^\circ$

zones	Surface m ²	Cpe (5°)	Cpe(5,71°)	Cpe(15°)
F	19,044 > 10m ²	-1,7	-1,64	-0,2
		0,0	0,014	0,2
G	44,712 > 10m ²	-1,2	-1,172	-0,8
		0,0	0,014	0,2
H	457,2 > 10m ²	-0,6	-0,578	-0,3
		0,0	0,014	0,2
J	82,8 > 10m ²	-0,6	-0,585	-0,4
I	457,2 > 10m ²	-0,6	-0,557	0,0
		0,2	0,114	-1

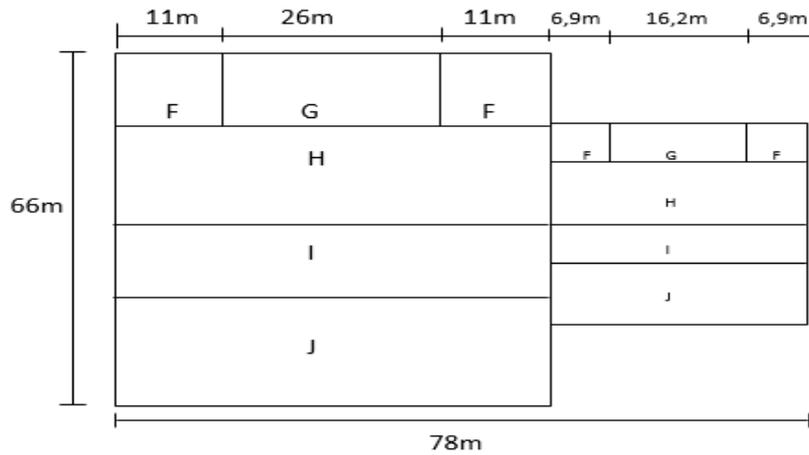


Figure II.6: répartition des valeurs de Cpe de la toiture sens 01 $\theta= 0^\circ$.

II.3.4.2 Vent 02 : perpendiculaire au pignon 01

II.3.4.2.1 Paroi verticale :

$H = 14,6m$; $d = 78m$; $b = 66m$

$e = \min(b ; 2h) = \min(66 ; 2 \times 14,6) = 29,2m$.

Zone A : $e/5 = \frac{29,2}{5} = 5,84 m$.

Zone B : $e - e/5 = 29,2 - 5,84 = 23,36m$.

Zone C : $d - e = 78 - 29,2 = 48,8m$.

Zone D : $b = 66m$.

Zone E : $b = 66m$.

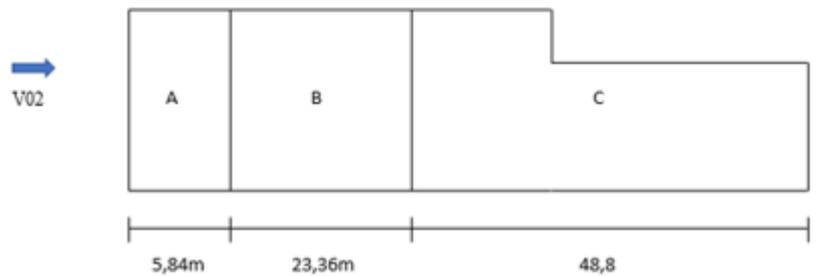


Figure II.7: vue en élévation des parois de sens 02.

Tableau II.6: valeur de Cpe sur les parois de sens 02

Zone	Surface m ²	Cpe
A	85,264 > 10m ²	-1
B	341,056 > 10m ²	-0,8
C	712,48 > 10m ²	-0,5
D	963,6 > 10m ²	+0,8
E	963,6 > 10m ²	-0,3

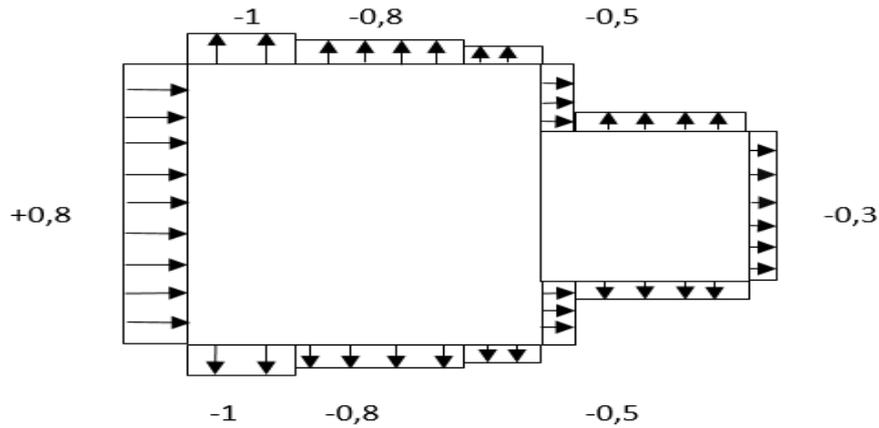


Figure II.8: répartition des valeurs de Cpe sur les parois de sens 02.

II.3.4.2.2 Toiture hangar avion $\theta=90^\circ$:

$H = 22\text{m}$; $d = 78\text{m}$; $b = 66\text{m}$.

$e = \min(b ; 2h) = \min(66 ; 2 \times 22) = 44\text{m}$.

Zone F ($\alpha = 5,71^\circ$) : $e/10 \times (e/4 - 3) = \frac{44}{10} \times (\frac{44}{4} - 3) = 35,2 \text{ m}^2$.

Zone F ($\alpha = 49,2^\circ$) : $e/10 \times 3 = \frac{44}{10} \times 3 = 13,2 \text{ m}^2$.

Zone G : $(b - e/4) \times e/10 = (\frac{66}{2} - \frac{44}{4}) \times \frac{44}{10} = 96,8 \text{ m}^2$.

Zone H ($\alpha = 5,71^\circ$) : $(b - 3) \times (e/2 - e/10) = (33 - 3) \times (\frac{44}{2} - \frac{44}{10}) = 528 \text{ m}^2$.

Zone H ($\alpha = 49,2^\circ$) : $(3) \times (e/2 - e/10) = (3) \times (\frac{43}{2} - \frac{44}{10}) = 52,8 \text{ m}^2$.

Zone I ($\alpha = 5,71^\circ$) : $(30 \times (36/2)) + (48 - e/2) \times 30 = (30 \times \frac{36}{2}) + (48 - \frac{44}{2}) \times 30 = 1320 \text{ m}^2$.

Zone I ($\alpha = 49,2^\circ$) : $(48 - e/2) \times 3 = (48 - \frac{44}{2}) \times 3 = 78 \text{ m}^2$.

Toutes les surfaces dans toutes les zones sont supérieures à 10m^2 ce qui implique que :

$C_{pe} = C_{p10}$.

Tableau II.7: valeurs de Cpe de vent 02 de la toiture hangar d'aéronef $\theta=90^\circ$

Zones	Cpe(5°)	Cpe(5,71°)	Cpe(15°)	Cpe(45°)	Cpe(55,2°)	Cpe(60°)
F	-1,6	-1,578	-1,3	-1,1	-1,1	-1,1
G	-1,3	-1,3	-1,3	-	-	-
H	-0,7	-0,692	-0,6	-0,9	-0,832	-0,8
I	-0,6	-0,592	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5

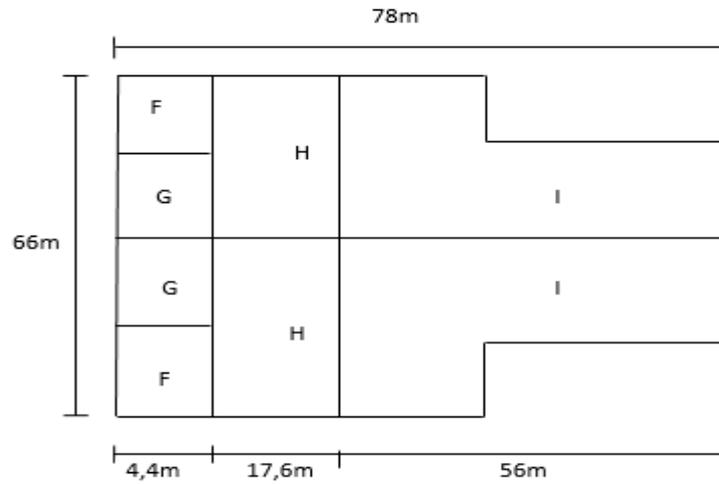


Figure II.9: répartition des valeurs de Cpe de la toiture sens 02 $\theta= 90^\circ$.

II.3.4.3 Vent 03 : perpendiculaire au Lang pan 02

II.3.4.3.1 Paroi verticale

$H= 14.6m ; b=78m ; d=66m$

$e = \min(b ; 2h) = \min(66 ; 2 \times 14,6) = 29,2m.$

Zone A : $e/5 = 29.2/5 = 5.84m$

Zone B : $e - e/5 = 29.2 - 5.84 = 23.36m$

Zone C : $d - e = 66 - 29.2 = 36.8m$

Zone D : $b = 78m$

Zone C : $b = 78m$

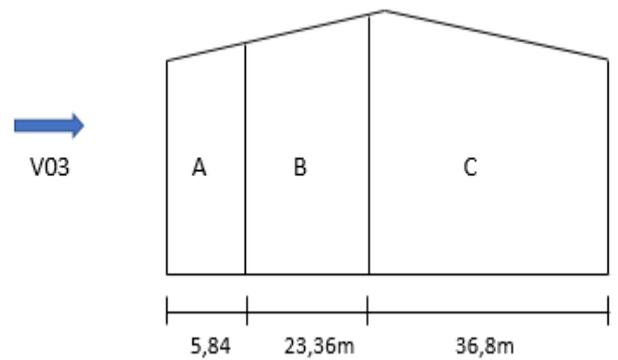


Figure II.10: vue en élévation des parois de sens 03.

Tableau II.8: valeur de Cpe sur les parois de sens 03

Zone	Surface (m ²)	Cpe
A	129.36 > 10m ²	-1
B	513,04 > 10m ²	-0.8
C	809,6 > 10m ²	-0.5
D	1138.8 > 10m ²	+0.8
E	1138.8 > 10m ²	-0.3

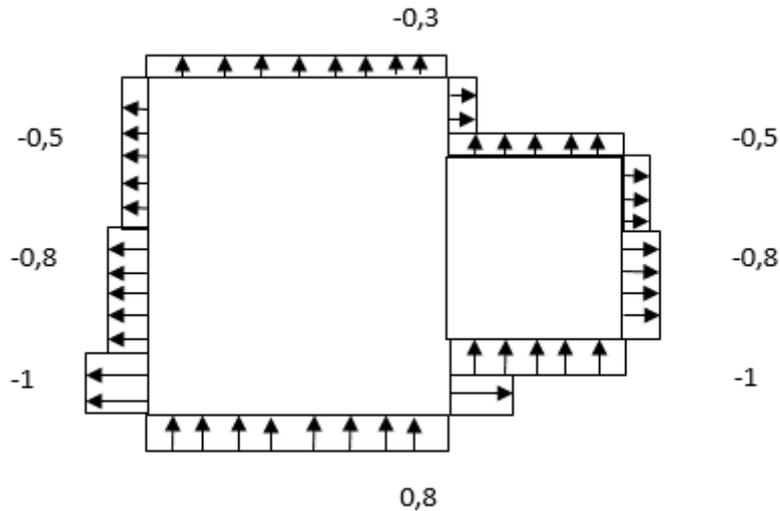


Figure II.11: répartition des valeur de Cpe sur les parois de sens 03.

II.3.4.3.2 Toiture hangar avion $\theta= 0^\circ$:

H=22m ; b=48m ; d=66m ;

$e = \min(b ; 2h) = \min(48 ; 2 \times 22) = 44m.$

Zone F ($\alpha = 5.71^\circ$) : $e/4 \times (e/10 - 3) = 44/4 \times (44/10 - 3) = 15.4 \text{ m}^2$

Zone F ($\alpha = 49.2^\circ$) : $e/4 \times 3 = 44/4 \times 3 = 33 \text{ m}^2$

Zone G ($\alpha = 5.71^\circ$) : $(b - e/2) \times (e/10 - 3) = (48 - 44/2) \times (44/10 - 3) = 36.4 \text{ m}^2$

Zone G : ($\alpha = 49.2^\circ$) : $(b - e/2) \times 3 = (48 - 44/2) \times 3 = 78 \text{ m}^2$

Zone H : $b \times (e/10 - e/2) = 48 \times (66/2 - 44/10) = 1372,8 \text{ m}^2$

Zone j : $b \times (e/10) = 48 \times (44/10) = 211.2 \text{ m}^2.$

Zone I ($\alpha = 5,71^\circ$) : $b \times (d/2 - (e/10 + 3)) = 48 \times (33 - (\frac{44}{10} + 3)) = 1228,8 \text{ m}^2$

Zone I ($\alpha = 49,2^\circ$) : $b \times (3) = 48 \times (3) = 144 \text{ m}^2$

Toutes les surfaces dans toutes les zones sont supérieures à 10m² ce qui implique que :

$Cpe = Cpe10.$

Tableau II.9: valeurs de Cpe de vent 03 de la toiture hangar d'aéronef $\theta=0^\circ$

zones	Cpe(5°)	Cpe(5,71°)	Cpe(15°)	Cpe(45°)	Cpe(55,2°)	Cpe(60°)
F	-1,7	-1,64	-0,2	0,0	0,5	+0,7
	0,0	0,014	0,2	0,7	0,7	+0,7
G	-1,2	-1,172	-0,8	0,0	0,5	+0,7
	0,0	0,014	0,2	0,7	0,7	+0,7
H	-0,6	-0,578	-0,3	-	-	-
	0,0	0,014	0,2	-	-	-
J	-0,6	-0,585	-0,4	-	-	-
I	0,2	-0,114	-1	-0,3	-0,3	-0,3
	-0,6	-0,557	0,0	0,0	-0,214	-0,3

II.3.4.3 Toiture hangar annexe $\theta = 0^\circ$:

$H = 13,8\text{m}$; $d = 36\text{m}$; $b = 30\text{m}$.

$e = \min(b ; 2h) = \min(30 ; 2 \times 13,8) = 27,6\text{m}$.

Zone F : $e/4 \times e/10 = \frac{27,6}{4} \times \frac{27,6}{10} = 19,044\text{m}^2$

Zone G : $(b - e/2) \times e/10 = (30 - \frac{27,6}{2}) \times \frac{27,6}{10} = 44,712\text{m}^2$

Zone H : $b \times (d/10 - e/2) = 30 \times (\frac{36}{10} - \frac{27,6}{2}) = 457,2\text{m}^2$

Zone J : $b \times (e/10) = 30 \times (\frac{27,6}{10}) = 82,8\text{m}^2$

Zone I : $b \times (d/10 - e/2) = 30 \times (\frac{36}{10} - \frac{27,6}{2}) = 457,2\text{m}^2$

Tableau II.10: valeurs de Cpe de vent 03 de la toiture hangar annexe $\theta = 0^\circ$

Zones	Surface m^2	Cpe (5°)	Cpe($5,71^\circ$)	Cpe(15°)
F	19,044 > 10 m^2	-1,7	-1,64	-0,9
		0,0	0,014	0,2
G	44,712 > 10 m^2	-1,2	-1,172	-0,8
		0,0	0,014	0,2
H	457,2 > 10 m^2	-0,6	-0,578	-0,3
		0,0	0,014	0,2
J	82,8 > 10 m^2	-0,6	-0,585	-0,4
I	457,2 > 10 m^2	-0,6	-0,557	0,0
		0,2	0,114	-1

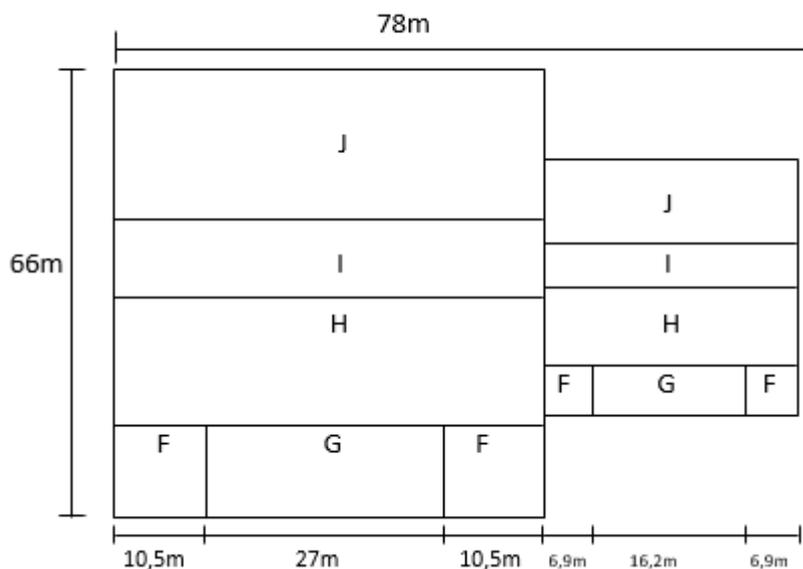


Figure II.12: répartition des valeurs de Cpe de la toiture sens 03 $\theta = 0^\circ$.

II.3.4.4 Vent 04 : perpendiculaire au pignon 02**II.3.4.4.1 Paroi hangar avion :**

$H = 14,6\text{m}$; $d = 48\text{m}$; $b = 66\text{m}$

$e = \min(b ; 2h) = \min(66 ; 2 \times 14,6) = 29,2\text{m}$.

Zone A : $e/5 = \frac{29,2}{5} = 5,84\text{ m}$.

Zone B : $e - e/5 = 29,2 - 5,84 = 23,36\text{m}$.

Zone C : $d - e = 48 - 29,2 = 18,8\text{m}$.

Zone D : $b = 66\text{m}$.

Zone E : $b = 66\text{m}$.

Tableau II.11: valeur de C_{pe} sur les parois de sens 04

Zone	Surface m^2	C_{pe}
A	$85,264 > 10\text{m}^2$	-1
B	$341,056 > 10\text{m}^2$	-0,8
C	$274,48 > 10\text{m}^2$	-0,5
D	$963,6 > 10\text{m}^2$	+0,8
E	$963,6 > 10\text{m}^2$	-0,3

II.3.4.4.2 Paroi vertical hangar annexe :

$H=12\text{m}$; $b=36\text{m}$; $d=30\text{m}$;

$e = \min(b ; 2h) = \min(36 ; 2 \times 12) = 24\text{m}$.

Zone A : $e/5 = \frac{24}{5} = 4,8\text{ m}$.

Zone B : $e - e/5 = 24 - 4,8 = 19,2\text{m}$.

Zone C : $d - e = 30 - 24 = 6\text{m}$.

Zone D : $b = 36\text{m}$.

Tableau II.12: valeur de C_{pe} sur les parois de sens 04 hangar annexe

Zone	Surface m^2	C_{pe}
A	$57,6 > 10\text{m}^2$	-1
B	$230,4 > 10\text{m}^2$	-0,8
C	$72 > 10\text{m}^2$	-0,5
D	$432 > 10\text{m}^2$	+0,8
E	$432 > 10\text{m}^2$	-0,3

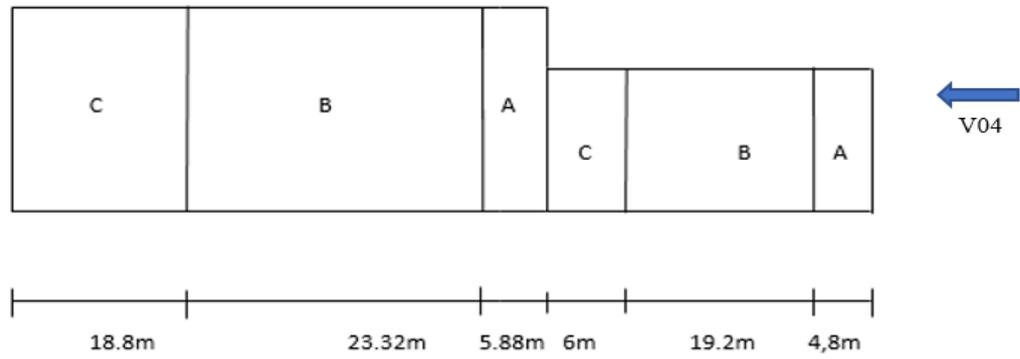


Figure II.13: Vue élévation des parois sens 04.

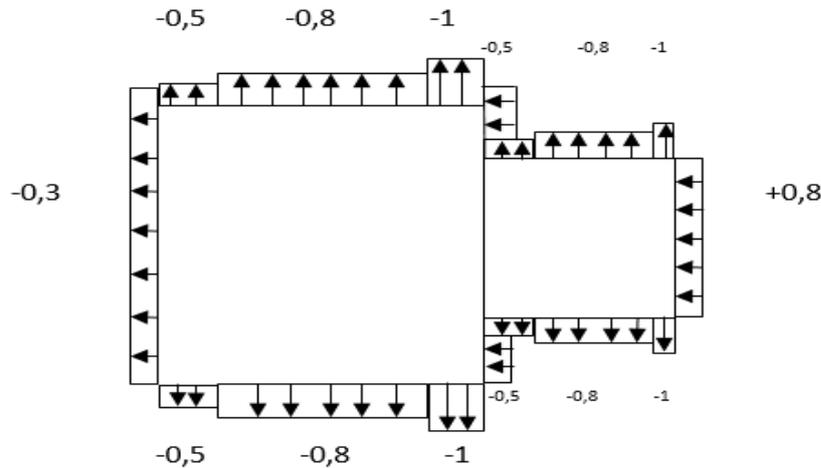


Figure II.14: Répartition des valeurs de Cpe des parois sens 04.

II.3.4.4.3 Toiture hangar aéronef $\theta= 90^\circ$:

$H = 22\text{m}$; $d = 78\text{m}$; $b = 66\text{m}$.

$e = \min(b ; 2h) = \min(66 ; 2 \times 22) = 44\text{m}$.

Zone F ($\alpha = 5,71^\circ$) : $e/4 \times (e/10-3) = \frac{44}{4} \times (\frac{44}{10} - 3) = 15.4 \text{ m}^2$

Zone F ($\alpha = 48,58^\circ$) : $e/4 \times 3 = \frac{44}{4} \times 3 = 33 \text{ m}^2$

Zone G : $(b - e/2) \times e/10 = (\frac{66}{2} - \frac{44}{2}) \times \frac{44}{10} = 48.4\text{m}^2$

Zone H ($\alpha = 5,71^\circ$) : $3 \times (e/2 - e/10) = 3 \times (\frac{44}{2} - \frac{44}{10}) = 52.8\text{m}^2$

Zone H ($\alpha = 48,58^\circ$) : $(b - 3) \times (e/2 - e/10) = (33 - 3) \times (\frac{44}{2} - \frac{44}{10}) = 528 \text{ m}^2$

Zone I ($\alpha = 5,71^\circ$) : $(30 \times (36/2)) + (48 - e/2) \times 30 = (30 \times \frac{36}{2}) + (48 - \frac{44}{2} \times 30) = 1320 \text{ m}^2$

Zone I ($\alpha = 48,58^\circ$) : $(48 - e/2) \times 3 = (48 - \frac{44}{2}) \times 3 = 81 \text{ m}^2$

Tableau II.13: valeur de Cpe de vent 04 de la toiture hangar aéronef $\theta=90^\circ$

Zones	Cpe(5°)	Cpe(5,71°)	Cpe(15°)	Cpe(45°)	Cpe(55,2°)	Cpe(60°)
F	-1,6	-1,578	-1,3	-1,1	-1,1	-1,1
G	-1,3	-1,3	-1,3	-	-	-
H	-0,7	-0,692	-0,6	-0,9	-0,832	-0,8
I	-0,6	-0,592	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5

II.3.4.4.4 Toiture hangar annexe $\theta=90^\circ$:

$H = 13,8\text{m}$; $d = 36\text{m}$; $b = 30\text{m}$.

$e = \min(b ; 2h) = \min(30 ; 2 \times 13,8) = 27,6\text{m}$.

Zone F : $e/4 \times e/10 = \frac{27,6}{4} \times \frac{27,6}{10} = 19,044\text{m}^2$

Zone G : $(b - e/2) \times e/10 = (36 - \frac{27,6}{2}) \times \frac{27,6}{10} = 30,636\text{m}^2$

Zone H : $b \times (d/2 - e/2) = 36 \times (\frac{30}{2} - \frac{27,6}{10}) = 195,12\text{m}^2$

Zone I : $b \times (d/10 - e/2) = 36 \times (\frac{30}{10} - \frac{27,6}{2}) = 291,6\text{m}^2$

Tableau II.14 : valeur de vent de toiture de hangar annexe $\theta=90^\circ$

ZONE	SURFACE	Cpe (5°)	Cpe (5,71°)	Cpe (15°)
F	19,044	-1,6	-1,5787	-1,3
G	30,636	-1,3	-1,3	-1,3
H	195,12	-0,7	-0,6929	-0,6
I	291,6	-0,6	-0,5929	-0,5

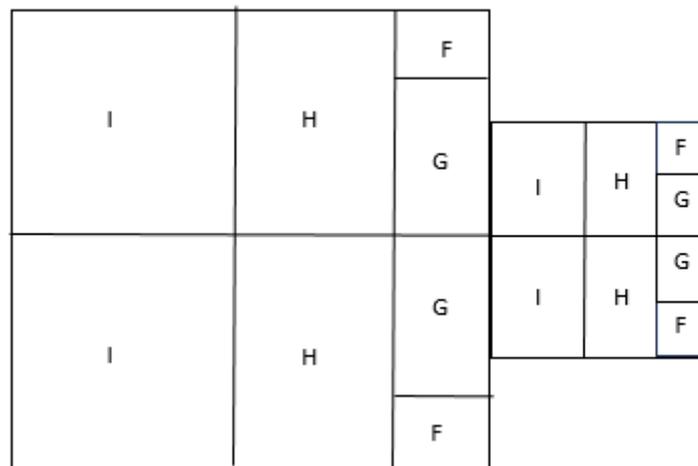


Figure II.15: répartition des valeur de Cpe de la toiture $\theta=90^\circ$.

II.3.5 Coefficient intérieure :

On propose 6 cas possible pour le calcul de Cpi :

- Les deux portes ouvertes.
- Porte pignon1 ouverte – porte long pan 2 fermée.
- Porte pignon1 fermée – porte long pan ouverte.
- Porte pignon1 demi-fermée – porte long pan 2 ouverte.
- Porte pignon1 demi-fermée – porte long pan 2 fermée.
- Les deux portes fermées.

II.3.5.1 Cas 01 : les deux portes ouvertes :

II.3.5.1.1 Vérification de la toiture isolée :

Tableau II.15: vérification de la toiture isolé cas01

	Surface des ouvertures m ²	Surface des faces m ²	$\frac{\text{Surface ouv}}{\text{surface faces}} \times 100$
Pignon 01	1122	1386	80,95%
Lang pan 01	0	1060,8	0,00%
Pignon 02	0	1386	0,00%
Lang pan 02	33	1060,8	3,11%
Toiture	0	5148	0,00%

Conclusion : la toiture n'est pas isolée.

II.3.5.1.2 Vérification de face dominante :

Tableau II.16: Vérification de la face dominante cas01

	Surface des ouvertures m ²	2x (surface des ouvertures des autres faces)	S ouv > 2x S ouv autres
Pignon 01	1122	33	VRAI
Lang pan 01	0	1155	FAUX
Pignon 02	0	1155	FAUX
Lang pan 02	33	1122	FAUX
Toiture	0	1155	FAUX

Conclusion : Il existe une face dominante.

- D'après l'article 5.2.2.1 de RNV2-47 [4] :

Cpi = 0.9 Cpe ; lorsque l'aire des ouvertures dans la face dominante est on moins égale à trois fois l'aire des ouvertures dans les autres faces.

Cpe : est la valeur du coefficient de pression extérieure au niveau des ouvertures de la face dominante, lorsque ces ouvertures sont situées dans des zones avec des valeurs différentes de pression extérieures, il est recommandé d'utiliser une valeur moyenne pondérée en surface de Cpe.

II.3.5.1.3 Coefficient intérieure cas 01 :

Tableau II.17: valeur de Cpi cas01

Vent	cpe	cpi
V01	-1	-0,9
V02	0,8	0,72
V03	-1	-0,9
V04	-0,3	-0,27

II.3.5.2 Cas 02 : une porte (de pignon 01) ouverte et l'autre (de langpan02) fermée :

II.3.5.2.1 Vérification de la toiture isolée :

Tableau II.18: vérification de la toiture isolée cas02

	Surface des ouvertures m ²	Surface des faces m ²	$\frac{\text{Surface ouv}}{\text{surface faces}} \times 100$
Pignon 01	1122	1386	80,95%
Lang pan 01	0	1060,8	0,00%
Pignon 02	0	1386	0,00%
Lang pan 02	0	1060,8	0,00%
Toiture	0	5148	0,00%

Conclusion : la toiture n'est pas isolée.

II.3.5.2.2 Vérification de face dominante :

Tableau II.19: vérification de la face dominante cas02

	Surface des ouvertures m ²	2x (surface des ouvertures des autres faces)	S ouv > 2x S ouv autres
Pignon 01	1122	0	VRAI
Lang pan 01	0	1122	FAUX
Pignon 02	0	1122	FAUX
Lang pan 02	0	1122	FAUX
Toiture	0	1122	FAUX

Conclusion : Il existe une face dominante.

- D'après l'article 5.2.2.1 de RNV2-47[4] :

Cpi = 0.9 CPE ; lorsque l'aire des ouvertures dans la face dominante est on moins égale à trois fois l'aire des ouvertures dans les autres faces.

II.3.5.2.3 Coefficient intérieure dans le cas 02 :

Tableau II.20: valeur de Cpi cas02

Vent	cpe	cpi
V01	-1	-0,9
V02	0,8	0,72
V03	-1	-0,9
V04	-0,3	-0,27

II.3.5.3 Cas 03 : une porte (de pignon 01) fermée et l'autre (de langpan02) ouverte :

II.3.5.3.1 Vérification de la toiture isolée :

Tableau II.21: Vérification de la toiture isolée

	Surface des ouvertures m ²	Surface des faces m ²	$\frac{\text{Surface ouv}}{\text{surface faces}} \times 100$
Pignon 01	0	1386	0,00%
Lang pan 01	0	1060,8	0,00%
Pignon 02	0	1386	0,00%
Lang pan 02	33	1060,8	3,11%
Toiture	0	5148	0,00%

Conclusion : la toiture n'est pas isolée.

II.3.5.3.2 Vérification de face dominante :

Tableau II.22: vérification de la face dominante cas03

	Surface des ouvertures m ²	2x (surface des ouvertures des autres faces)	S ouv > 2x S ouv autres
Pignon 01	0	33	FAUX
Lang pan 01	0	0	FAUX
Pignon 02	0	0	FAUX
Lang pan 02	33	0	VRAI
Toiture	0	0	FAUX

Conclusion : Il existe une face dominante.

- D'après l'article 5.2.2.1 de RNVC2-47[4] :

Cpi = 0.9 Cpe ; lorsque l'aire des ouvertures dans la face dominante est on moins égale à trois fois l'aire des ouvertures dans les autres faces.

II.3.5.3.3 Coefficient intérieure dans le cas 03 :

Tableau II.23: Valeur de Cpi cas 03

Vent	cpe	cpi
V01	0,8	0,72
V02	-0,5	-0,45
V03	-0,3	-0,27
V04	-0,5	-0,45

II.3.5.4 Cas 04 : Porte pignon1 demi-fermée – porte longpan2 ouverte :

II.3.5.4.1 Vérification de la toiture isolée :

Tableau II.24: Vérification de la toiture isolée

	Surface des ouvertures m ²	Surface des faces m ²	$\frac{\text{Surface ouv}}{\text{surface faces}} \times 100$
Pignon 01	561	1386	40,47%
Lang pan 01	0	1060,8	0,00%
Pignon 02	0	1386	0,00%
Lang pan 02	33	1060,8	3,11%
Toiture	0	5148	0,00%

Conclusion : la toiture n'est pas isolée.

II.3.5.4.2 Vérification de face dominante :

Tableau II.25: Vérification de la face dominante

	Surface des ouvertures m ²	2x (surface des ouvertures des autres faces)	S ouv > 2x S ouv autres
Pignon 01	561	33	VRAI
Lang pan 01	0	594	FAUX
Pignon 02	0	594	FAUX
Lang pan 02	33	561	FAUX
Toiture	0	594	FAUX

Conclusion : Il existe une face dominante.

- D'après l'article 5.2.2.1 de RNV2-47[4] :

Cpi = 0.9 CPE ; lorsque l'aire des ouvertures dans la face dominante est on moins égale à trois fois l'aire des ouvertures dans les autres faces.

II.3.5.4.3 Coefficient intérieure dans le cas 04 :

Tableau II.26: Valeur de Cpi cas 04

Vent	C _{Pe}	C _{Pi}
V01	-1	-0,9
V02	0,8	0,72
V03	-1	-0,9
V04	-0,3	-0,27

II.3.5.5 Cas 05 : Porte pignon demi-fermée – porte longpan2 fermée :**II.3.5.5.1 Vérification de la toiture isolée :****Tableau II.27:** Vérification de la toiture isolée cas05

	Surface des ouvertures m ²	Surface des faces m ²	$\frac{\text{Surface ouv}}{\text{surface faces}} \times 100$
Pignon 01	561	1386	40,47%
Lang pan 01	0	1060,8	0,00%
Pignon 02	0	1386	0,00%
Lang pan 02	0	1060,8	0,00%
Toiture	0	5148	0,00%

Conclusion : la toiture n'est pas isolée.

II.3.5.5.2 Vérification de face dominante :**Tableau II.28:** vérification de la face dominante

	Surface des ouvertures m ²	2x (surface des ouvertures des autres faces)	S ouv > 2x S ouv autres
Pignon 01	561	0	VRAI
Lang pan 01	0	561	FAUX
Pignon 02	0	561	FAUX
Lang pan 02	0	561	FAUX
Toiture	0	561	FAUX

Conclusion : Il existe une face dominante.

- D'après l'article 5.2.2.1 de RNV2-47[4] :

C_{pi} = 0.9 C_{pe} ; lorsque l'aire des ouvertures dans la face dominante est on moins égale à trois fois l'aire des ouvertures dans les autres faces.

II.3.5.5.3 Coefficient intérieure dans le cas 05 :

Tableau II.29: Valeur de Cpi cas05

Vent	cpe	cpi
V01	-1	-0,9
V02	0,8	0,72
V03	-1	-0,9
V04	-0,3	-0,27

II.3.5.6 Cas 06 : les deux fermée :

II.3.5.6.1 Vérification de la toiture isolée :

Tableau II.30: Vérification de la toiture isolée

	Surface des ouvertures m ²	Surface des faces m ²	$\frac{\text{Surface ouv}}{\text{surface faces}} \times 100$
Pignon 01	0	1386	0,00%
Lang pan 01	0	1060,8	0,00%
Pignon 02	0	1386	0,00%
Lang pan 02	0	1060,8	0,00%
Toiture	0	5148	0,00%

Conclusion : la toiture n'est pas isolée.

II.3.5.6.2 Vérification de face dominante :

Tableau II.31: Vérification de la face dominante

	Surface des ouvertures m ²	2x (surface des ouvertures des autres faces)	S ouv > 2x S ouv autres
Pignon 01	0	0	FAUX
Lang pan 01	0	0	FAUX
Pignon 02	0	0	FAUX
Lang pan 02	0	0	FAUX
Toiture	0	0	FAUX

Conclusion : Il n'existe pas une face dominante.

ARTICLE 5.2.2.2 -RNV C2-47[4] :

Pour les bâtiments sans face dominante, le coefficient de pression intérieur Cpi est déterminé à partir de la figure 5.14 [4] avec (h) la hauteur du bâtiment,(d) sa profondeur et μ_p l'indice de perméabilité donné par :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures ou } Cpe < 0}{\sum \text{des surfaces de tous les ouvertures}}$$

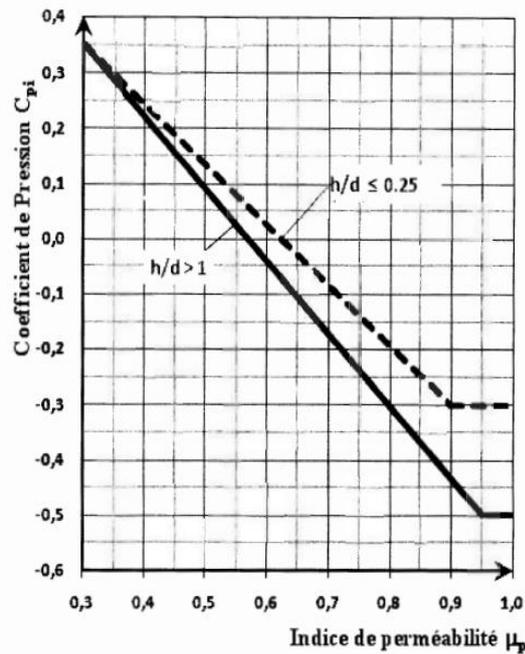


Figure II.16: Coefficient de pression intérieure Cpi des bâtiment sans face dominante.(figure 5.14 de RNV 2013[4])

Dans notre cas les ouvertures fermées, donc $\mu_p=0$. A partir de graphe d'indice de perméabilité Cpi prendre les deux valeurs extrêmes +0.35 ; -0.5.

II.3.5.6.3 Coefficient de pression intérieure cas 06 :

Tableau II.32: Valeur de Cpi cas06

Vent	Cpi (+)	Cpi (-)
V01	0,35	-0,5
V02	0,35	-0,5
V03	0,35	-0,5
V04	0,35	-0,5

Remarque : En rassemble les cas 1,2,4,5 dans un seul cas car les résultats sont les mêmes.

Au final nous n'avons pris que 3 cas :

- Premier cas : cas (1-2-4-5)
- Deuxième cas : cas (3)
- Troisième cas : cas (6)

II.3.6 Calcul de la pression aérodynamique due au vent :

En utilisant les valeurs des coefficient extérieur et intérieur spécifiés par le RNV 99 version 2013[4], la pression aérodynamique résultante peut être calculée par la formule suivant :

$$W(z) = qp(Ze) \times [Cpe - Cpi] N/m^2.$$

D’après le calcul de coefficient de pression intérieure, les résultats de Cpi dans les cas 01, 02, 04 et 05 sont identiques, ce qui signifie que les résultats de calcul de la pression aérodynamique due au vent dans ces cas sont identiques.

Les pressions du vent maximales exercées sur les parois du hangar des différents cas et sur différentes zones mentionnes sur les tableaux ci-dessous vont être introduites dans les combinaisons comme cas de charge du au vent dans le model numérique voir (chapitre calcul dynamique)

Cas 01 : les deux portes ouvertes

- Vent 01 : paroi verticale

Tableau II.33: Valeur de pression aérodynamique parois verticale vent 01 cas 01

Zone	qp	Cpe	Cpi	Vent(N/m ²)
A	1309,35	-1	-0,585	-543,380
B	1309,35	-0,8	-0,585	-281,510
C	1309,35	-0,5	-0,585	111,294
D	1309,35	0,8	-0,585	1813,449
E	1309,35	-0,3	-0,585	373,164

- Vent 01 : toiture hangar avion

Tableau II.34: Valeur de pression aérodynamique toiture hangar avion vent 01 $\theta = 0^\circ$ cas01

Zone	qp	Cpe	Cpi	Vent(N/m ²)	
F	1416,26	5,71°	-0,585	-1498,68	
				0,0142	848,622
		55,2°		0,7	1819,984
				0,5	1536,642
G	1416,26	5,71°	-0,585	-830,778	
				0,0142	848,622
		55,2°		0,7	1819,984
				0,5	1536,642
H	1416,26	5,71°	-0,585	8,922	
		55,2°		0,0142	848,622
J	1416,26	5,71°	-0,585	-0,585	-1,133
I	1416,26	5,71°	-0,585	39,088	
				0,114	991,098
		55,2°		-0,3	403,634
				-0,204	525,432

- Vent 01 : toiture annexe

Tableau II.35: Valeur de pression aérodynamique toiture annexe vent 01 $\theta = 0^\circ$ cas 01

Zone	Qp	Cpe	Cpi	Vent(N/m ²)
F	1291,515	-1,643	-0,585	-1366,8
		0,0142		773,875
G	1291,515	-1,171	-0,585	-757,602
		0,0142		773,875
H	1291,515	-0,578	-0,585	8,136
		0,0142		773,875
J	1291,515	-0,585	-0,585	-1,033
I	1291,515	-0,557	-0,585	35,645
		0,114		903,802

- Vent 02 : paroi verticale

Tableau II.36: Valeur de pression aérodynamique parois verticale vent 02 cas 01

Zone	qp	Cpe	Cpi	Vent(N/m ²)
A	1309,35	-1	0,72	-2252,082
B	1309,35	-0,8	0,72	-1990,212
C	1309,35	-0,5	0,72	-1597,407
D	1309,35	0,8	0,72	104,748
E	1309,35	-0,3	0,72	1335,537

- Vent 02 : toiture hangar

Tableau II.37: Valeur de pression aérodynamique toiture hangar vent 02 $\theta = 90^\circ$ cas 01

Zone	qp	Cpe	Cpi	Vent(N/m ²)
F	1416,26	5,71°	0,72	-3255,55
		55,2°		-2577,59
G	1416,26	5,71°	0,72	-2860,84
H	1416,26	5,71°	0,72	-2001,03
		55,2°		-2198,04
I	1416,26	5,71°	0,72	-1895,40
		55,2°		-1727,83

- Vent 03 : paroi verticale

Tableau II.38: Valeur de pression aérodynamique parois verticale vent 03 cas 01

Zone	qp	Cpe	Cpi	Vent(N/m ²)
A	1309,35	-1	-0,585	-543,380
B	1309,35	-0,8	-0,585	-281,510
C	1309,35	-0,5	-0,585	111,294
D	1309,35	0,8	-0,585	1813,449
E	1309,35	-0,3	-0,585	373,164

- Vent 03 : toiture hangar avion

Tableau II.39: Valeur de pression aérodynamique toiture hangar avion vent 03 $\theta=0^\circ$ cas 01

Zone	Qp		Cpe	Cpi	Vent(N/m ²)
F	1416,26	5,71°	-1,643	-0,585	-1498,68
			0,0142		848,622
		55,2°	0,7		1819,984
			0,5		1536,642
G	1416,26	5,71°	-1,172	-0,585	-830,778
			0,0142		848,622
		55,2°	0,7		1819,984
			0,5		1536,642
H	1416,26	5,71°	-0,578	-0,585	8,922
		55,2°	0,0142		848,622
J	1416,26	5,71°	-0,585	-0,585	-1,133
I	1416,26	5,71°	-0,557	-0,585	39,088
			0,114		991,098
		55,2°	-0,3		403,634
			-0,214		525,432

- Vent 03 : toiture annexe

Tableau II.40: Valeur de pression aérodynamique toiture annexe vent 03 $\theta=0^\circ$ cas 01

Zone	Qp		Cpe	Cpi	Vent(N/m ²)
F	1291,515		-1,643	-0,585	-1366,8
			0,0142		773,875
G	1291,515		-1,171	-0,585	-757,602
			0,0142		773,875
H	1291,515		-0,578	-0,585	8,136
			0,0142		773,875
J	1291,515		-0,585	-0,585	-1,033
I	1291,515		-0,557	-0,585	35,645
			0,114		903,802

- Vent 04 : paroi verticale hangar avion

Tableau II.41: Valeur de pression aérodynamique parois verticale hangar avion vent 04 cas 01

Zone	qp	Cpe	Cpe	Vent(N/m ²)
A	1309,35	-1	-0,27	-955,825
B	1309,35	-0,8	-0,27	-693,955
C	1309,35	-0,5	-0,27	-301,150
D	1309,35	0,8	-0,27	1401,005
E	1309,35	-0,3	-0,27	-39,281

- Vent 04 : paroi verticale hangar annexe

Tableau II.42: Valeur de pression aérodynamique parois verticale hangar annexe vent 04 cas 01

Zone	qp	Cpe	Cpi	Vent(N/m ²)
A	1254,975	-1	-0,27	-916,131
B	1254,975	-0,8	-0,27	-665,136
C	1254,975	-0,5	-0,27	-288,644
D	1254,975	0,8	-0,27	-1342,823
E	1254,975	-0,3	-0,27	-37,649

- Vent 04 : toiture hangar avion

Tableau II.43: Valeur de pression aérodynamique toiture hangar avion vent 04 $\theta=90^\circ$ cas 01

Zone	qp		Cpe	Cpi	Vent(N/m ²)
F	1416,26	5,71°	-1,578	-0,27	-1853,45
		55,2°	-1,1		-1175,49
G	1416,26	5,71°	-1,3	-0,27	-1458,74
H	1416,26	5,71°	-0,692	-0,27	-598,936
		55,2°	-0,832		-795,938
I	1416,26	5,71°	-0,592	-0,27	-457,310
		55,2°	-0,5		-325,739

- Vent 04 : toiture annexe

Tableau II.44: Valeur de pression aérodynamique toiture annexe vent 04 $\theta=90^\circ$ cas 01

Zone	qp	Cpe	Cpi	Vent(N/m ²)
F	1291,515	-1,578	-0,27	-1690,205
G	1291,515	-1,3	-0,27	-1330,260
H	1291,515	-0,692	-0,27	-546,181
I	1291,515	-0,592	-0,27	-417,030

II.3.6.1 Cas 02 : grande porte fermée et l'autre ouverte

- Vent 01 : paroi verticale

Tableau II.45: Valeur de pression aérodynamique parois verticale vent 01 cas 02

Zone	qp	Cpe	Cpi	Vent(N/m ²)
A	1309,35	-1	0,72	-2252,082
B	1309,35	-0,8	0,72	-1990,212
C	1309,35	-0,5	0,72	-1597,407
D	1309,35	0,8	0,72	104,748
E	1309,35	-0,3	0,72	-1335,537

- Vent 01 : toiture hangar avion

Tableau II.46: Valeur de pression aérodynamique toiture hangar avion vent 01 $\theta=0^\circ$ cas 02

Zone	qp		Cpe	Cpi	Vent(N/m ²)
F	1416,26	5,71°	-1,643	0,72	-3346,90
			0,0142		-999,596
		55,2°	0,7		-28,325
			0,5		-311,577
G	1416,26	5,71°	-1,172	0,72	-2678,99
			0,0142		-999,596
		55,2°	0,7		-28,325
			0,5		-311,577
H	1416,26	5,71°	-0,578	0,72	-1839,29
		55,2°	0,0142		-999,596
J	1416,26	5,71°	-0,585	0,72	-1849,35
I	1416,26	5,71°	-0,557	0,72	-1809,13
			0,114		-857,120
		55,2°	-0,3		-1444,58
			-0,214		-1322,787

- Vent 01 : toiture annexe

Tableau II.47: Valeur de pression aérodynamique toiture annexe vent 01 $\theta=0^\circ$ cas 02

Zone	qp		Cpe	Cpi	Vent(N/m ²)
F	1291,515		-1,643	0,72	-3052,10
			0,0142		-911,551
G	1291,515		-1,171	0,72	-2443,0
			0,0142		-911,551
H	1291,515		-0,578	0,72	-1677,29
			0,0142		-911,551
I	1291,515		-0,585	0,72	-1686,46
J	1291,515		-0,557	0,72	-1649,78
			0,114		-781,624

- Vent 02 : paroi verticale

Tableau II.48: Valeur de pression aérodynamique parois verticale vent 02 cas 02

Zone	qp	Cpe	Cpi	Vent(N/m ²)
A	1309,35	-1	-0,45	-720,142
B	1309,35	-0,8	-0,45	-458,272
C	1309,35	-0,5	-0,45	-65,467
D	1309,35	0,8	-0,45	1636,687
E	1309,35	-0,3	-0,45	196,402

- Vent 02 : toiture hangar

Tableau II.49: Valeur de pression aérodynamique toiture hangar vent 02 $\theta= 90^\circ$ cas 02

Zone	qp		Cpe	Cpi	Vent(N/m ²)
F	1416,26	5,71°	-1,578	-0,45	-1598,53
		55,2°	-1,1		-920,569
G	1416,26	5,71°	-1,3	-0,45	-1203,821
H	1416,26	5,71°	-0,692	-0,45	-344,009
		55,2°	-0,832		-541,011
I	1416,26	5,71°	-0,592	-0,45	-202,383
		55,2°	-0,5		-70,81

- Vent 03 : paroi verticale

Tableau II.50: Valeur de pression aérodynamique parois verticale vent 03 cas 02

Zone	Qp	Cpe	Cpi	Vent(N/m ²)
A	1309,35	-1	-0,27	-955,825
B	1309,35	-0,8	-0,27	-693,955
C	1309,35	-0,5	-0,27	-301,150
D	1309,35	0,8	-0,27	1401,00
E	1309,35	-0,3	-0,27	-39,280

- Vent 03 : toiture hangar avion

Tableau II.51: Valeur de pression aérodynamique toiture hangar avion vent 03 $\theta= 0^\circ$ cas 02

Zone	Qp		Cpe	Cpi	Vent(N/m ²)
F	1416,26	5,71°	-1,643	-0,27	-1944,80
			0,0142		402,501
		55,2°	0,7		1373,772
			0,5		1090,520
G	1416,26	5,71°	-1,172	-0,27	-1276,90
			0,0142		402,501
		55,2°	0,7		1373,772
			0,5		1090,520
H	1416,26	5,71°	-0,578	-0,27	-437,199
		55,2°	0,0142		402,501
J	1416,26	5,71°	-0,585	-0,27	-447,254
I	1416,26	5,71°	-0,557	-0,27	-407,033
			0,114		544,976
		55,2°	-0,3		-42,487
			-0,214		79,311

- Vent 03 : toiture annexe

Tableau II.52: Valeur de pression aérodynamique toiture annexe vent 03 $\theta=0^\circ$ cas 02

Zone	qp	Cpe	Cpi	Vent(N/m ²)
F	1291,515	-1,643	-0,27	-1773,50
		0,0142		367,048
G	1291,515	-1,171	-0,27	-1164,4
		0,0142		367,048
H	1291,515	-0,578	-0,27	-398,690
		0,0142		367,048
I	1291,515	-0,585	-0,27	-407,860
J	1291,515	-0,557	-0,27	-371,181
		0,114		496,97

- Vent 04 : paroi verticale hangar avion

Tableau II.53: Valeur de pression aérodynamique parois verticale vent 04 cas 02

Zone	Qp	Cpe	Cpi	Vent(N/m ²)
A	1309,35	-1	-0,45	-720,142
B	1309,35	-0,8	-0,45	-458,272
C	1309,35	-0,5	-0,45	-65,467
D	1309,35	0,8	-0,45	1636,687
E	1309,35	-0,3	-0,45	196,402

- Vent 04 : paroi verticale hangar annexe

Tableau II.54: Valeur de pression aérodynamique parois verticale hangar annexe vent 04 cas 02

Zone	Qp	Cpe	Cpi	Vent(N/m ²)
A	-1254,975	-1	-0,45	-690,236
B	-1254,975	-0,8	-0,45	-439,241
C	-1254,975	-0,5	-0,45	-62,748
D	-1254,975	0,8	-0,45	1568,71
E	-1254,975	-0,3	-0,45	188,246

- Vent 04 : toiture hangar avion

Tableau II.55: Valeur de pression aérodynamique toiture hangar avion vent 04 $\theta=90^\circ$ cas 02

Zone	Qp		Cpe	Cpi	Vent(N/m ²)
F	1416,26	5,71°	-1,578	-0,45	-1598,53
		55,2°	-1,1		-920,569
G	1416,26	5,71°	-1,3	-0,45	-1203,821
H	1416,26	5,71°	-0,692	-0,45	-344,009
		55,2°	-0,832		-541,011
I	1416,26	5,71°	-0,592	-0,45	-202,383
		55,2°	-0,5		-70,81

- Vent 04 : toiture hangar annexe

Tableau II.56: Valeur de pression aérodynamique toiture annexe vent 04 $\theta=90^\circ$ cas 02

Zone	qp	Cpe	Cpi	Vent(N/m ²)
F	1291,515	-1,578	-0,45	-1457,73
G	1291,515	-1,3	-0,45	-1097,78
H	1291,515	-0,692	-0,45	-313,70
I	1291,515	-0,592	-0,45	-184,557

II.3.6.2 Cas 03 : les deux portes fermées.

- Vent 01 : parois verticales

Tableau II.57: Valeur de pression aérodynamique parois verticales vent 01 cas 03

Zone	Qp	Cpe	Cpi	Vent(N/m ²)
A	1309,35	-1	-0,5	-654,675
			0,35	-1767,623
B	1309,35	-0,8	-0,5	-392,805
			0,35	-1505,753
C	1309,35	-0,5	-0,5	0
			0,35	-1112,948
D	1309,35	0,8	-0,5	1702,155
			0,35	589,208
E	1309,35	-0,3	-0,5	261,87
			0,35	-851,078

- Vent 01 hangar avions :

Tableau II.58: Valeur de pression aérodynamique toiture hangar avion vent 01 $\theta=0^\circ$ cas 03

Zone	qp		CPE	CPi	Vent(N/m ²)	CPi	Vent(N/m ²)
F	1416.26	5,71°	-1.643	-0.5	-1619,068	0,35	-2822,889
			0,014		728,240		-475,580
		55,2°	0,5		985,716		-218,104
			0,7		1699,512		495,691
G	1416.26	5,71°	-1,171	-0.5	-951,160	0,35	-2154,981
			0,014		728,240		-475,580
		55,2°	0.5		985,716		-218,104
			0.7		1699,512		495,691
H	1416.26	5,71°	-0,578	-0.5	-819,589	0,35	-1315,280
		55,2°	0,0142		20,110		-475,580
J	1416.26	5,71°	-0,5858	-0.5	-829,645	0,35	-1325,336
I	1416.26	5,71°	0,114	-0.5	870,716	0,35	-333,104
			-0,557		-81,293		-1285,114
		55,2°	-0.3		424,878		-778,943
			-0,204		787,440		-416,380

- Vent 01 : toiture hangar annexe

Tableau II.59: Valeur de pression aérodynamique toiture annexe vent 01 $\theta=0^\circ$ cas 03

Zone	qp	CPe	CPi	Vent(N/m ²)	CPi	Vent(N/m ²)
F	1291,515	-1,643	-0,5	-1476,459	0,35	-2574,247
		0,0142		664,097		-433,690
G	1291,515	-1,171	-0,5	-867,381	0,35	-1965,169
		0,0142		664,097		-433,690
H	1291,515	-0,578	-0,5	-101,642	0,35	-1199,429
		0,0142		664,097		-433,690
J	1291,515	-0,585	-0,5	-110,811	0,35	-1208,599
I	1291,515	-0,557	-0,5	794,023	0,35	-303,764
		0,114		-74,132		-1171,921

- Vent 02 : parois verticales

Tableau II.60: Valeur de pression aérodynamique parois verticales vent 02 cas 03

zone	qp	cpe	cpi	vent
A	1309,35	-1	-0,5	-654,675
			0,35	-1767,623
B	1309,35	-0,8	-0,5	-392,805
			0,35	-1505,753
C	1309,35	-0,5	-0,5	0
			0,35	-1112,947
D	1309,35	0,8	-0,5	1702,155
			0,35	589,208
E	1309,35	-0,3	-0,5	261,87
			0,35	-851,077

- Vent 02 toiture hangar avions :

Tableau II.61: Valeur de pression aérodynamique toiture hangar avion vent 02 $\theta = 90^\circ$ cas 03

Zone	qp		CPe	CPI	Vent(N/m ²)	CPI	Vent(N/m ²)
F	1416.26	5,71°	-1,578	-0,5	1527,719	0,35	2731,540
		55,2°	-1,1		-849,756		-2053,577
G	1416.26	5,71°	-1,3	-0,5	-1133,008	0,35	-2336,829
H	1416.26	5,71°	-0,692	-0,5	273,196	0,35	1477,017
		55,2°	-0,832		-526,848		1730,669
I	1416.26	5,71°	-0,592	-0,5	131,571	0,35	1335,391
		55,2°	-0,5		0		-1203,821

- Vent 03 parois verticales hangar avions :

Tableau II.62: Valeur de pression aérodynamique parois verticale vent 03 $\theta = 0^\circ$ cas 03

zone	qp	cpe	cpi	vent
A	1309,35	-1	-0,5	-654,675
			0,35	-1767,623
B	1309,35	-0,8	-0,5	-392,805
			0,35	-1505,753
C	1309,35	-0,5	-0,5	0
			0,35	-1112,948
D	1309,35	0,8	-0,5	1702,155
			0,35	589,208
E	1309,35	-0,3	-0,5	261,87
			0,35	-851,078

- Vent 03 toiture hangar avions :

Tableau II.63: Valeur de pression aérodynamique toiture hangar avion vent 03 $\theta= 0^\circ$ cas 03

Zone	qp		CPE	CPi	Vent(N/m ²)	CPi	Vent(N/m ²)
F	1416.26	5,71°	-1.643	-0.5	-1619,06843	0,35	-2822,88943
			0,014		728,240892		-475,580108
		55,2°	0,5		985,71696		-218,10404
			0,7		1699,512		495,691
G	1416.26	5,71°	-1,171	-0.5	-951,160216	0,35	-2154,98122
			0,014		728,240892		-475,580108
		55,2°	0.5		985,71696		-218,10404
			0.7		1699,512		495,691
H	1416.26	5,71°	-0,578	-0.5	-819,589662	0,35	-1315,28066
		55,2°	0,0142		20,110892		-475,580108
J	1416.26	5,71°	-0,585	-0.5	-829,645108	0,35	-1325,33611
I	1416.26	5,71°	0,114	-0.5	870,716648	0,35	-333,10435
			-0,557		-81,293324		-1285,11432
		55,2°	-0,3		424,878		-778,943
			-0,204		787,44056		-416,38044

- Vent 03 toiture hangar annexe :

Tableau II.64: Valeur de pression aérodynamique toiture annexe vent 03 $\theta= 0^\circ$ cas 03

Zone	qp		CPe	CPi	Vent(N/m ²)	CPi	Vent(N/m ²)
F	1291,515		-1,643	-0,5	-1476,45995	0,35	-2574,2477
			0,0142		664,097013		-433,690737
G	1291,515		-1,171	-0,5	-867,381474	0,35	-1965,16922
			0,0142		664,097013		-433,690737
H	1291,515		-0,578	-0,5	-101,642231	0,35	-1199,42998
			0,0142		664,097013		-433,690737
J	1291,515		-0,585	-0,5	-110,811987	0,35	-1208,59974
I	1291,515		-0,557	-0,5	794,023422	0,35	-303,764328
			0,114		-74,132961		-1171,92071

- Vent 04 parois verticales hangar avions :

Tableau II.65: Valeur de pression aérodynamique parois verticale vent 04 cas 03

zone	qp	cpe	cpi	vent
A	1309,35	-1	-0,5	-654,675
			0,35	-1767,623
B	1309,35	-0,8	-0,5	-392,805
			0,35	-1505,753
C	1309,35	-0,5	-0,5	0
			0,35	-1112,947
D	1309,35	0,8	-0,5	1702,155
			0,35	589,208
E	1309,35	-0,3	-0,5	261,87
			0,35	-851,077

- Vent 04 parois verticales hangar annexe :

Tableau II.66: Valeur de pression aérodynamique parois verticales hangar annexe vent 04 $\theta=90^\circ$ cas 03

zone	qp	cpe	cpi	vent
A	1254,975	-1	-0,5	-627,4875
			0,35	-1694,216
B	1254,975	-0,8	-0,5	-376,4925
			0,35	-1443,221
C	1254,975	-0,5	-0,5	0
			0,35	-1066,729
D	1254,975	0,8	-0,5	1631,4675
			0,35	546,739
E	1254,975	-0,3	-0,5	250,995
			0,35	-815,734

- Vent 04 toiture hangar avions :

Tableau II.67: Valeur de pression aérodynamique toiture hangar avion vent 04 $\theta=90^\circ$ cas 03

Zone	qp		C _{Pe}	C _{Pi}	Vent(N/m ²)	C _{Pi}	Vent(N/m ²)
F	1416.26	5,71°	-1,578	-0,5	1527,71966	0,35	2731,54066
		55,2°	-1,1		-849,756		-2053,577
G	1416.26	5,71°	-1,3	-0,5	-1133,008	0,35	-2336,829
H	1416.26	5,71°	-0,692	-0,5	273,196554	0,35	1477,01755
		55,2°	-0,832		-526,84872		1730,66972
I	1416.26	5,71°	-0,592	-0,5	131,570554	0,35	1335,39155
		55,2°	-0,5		0		-1203,821

- Vent 04 toiture hangar annexe :

Tableau II.68: Valeur de pression aérodynamique toiture hangar annexe vent 04 $\theta = 90^\circ$ cas 03

zone	qp	cpe	cpi	w
F	1291,515	-1,5787	-0,5	-1393,15723
			0,35	-2490,945
g	1291,515	-1,3	-0,5	-1033,212
			0,35	2130,999
h	1291,515	-0,6929	-0,5	-249,133244
			0,35	-1346,921
I	1291,515	-0,5929	-0,5	-119,981744
			0,35	-1217,769

II.4 Evaluation des charges :

II.4.1 Panneau sandwich :

Le panneau sandwich de l'enveloppe du bâtiment, est un produit composite, fabriqué industriellement en continu, comportant un parement extérieur métallique, une âme isolante et un parement intérieur métallique solidarisés par adhérence à l'âme isolante. Ces composants travaillent ensemble et ne constituent ainsi qu'un seul élément autoportant présentant différents niveaux de résistance mécanique, de réaction et de résistance au feu, d'isolation thermique et acoustique, d'étanchéité à l'air, à l'eau et à la vapeur d'eau et d'esthétique architecturale.

On a choisi le panneau sandwich **laine de roche TL95**.

II.4.1.1 Caractéristiques :

- Caractéristiques mécaniques :

Tableau II.69: caractéristique mécanique de panneau sandwich

Type de panneau	TL95
Poids	17.137 kg/m²
Coefficient de transmission thermique	0.491 W/m ² .k
Classement de réaction au feu à la NF EN 13501-1+A1 :2013	A1

Tableau II.70: type de panneau sandwich

II.4.2 La ferme à treillis :

Selon **article 5.7.1** [7] traite de génie civil vol10-page 202 :

Caractéristiques	Spécification
Masse volumique selon NF EN 1602	100 kg/m ³
Compression sous 10% d'écrasement selon NF EN 826	30 kPA
Conductivité thermique (selon la norme EN 13162)	0.037 W/m.k

La poutre à treillis représente en général la solution la plus légère pour la réalisation d'un élément fléchi d'une portée supérieure à environ 20m.

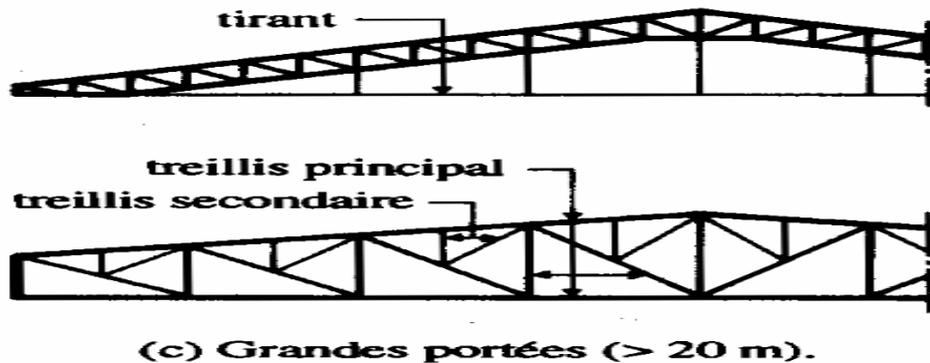


Figure II.17: exemples des poutres à treillis de grandes portées >20m. (Fig. 5.29 de traité de génie civil[7])

II.4.2.1 Détermination des sollicitations :

- Estimation de poids propre de treillis :

Selon **article 5.7.3**[7] traité de génie civil vol10-page 204 on peut estimer le poids propre de la ferme en treillis par la formule :

$$g = \frac{0.85 l}{100} \quad (5.31)$$

g : poids propre du treillis par mètre carré de surface de halle [kN/m²]
 l : portée de la poutre à treillis [m]

$$g = \frac{0.85 \cdot 66}{100} = 0.561 \text{ kN/m}^2$$

$$g = 56.1 \text{ kg/m}^2$$

- Les charge permanentes(G) :

Poids propre de la couverture (panneau sandwich TL95)	17,137 kg/m ² .
Poids propre de la ferme estimé	56,1 kg/m ² .
Poids propre de la panne estimé (IPE100)	8,1 kg/m.
Eclairage	22 kg/m ² .
Protection a l'incendie a mousse	84 kg/m ² .

$$G = (P_{\text{couverture}} + P_{\text{ferme}} + P_{\text{eclrg}} + P_{\text{prt}}) * e + P_{\text{panne}}$$

e : espacement entre les pannes ($e=1.88\text{m}$)

$$G = 345,065 \text{ kg/m} = 3.45 \text{ kN/m}$$

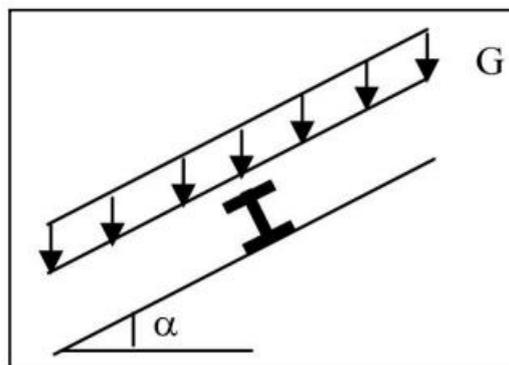


Figure II.18: schéma de la charge permanentes G.

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires et de portique

III.1 Etude des pannes :

III.1.1 Introduction :

La panne est une pièce de charpente posée horizontalement sur les fermes et maintenue par les échantignoles destinées à transmettre les charges et surcharges s’appliquant sur la toiture vers les traverses ou les fermes. Elles sont disposées parallèlement à la ligne de faitage et réalisées soit en profilés formés à chaud en (I), ou bien en (U), soit en profilés formés à froid en (Z), (U), (Σ) ou en treillis pour les portées supérieures à 6m. et sont sollicité en flexion déviée. Sont assemblée par boulonnage. Les appuis sont considérés articulé. Pour éviter leur glissement a la pose, ou leur basculement, elles sont assemblées aux fermes par l’intermédiaire de pièces en équerres (échantignoles).

III.1.2 Calcul d’espacement entre les pannes :

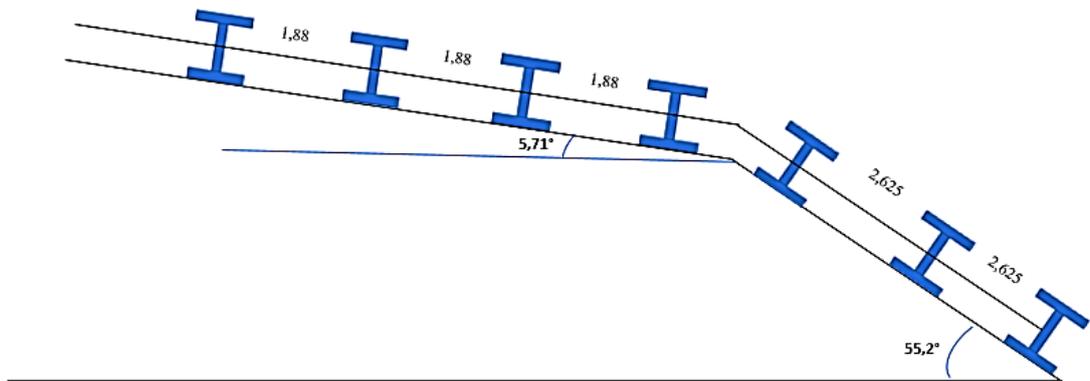


Figure III.1: disposition des pannes sur la toiture.

- Panne a $\alpha = 5.71^\circ$:

Nombre des pannes (l’espacement) :

On pose : Espacement des pannes : $e \leq 1.88m$.

n : Nombre de pannes.

$$L = (n-1) \times e + 0.5$$

$$L = 30.16m \rightarrow n = 1 + \frac{L-0.5}{e} \rightarrow n = 1 + \frac{30.16-0.5}{1.88} \rightarrow n = 16.77$$

Soit : $n = 17$ pannes.

- Panne a $\alpha = 55,2^\circ$:

$n = 3$ pannes avec espacement de 2.625m.

III.1.3 Évaluation des charges :

- Charge permanente :

Poids propre de la couverture (panneau sandwich TL95).....0,322 kN/ml.

Accessoire de pose $g=0.03 \text{ kN/m}^2$ 0,056 kN/ml.

Poids propre des pannes IPE 100 S275 0,156 kN/ml.

$$\sum G = 0,534 \text{ kN/ml} \downarrow$$

- Surcharge d'entretien :

$$E = 0,44 \text{ kN/ml} \downarrow$$

- Surcharge climatique du vent :

Selon l'étude de vent chapitre II

- Pour Angle $\alpha = 5.71^\circ$:

Vent 01 de premier cas : $V_{01} = +848,622 \text{ N/m}^2$

$$V_{01} = 848,622 \times 10^{-3} \times 1,88 \rightarrow V_{01} = 1,595 \text{ kN/ml}$$

Vent 02 de deuxième cas : $V_{02} = -3255,55 \text{ N/m}^2$

$$V_{02} = -3255,55 \times 10^{-3} \times 1,88 \rightarrow V_{02} = -6,12 \text{ kN/ml}$$

- Pour Angle $\alpha = 55,2$

Vent 01 de premier cas : $V_{01} = +1819,984 \text{ N/m}^2$

$$V_{01} = 1819,984 \times 10^{-3} \times 1,88 \rightarrow V_{01} = 3,422 \text{ kN/ml}$$

Vent 02 de deuxième cas : $V_{02} = -2577,59 \text{ N/m}^2$

$$V_{02} = -2577,59 \times 10^{-3} \times 1,88 \rightarrow V_{02} = -4,846 \text{ kN/ml}$$

- Surcharge climatique de la neige :

Selon l'étude de vent chapitre II

- Angle $\alpha = 5.71^\circ$:

$$S_1 = N \times e \rightarrow S = 0,115 \times 1,88$$

$$S_1 = 0,216 \text{ kN/ml}$$

- Angle $\alpha = 55.2^\circ$:

$$S_2 = N \times e \rightarrow S = 0,0184 \times 1,88$$

$$S_2 = 0,0345 \text{ kN/ml}$$

III.1.4 Décomposition de charge :

On calcul les composantes de chaque charge suivant les 2 axes principaux de la panne, étant donné l'inclinaison de la toiture est $\alpha = 5,71^\circ$, nous avons donc :

- Suivant l'axe Z-Z :

$$G_z = G \cos \alpha = 0,534 \times \cos(5,71) = 0,532 \text{ kN/m}$$

$$Q_z = E \cos \alpha = 0,44 \times \cos(5,71) = 0,438 \text{ kN/m}$$

$$W_{z1} = V_1 = 1,595 \text{ kN/m}$$

$$W_{z2} = V_2 = -6,12 \text{ kN/m}$$

$$G_z = S_1 \cos \alpha = 0,216 \times \cos(5,71) = 0,215 \text{ kN/m}$$

- Suivant l'axe Y-Y :

$$G_y = G \sin \alpha = 0,534 \times \sin(5,71) = 0,053 \text{ kN/m}$$

$$Q_y = E \sin \alpha = 0,44 \times \sin(5,71) = 0,0437 \text{ kN/m}$$

$$W_y = 0 \text{ KN/m.}$$

$$S_y = S_1 \cos \alpha = 0,216 \times \sin(5,71) = 0,0215 \text{ kN/m}$$

Calcul des composantes de chaque charge suivant les 2 axes principaux de la panne, étant donné l'inclinaison de la toiture est $\alpha = 55,2^\circ$, nous avons donc :

- Suivant l'axe Z-Z :

$$G_z' = G \cos \alpha = 0,534 \times \cos(55,2) = 0,305 \text{ kN/m}$$

$$Q_z' = Q \cos \alpha = 0,44 \times \cos(55,2) = 0,251 \text{ kN/m}$$

$$W_{z1}' = V_1 = 3,422 \text{ kN/m}$$

$$W_{z2}' = V_2 = -4,846 \text{ kN/m}$$

$$S_z' = S_2 \cos \alpha = 0,0345 \times \cos(55,2) = 0,0197 \text{ kN/m}$$

- Suivant l'axe Y-Y :

$$G_y' = G \sin \alpha = 0,583 \times \sin(55,2) = 0,438 \text{ kN/m}$$

$$Q_y' = Q \sin \alpha = 0,44 \times \sin(55,2) = 0,36 \text{ kN/m}$$

$$W_y' = 0 \text{ KN/m.}$$

$$S_y' = S_2 \cos \alpha = 0,0345 \times \sin(55,2) = 0,0283 \text{ kN/m}$$

III.1.5 Les combinaisons des charges :

Les combinaisons de charge de panne de $\alpha=5,71^\circ$ enveloppes selon les règles de DTR BC 2.2 [2] sont :

- À l'Elu :

Suivant l'axe Z-Z :

$$Qsd_1 = 1,35 G_z + 1,5 Q_z = 1,375 \text{ kN/ml}$$

$$Qsd_2 = 1,35 G_z + 1,5 S_z = 0,751 \text{ kN/ml}$$

$$Qsd_3 = G_z + 1,5 W_{z1} = 2,925 \text{ kN/ml}$$

$$Qsd_4 = G_z + 1,5 W_{z2} = -8,648 \text{ kN/ml}$$

$$Qsd_5 = 1,35 G_z + 1,5 W_{z1} + 1,5*(0,87) S_z = 3,390 \text{ kN/ml}$$

$$Qsd_6 = 1,35 G_z + 1,5 W_{z2} + 1,5*(0,87) S_z = -8,182 \text{ kN/ml}$$

$$Qsd_7 = 1,35 G_z + 1,5 S_z + 1,5*(0,67) W_{z1} = 2,644 \text{ kN/ml}$$

$$Qsd_8 = 1,35 G_z + 1,5 S_z + 1,5*(0,67) W_{z2} = -5,109 \text{ kN/ml}$$

$$Qsd_9 = G_z + 1,5 W_{z1} + S_z = 3,139 \text{ kN/ml}$$

$$Qsd_{10} = G_z + 1,5 W_{z2} + S_z = -8,446 \text{ kN/ml}$$

Suivant l'axe Y-Y :

$$Qsd_1 = 1,35 G_y + 1,5 Q_y = 0,137 \text{ kN/m}$$

$$Qsd_2 = 1,35 G_y + 1,5 N_y = 0,104 \text{ kN/m}$$

$$Qsd3 = 1,35 G_y = 0,0718 \text{ kN/m}$$

- à l'ELS :

Suivant l'axe Z-Z :

$$Qsd_1 = G_z + Q_z = 0,97 \text{ kN/m}$$

$$Qsd_2 = G_z + S_z = 0,747 \text{ kN/m}$$

$$Qsd_3 = G_z + W_{z1} = 2,127 \text{ kN/m}$$

$$Qsd_4 = G_z + W_{z2} = -5,588 \text{ kN/m}$$

$$Qsd_5 = G_z + W_{z1} + S_z = 2,345 \text{ kN/ml}$$

$$Qsd_6 = G_z + W_{z2} + S_z = -5,37 \text{ kN/ml}$$

Suivant l'axe Y-Y :

$$Qsd_1 = G_y + Q_y = 0,097 \text{ kN/m}$$

$$Qsd_2 = G_y + S_y = 0,0747 \text{ kN/m}$$

$$Qsd_3 = G_y + W_y = 0,053 \text{ kN/m}$$

$$Qsd_5 = G_z + W_y + S_y = 0,0747 \text{ kN/ml}$$

Tableau III.1: efforts sur les pannes 5,71° donnée par le combinaison des charges

Type de combinaison	Formules	Fz(kN/m)		Fy(kN/m)
Combinaison ELU	1.35 G + 1.5 Q	1,375		0,137
	1.35 G + 1.5 S	0,751		0,104
	G + 1.5 W _{1,2}	2,925	-8,648	0,0715
	1.35 G + 1.5W _{1,2} + 1.5*(0.87) S	3,390	-8,182	0,099
	1.35 G + 1.5 S + 1.5*(0.67) W _{1,2}	2,644	-5,109	0,104
	G + 1.5 W _{1,2} + S	3,139	-8,446	0,0747
Combinaison ELS	G + Q	0,97		0,097
	G + S	0,747		0,0747
	G + W _{1,2}	2,127	-5,588	0,0532
	G + W _{1,2} + S	2,345	-5,37	0,0747

Les combinaisons de charge de panne de $\alpha=55,2^\circ$:

- À l'Elu :

Suivant l'axe Z-Z :

$$Qsd_1' = 1.35 G_z' + 1.5 Q_z' = 0,788 \text{ kN/ml}$$

$$Qsd_2' = 1.35 G_z' + 1.5 S_z' = 0,442 \text{ kN/ml}$$

$$Qsd_3' = G_z' + 1.5 W_{z1}' = 5,438 \text{ kN/ml}$$

$$Qsd_4' = G_z' + 1.5 W_{z2}' = -6,964 \text{ kN/ml}$$

$$Qsd_5' = 1.35 G_z' + 1.5W_{z1}' + 1.5*(0.87) S_z' = 5,571 \text{ kN/ml}$$

$$Qsd_6' = 1.35 G_z' + 1.5W_{z2}' + 1.5*(0.87) S_z' = -6,831 \text{ kN/ml}$$

$$Qsd_7' = 1.35 G_z' + 1.5 S_z' + 1.5*(0.67) W_{z1}' = 3,881 \text{ kN/ml}$$

$$Qsd_8' = 1.35 G_z' + 1.5 S_z' + 1.5*(0.67) W_{z2}' = -4,429 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{sd9}' = G_z' + 1.5 W_{z1}' + S_z' = 5,457 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{sd10}' = G_z' + 1.5 W_{z2}' + S_z' = -6,944 \text{ kN/ml}$$

Suivant l'axe Y-Y :

$$Q_{sd1}' = 1,35 G_y' + 1,5 Q_y' = 1131 \text{ kN/m}$$

$$Q_{sd2}' = 1,35 G_y' + 1,5 N_y' = 0,634 \text{ kN/m}$$

$$Q_{sd3}' = 1,35 G_y' = 0,591 \text{ kN/m}$$

- à l'Els :

Suivant l'axe Z-Z :

$$Q_{sd1}' = G_z' + Q_z' = 0,556 \text{ kN/m}$$

$$Q_{sd2}' = G_z' + S_z' = 0,325 \text{ kN/m}$$

$$Q_{sd3}' = G_z' + W_{z1}' = 3,727 \text{ kN/m}$$

$$Q_{sd4}' = G_z' + W_{z2}' = -4,541 \text{ kN/m}$$

$$Q_{sd5} = G_z + W_{z1}' + S_z' = 3,99 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{sd6} = G_z + W_{z2}' + S_z' = -4,277 \text{ kN/ml}$$

Suivant l'axe Y-Y :

$$Q_{sd1}' = G_y' + Q_y' = 0,798 \text{ kN/m}$$

$$Q_{sd2}' = G_y' + S_y' = 0,568 \text{ kN/m}$$

$$Q_{sd3}' = G_y' + W_y' = 0,438 \text{ kN/m}$$

$$Q_{sd5} = G_z + W_y' + S_y' = 0,568 \text{ kN/ml}$$

Tableau III.2: efforts sur les pannes 55,2° donnée par le combinaison des charges

Type de combinaison	Formules	Fz(kN/m)		Fy(kN/m)
Combinaison ELU	$1.35 G' + 1.5 Q'$	0,788		1,131
	$1.35 G' + 1.5 S'$	0,442		0,634
	$G' + 1.5 W_{1,2}'$	5,438	-6,964	0,438
	$1.35 G' + 1.5 W_{1,2}' + 1.5*(0.87) S'$	5,571	-6,831	0,959
	$1.35 G' + 1.5 S' + 1.5*(0.67) W_{1,2}'$	3,881	-4,429	0,634
	$G' + 1.5 W_{1,2}' + S'$	5,457	-6,944	0,721
Combinaison ELS	$G' + Q'$	0,556		0,798
	$G' + S'$	0,324		0,568
	$G' + W_{1,2}'$	3,727	-4,541	0,438
	$G' + W_{1,2}' + S'$	3,99	-4,277	0,568

III.1.5.1 Les combinaisons les plus défavorables à retenir pour le calcul des pannes

d'angle 5,71° :

$$Q_{sdz} = -8,648 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{sdy} = 0,137 \text{ kN/ml}$$

- Poutre sur deux appuis :

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{sdz} \times L^2}{8} = \frac{8,648 \times 6^2}{8} = 38,916 \text{ kN/ml}$$

- Poutre sur 3 appuis :

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{sdy} \times \frac{L^2}{2}}{8} = \frac{0,137 \times 3^2}{8} = 0,154 \text{ kN/ml}$$

III.1.5.2 Les combinaisons les plus défavorables à retenir pour le calcul des pannes

d'angle 55,2° :

$$Q_{sdz} = -6,964 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{sdy} = 1,131 \text{ kN/ml}$$

- Poutre sur deux appuis :

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{sdz} \times L^2}{8} = \frac{6,847 \times 6^2}{8} = 31,338 \text{ kN/ml}$$

- Poutre sur 3 appuis :

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{sdy} \times \frac{L^2}{2}}{8} = \frac{1,131 \times 3^2}{8} = 1,272 \text{ kN/ml}$$

III.1.6 Vérification de sécurité des pannes d'angle 5,71° :

III.1.6.1.1 Vérification de la flexion déviée :

$$\left(\frac{M_{y.Sd}}{M_{pl.y.Rd}} \right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{z.Sd}}{M_{pl.z.Rd}} \right)^{\beta} \leq 1.0$$

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

$$\alpha = 2 \text{ et } \beta = 1$$

- On choisit le profilé suivant **IPE100**

Donnée de profilé :

Tableau III.3: caractéristique de profilé IPE100

Profilé	G kg/ml	h mm	b mm	tw mm	tf mm	r mm	Wply cm ³	Wplz Cm ³	Avy Cm ²	Avz Cm ²	Iz Cm ⁴	Iy Cm ⁴
IPE100	8,1	100	55	4.1	5,7	7	39,41	9,15	3,83	5,08	15,92	171,0

- Classification de section IPE 100 :

Vérification de la semelle : (comprimée)

$$\frac{Bf}{tf} \leq 10\xi.$$

$$\xi = \sqrt{\frac{235}{F_y}} = 0.92 \quad \text{avec } F_y = 275 \text{ MPa.}$$

$$\frac{Bf}{tf} = \frac{(55-4.1)/2}{5.7} = 4.46.$$

$$4.46 < 10 \times 0.92 = 9.2 \dots\dots\text{ok}$$

Vérification de l'âme : (fléchie)

$$\frac{d}{tw} \leq 72\xi$$

$$\frac{d}{tw} = \frac{88.6}{4.1} = 21.6.$$

$$21.6 < 72 \times 0.92 = 66.24 \dots\dots\dots\text{ok}$$

La section est de class 1.

Alors :

$$W_{ply} = 39.41 \text{ cm}^3 \rightarrow M_{ply.rd} = \frac{39.41 \times 103 \times 275}{1.1} = 9.85 \text{ kN.m}$$

$$W_{plz} = 9.15 \text{ cm}^3 \rightarrow M_{plz.rd} = \frac{9.15 \times 103 \times 275}{1.1} = 2.29 \text{ kN.m}$$

$$\left(\frac{38,916}{9.85}\right)^2 + \left(\frac{0,154}{2.29}\right) = 15,676 \ngtr 1 \dots\dots\text{condition non vérifiée.}$$

On augmente la section de profilé :

$$M_{y.sd} < M_{ply.rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{1.1} \rightarrow w_{ply} > \frac{M_{y.sd} \times 1.1}{f_y} \rightarrow W_{ply} > \frac{38,916 \times 10^6 \times 1.1}{275}$$

$$W_{ply} > 155,664 \text{ cm}^3$$

Soit profile : **IPE180-S275** :

Tableau III.4: caractéristique de profilé IPE180

Profilé	G Kg/ml	h mm	b mm	tw mm	tf mm	r mm	Wply cm ³	Wplz Cm ³	Avy Cm ²	Avz Cm ²	Iz Cm ⁴	Iy Cm ⁴
IPE120	18,8	180	91	5.3	8	9	166.4	34.60	15.26	11.25	100.9	1317

Alors :

$$W_{ply} = 166.45 \text{ cm}^3 \rightarrow M_{ply.rd} = \frac{166.45 \times 10^3 \times 275}{1.1} = 41.60 \text{ kN.m}$$

$$W_{plz} = 34.6 \text{ cm}^3 \rightarrow M_{plz.rd} = \frac{34.6 \times 10^3 \times 275}{1.1} = 8.65 \text{ kN.m}$$

$$\left(\frac{38,916}{41.60}\right)^2 + \left(\frac{0,154}{8.65}\right) = 0,893 < 1 \dots\dots\text{condition vérifiée}$$

III.1.6.1.2 Vérification de cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{z.sd} \leq V_{ply.rd}$$

$$V_{y.sd} \leq V_{plz.rd}$$

Avec :

$$V_{ply.rd} = \frac{A_{vy} (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{mo}}$$

$$V_{plz.rd} = \frac{A_{vz} (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{mo}}$$

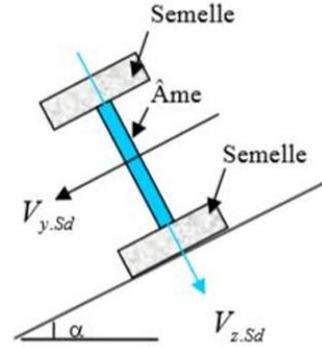
A.N :

$$V_{sd.z} = \frac{7,897 \times 6}{2} = 25,944 \text{ kN}$$

$$V_{sd.y} = \frac{0,137 \times 3}{2} = 0,205 \text{ kN}$$

$$V_{ply.rd} = \frac{15,26 \times 10^2 (275/\sqrt{3})}{1.1} = 220,259 \text{ kN}$$

$$V_{plz.rd} = \frac{11,84 \times 10^2 (275/\sqrt{3})}{1.1} = 170,895 \text{ kN}$$



Donc :

25,944 kN < 170,895 kNcondition vérifiée.

0,205 kN < 220,259 kN condition vérifiée.

La section IPE180 est vérifiée à l'ELU donc en présence de lierne au milieu, l'IPE180 est suffisant en calcul plastique.

III.1.6.1.3 Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charges et surcharges de services (non pondérées).

$$Q_{sdy} = 0,097 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{sdz} = 5,588 \text{ kN/ml}$$

- Condition à vérifier :

$$f \leq f_{adm}$$

- La flèche suivant (z-z) : Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargés :

$$F_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{6000}{200} = 30 \text{ mm.}$$

$$f_z = \frac{5 \times Q_{sdz} \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_z = \frac{5 \times 5,588 \times (6000)^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 1317 \times 10^4} = 34,095 \text{ mm}$$

- La flèche suivant (y-y) : Pour une poutre sur trois appuis uniformément chargés :

$$F_{adm} = \frac{l/2}{200} = \frac{3000}{200} = 15 \text{ mm.}$$

$$f_y = \frac{2,05 \times Q_{sdy} \times (\frac{l}{2})^4}{384 \times E \times I_z}$$

$$f_y = \frac{2,05 \times 0,097 \times (3000)^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 100,9 \times 10^4} = 0,197 \text{ mm}$$

- Vérification de la flèche admissible :

$F_z < f_{adm}$ condition non vérifiée.

$F_y < f_{adm}$ condition vérifiée.

On augmente la section du profilé soit : **IPE 200 S257**.

- La flèche suivant (z-z) :

$$F_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{6000}{200} = 30 \text{ mm.}$$

$$f_z = \frac{5 \times Q_{sdz} \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_z = \frac{5 \times 5,588 \times (6000)^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 1943 \times 10^4} = 23,111 \text{ mm}$$

- La flèche suivant (y-y) :

$$F_{adm} = \frac{l/2}{200} = \frac{3000}{200} = 15 \text{ mm.}$$

$$f_y = \frac{2,05 \times Q_{sdy} \times (\frac{l}{2})^4}{384 \times E \times I_z}$$

$$f_y = \frac{2,05 \times 0,097 \times (3000)^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 142,4 \times 10^4} = 0,14 \text{ mm}$$

- Vérification de la flèche admissible :

$F_z < f_{adm}$ condition vérifiée.

$F_y < f_{adm}$ condition vérifiée.

III.1.6.1.4 Vérification au risque de déversement :

Déversement = flambement latéral + rotation de la section transversale.

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

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

On doit vérifier que :

$$\left(\frac{M_{sdy}}{M_{brd}}\right) + \left(\frac{M_{sdz}}{M_{plrdz}}\right) \leq 1$$

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{sdz} \times L^2}{8} = \frac{8,648 \times 6^2}{8} = 38,916 \text{ kN/ml}$$

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{sdy} \times L/2^2}{8} = \frac{0,137 \times 6/2^2}{8} = 0,154 \text{ kN/ml}$$

$$M_{plz.rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{44,61 \times 103 \times 275}{1.1} = 11,152 \text{ kN.m}$$

$$M_{b,rd} = X_{LT} * \beta_w * \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{mo}}$$

$M_{b,rd}$: Le moment résistant de déversement,

X_{LT} : Le coefficient de réduction pour le déversement, qui en fonction de l'élanement réduite,

λ_{LT} : Coefficient d'imperfection.

α_{LT} : La valeur est donnée à partir du tableau des coefficients de flambement (EC3 partie1-3).

$\bar{\lambda}_{LT}$: L'élanement réduit vis- vis du déversement.

$\beta_w = 1.0$ pour les sections de classes 1 et classes 2.

L'élanement réduit λ_{LT} est déterminé par la formule suivante :

$$\lambda_{LT} = \frac{\lambda_1}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w}$$

Avec : $\lambda_1 = 93.91\varepsilon$; et $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$

Alors : $\lambda_1 = 86.80$

Pour les profilés à section constante et doublement symétrique (les profilés laminés en I et H) l'élanement λ_{LT} vaut :

$$\lambda_{LT} = \frac{I/I_z}{\sqrt{C_1} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{I/I_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$K_1 = 1$ (bi appuyée) ; $c_1 = 1.132$

Alors : $\lambda_{LT} = \frac{3000/22,4}{\sqrt{1.132} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{3000}{\frac{25,4}{8,5}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 98,941$

$$\lambda_{LT} = \frac{\bar{\lambda}_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w} = \frac{103,532}{86.80} \sqrt{1} = 1,49.$$

Profilé laminé : $\alpha_{LT} = 0.21$

$$\Phi_{lt} = 0.5[1 + 0.21(1,19 - 0.2) + 1,19^2] = 1,76.$$

$$X_{LT} = \frac{1}{1,315 + \sqrt{1,315^2 - 1,19^2}} = 0,373.$$

$$M_{b,rd} = 0,534 \times 1 \times \frac{166,4 \times 10^3 \times 275}{1.1} = 20,571 \text{ kn.m.}$$

$$\left(\frac{38,916}{20,571} \right) + \left(\frac{0,154}{11,152} \right) = 1,90 \not\leq 1$$

Condition non vérifiée.

On augmente la section IPE 220 :

Tableau III.5: caractéristique de profilé IPE220

Profilé	h(mm)	tf(mm)	iz(mm)
IPE220	220	9,2	24,8

Tableau III.6: récapitulatif de calcul de risque de déversement des pannes 5,71°

profile	λ_{LT}	$\bar{\lambda}_{LT}$	Φ_{lt}	X_{LT}	Mb.rd
IPE220	92,53	1,065	1,158	0,619	43,88

$$\left(\frac{38,916}{43,88}\right) + \left(\frac{0,154}{14,527}\right) = 0,897 < 1$$

Conclusion ;

Le profilé choisi **IPE220** convient pour les pannes (5.71°).

III.1.7 Vérification de sécurité des pannes d'angle 55,2° :**III.1.7.1 Vérification de la flexion déviée :**

$$\left(\frac{M_{y.Sd}}{M_{pl.y.Rd}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{z.Sd}}{M_{pl.z.Rd}}\right)^{\beta} \leq 1.0$$

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

$$\alpha = 2 \text{ et } \beta = 1$$

- On choisit le profilé **IPE160** classé comme un profilé de première classe :

$$M_{y.sd} < M_{ply.rd} = \frac{wply \times fy}{1.1} \rightarrow wply > \frac{M_{y.sd} \times 1.1}{fy} \rightarrow Wply > \frac{31,338 \times 10^6 \times 1.1}{275}$$

$$Wply > 125,352 \text{ cm}^3$$

$$\text{Soit profile : IPE180-S275 : } Wply = 166.45 \text{ cm}^3 ; Wplz = 34.60 \text{ cm}^3$$

Alors :

$$Wply = 166.45 \text{ cm}^3 \rightarrow Mply.rd = \frac{166.45 \times 10^3 \times 275}{1.1} = 41.60 \text{ kn.m}$$

$$Wplz = 34.6 \text{ cm}^3 \rightarrow Mplz.rd = \frac{34.6 \times 10^3 \times 275}{1.1} = 8.65 \text{ kn.m}$$

$$\left(\frac{31,338}{41.60}\right)^2 + \left(\frac{1,272}{8.65}\right) = 0,714 < 1 \dots\dots\text{condition vérifiée}$$

III.1.7.2 Vérification de cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{z.sd} \leq V_{ply.rd}$$

$$V_{y.sd} \leq V_{plz.rd}$$

Avec :

$$V_{ply.rd} = \frac{A_{vy} (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{mo}}$$

$$V_{plz.rd} = \frac{A_{vz} (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{mo}}$$

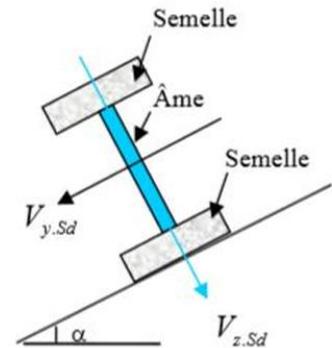
A.N :

$$V_{sd.z} = \frac{6,964 \times 6}{2} = 20,892 \text{ kN}$$

$$V_{sd.y} = \frac{1,131 \times 3}{2} = 1,696 \text{ kN}$$

$$V_{ply.rd} = \frac{15,26 \times 10^2 (275/\sqrt{3})}{1.1} = 220,259 \text{ kN}$$

$$V_{plz.rd} = \frac{11,84 \times 10^2 (275/\sqrt{3})}{1.1} = 170,895 \text{ kN}$$



Donc :

20,892 kN < 170,895 kNcondition vérifiée.

1,696 kN < 220,259 kN condition vérifiée.

La section IPE180 est vérifiée à l'ELU Donc en présence de lierne au milieu, l'IPE180 est suffisant en calcul plastique.

III.1.7.3 Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charges et surcharges de services (non pondérées).

$$Q_{sdy} = 0,798 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{sdz} = 4,541 \text{ kN/ml}$$

- Condition à vérifier :

$$f \leq f_{adm}$$

- La flèche suivant (z-z) : Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargés :

$$F_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{6000}{200} = 30 \text{ mm.}$$

$$f_z = \frac{5 \times Q_{sdz} \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_z = \frac{5 \times 4,541 \times (6000)^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 1317 \times 10^4} = 27,707 \text{ mm}$$

- La flèche suivant (y-y) : Pour une poutre sur trois appuis uniformément chargés :

$$F_{adm} = \frac{l/2}{200} = \frac{3000}{200} = 15 \text{ mm.}$$

$$f_y = \frac{2,05 \times Q_{sdz} \times (\frac{l}{2})^4}{384 \times E \times I_z}$$

$$f_y = \frac{2,05 \times 0,798 \times (3000)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 100,9 \times 10^4} = 1,628 \text{ mm}$$

- Vérification de la flèche admissible :

$F_z < f_{adm}$ condition vérifiée.

$F_y < f_{adm}$ condition vérifiée.

III.1.7.4 Vérification aux phénomènes d’instabilité le déversement :

On doit vérifier que :

$$\left(\frac{M_{sdy}}{M_{brd}}\right) + \left(\frac{M_{sdz}}{M_{plrdz}}\right) \leq 1$$

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{sdz} \times L^2}{8} = \frac{6,964 \times 6^2}{8} = 31,338 \text{ kN/ml}$$

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{sdy} \times L/2^2}{8} = \frac{1,131 \times 6/2^2}{8} = 1,272 \text{ kN/ml}$$

$$M_{plz.rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{34,60 \times 103 \times 275}{1.1} = 8,65 \text{ kN.m}$$

$$M_{b.rd} = X_{LT} * \beta_w * \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{mo}}$$

Tableau III.7:récapitulatif de calcul de risque de déversement de IPE180

Profile	λ_{LT}	$\bar{\lambda}_{LT}$	Φ_{lt}	X_{LT}	Mb.rd
IPE180	103,532	1,19	1,315	0,534	22,393

$$\left(\frac{31,338}{22,214}\right) + \left(\frac{1,272}{8,65}\right) = 1,56 \not\leq 1$$

Condition non vérifiée.

- On augmente la section IPE 220 :

Tableau III.8: récapitulatif de calcul de risque de déversement des pannes 55,2°

Profile	λ_{LT}	$\bar{\lambda}_{LT}$	Φ_{lt}	X_{LT}	Mb.rd
IPE220	92,53	1,065	1,158	0,619	43,88

$$\left(\frac{31,338}{43,88}\right) + \left(\frac{1,272}{14,527}\right) = 0,802 < 1$$

Conclusion :

Le profilé choisi **IPE220** convient pour les pannes (55,2°).

Remarque :

Pour avoir des sections raisonnable (disponible sur le marché national) des profilés nous avons prévu des nuances S275 au lieu de S235.

III.1.8 Calcul des liernes-pannes :

Les liernes tubulaires sont des accessoires en acier qui fonctionnent en traction permettant de lier les pannes entre elle. Elles assurent la stabilité des pannes de manière simple en se vissant l'une dans l'autre et d'éviter la déformation latérale des pannes.

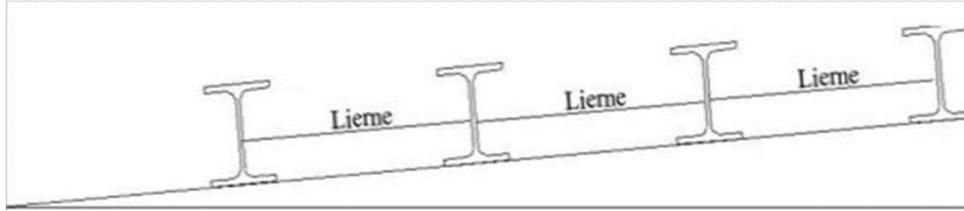


Figure III.2: schéma des liernes.

III.1.8.1 Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes-pannes :

On a 1 pannes dans un seul versant avec $e= 1,88$ m.

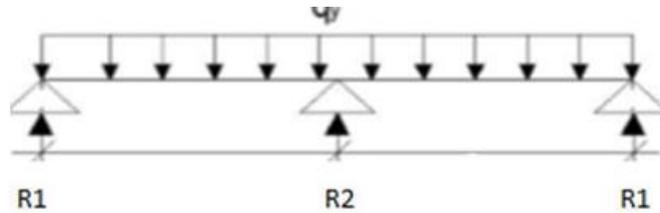


Figure III.3: les effort revenant au lierne.

On a:

$$Qsd = 0.82 \text{ kN/ml}$$

Avec : L longueur des pannes est 6m.

Θ : angle entre lierne et panne.

$$\Theta = \text{arc tg} \left(\frac{1.88}{3} \right) = 32.07^\circ$$

La réaction R au niveau du lierne :

$$R_1 = 1.25 \times Qsd \times \frac{l}{2}$$

$$R_1 = 1.25 \times 0.82 \times \frac{6}{2}$$

$$R_1 = R = 3.075 \text{ kN}$$

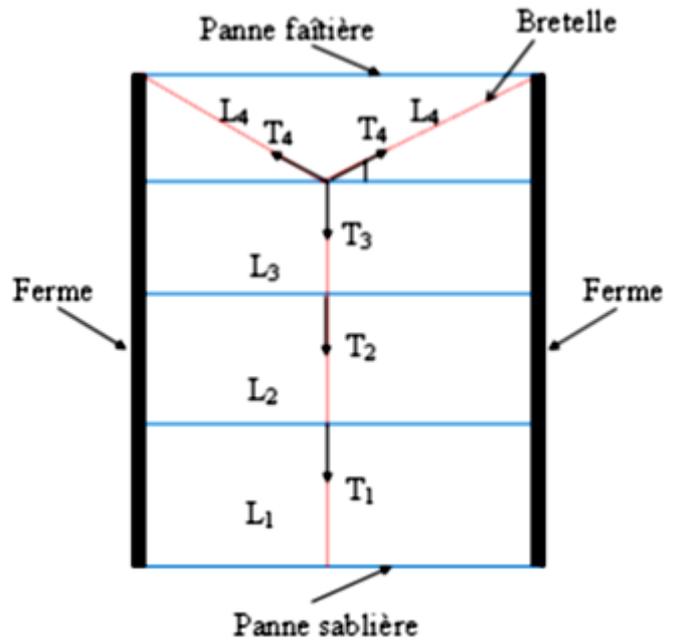


Figure III.4: position des liernes en plan.

- Effort tranchant dans le tronçon de lierne 01 :

$$T1 = R/2 = 3.075/2 = 1.54 \text{ kN.}$$

- Effort tranchant dans le tronçon de lierne 02 :

$$T2 = T1 + R = 1.54 + 3.075 = 4.615 \text{ kN.}$$

- Effort tranchant dans le tronçon de lierne 03 :

$$T3 = T2 + R = 4.615 + 3.075 = 7.69 \text{ kN.}$$

- Effort tranchant dans le tronçon de lierne 04 :

$$T4 = T3 + R = 7.69 + 3.075 = 10.765 \text{ kN.}$$

- Effort tranchant dans le tronçon de lierne 05 :

$$T5 = T4 + R = 10,765 + 3.075 = 13,8 \text{ kN.}$$

- Effort tranchant dans le tronçon de lierne 06 :

$$T6 = T5 + R = 13,8 + 3.075 = 16,9 \text{ kN.}$$

- Effort tranchant dans le tronçon de lierne 07 :

$$T7 = T6 + R = 16,9 + 3.075 = 19,9 \text{ kN.}$$

- Effort tranchant dans le tronçon de lierne 08 :

$$T8 = T7 + R = 19,9 + 3.075 = 22,975 \text{ kN.}$$

- Effort tranchant dans le tronçon de lierne 09 :

$$T9 = T8 + R = 22,975 + 3.075 = 26,14 \text{ kN.}$$

- Effort tranchant dans le tronçon de lierne 10 :

$$T10 = T9 + R = 26,14 + 3.075 = 29,22 \text{ kN.}$$

- Effort tranchant dans le tronçon de lierne 11 :

$$T11 = T10 + R = 29,22 + 3.075 = 32,3 \text{ kN.}$$

- Effort tranchant dans le tronçon de lierne 12 :

$$T12 = T11 + R = 32,3 + 3.075 = 35,3 \text{ kN.}$$

- Effort tranchant dans le tronçon de lierne 13 :

$$T13 = T12 + R = 35,3 + 3.075 = 38,4 \text{ kN.}$$

- Effort tranchant dans le tronçon de lierne 14 :

$$T14 = T13 + R = 38,4 + 3.075 = 41,5 \text{ kN.}$$

- Effort tranchant dans le tronçon de lierne 15 :

$$T15 = T14 + R = 41,5 + 3.075 = 44,6 \text{ kN.}$$

- Effort tranchant dans le tronçon de lierne 16 :

$$T16 = \frac{T15}{2 \sin \theta} = 41,99 \text{ kN.}$$

III.1.8.2 Dimensionnement des liernes-pannes :

On prend : $Nsd = T15 = 44,6 \text{ kN.}$

Car T15 c'est le tronçon le plus sollicité.

Pour les éléments sollicités en traction axiale, la valeur de calcul Nsd de l'effort de traction

Dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition suivante :

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{m0}}{f_y} \quad \text{avec } A = \frac{\pi \phi^2}{4}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \cdot N_{sd} \cdot \gamma_{m0}}{\pi \cdot f_y}} = \sqrt{\frac{4 \times 44,6 \times 103 \times 1,1}{\pi \times 235}} = 16,304 \text{ mm} \approx 17 \text{ mm}$$

D'où : on adopte pour une barre ronde de diamètre $\phi = 20 \text{ mm}$.

III.1.9 Etude de l'échantignolle

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).

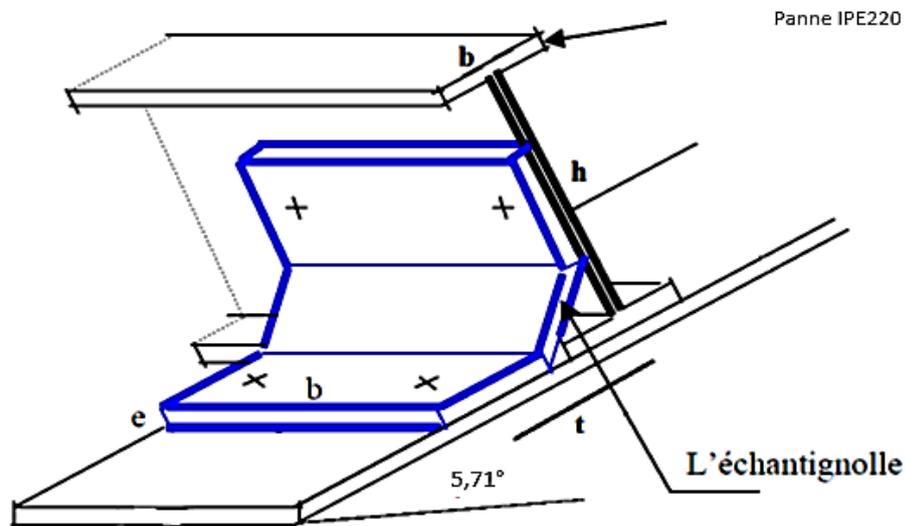


Tableau III.9 : détail d'échantignolle.

III.1.9.1 Calcul des charges revenant à l'échantignolle :

Effort de soulèvement :

$$Q_{sd4} = G_z + 1,5 W_{z2} = -7,897 \text{ kN/ml}$$

Effort suivant rampant :

$$Q_{sd3} = 1,35 G_y = 0,173 \text{ kN/m}$$

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

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

Pour IPE 220 :

$$b = 11 \text{ cm et } h = 22 \text{ cm}$$

$$11 \leq t \leq 33 \text{ cm.}$$

$$\text{Soit : } t = 11 \text{ cm} = 110 \text{ mm.}$$

- Échantignolle de rive :

$$R_z = \frac{Q_z \times l}{2} = \frac{7,897 \times 6}{2} = 23,691 \text{ kN}$$

$$R_y = \frac{Q_y \times l}{2} = \frac{0,173 \times 6}{2} = 0,519 \text{ kN}$$

- Échantignolle intermédiaire :

$$2R_z = 2 \times (23,691) = 47,382 \text{ kN.}$$

$$2R_y = 2 \times (0,519) = 1,038 \text{ kN.}$$

- Calcul du moment de renversement :

$$M_r = R_z \times t + R_y \times \frac{h}{2} = 23,691 \times 0,11 + 0,519 \times \frac{0,22}{2} = 2,66 \text{ kN.m}$$

III.1.9.2 Dimensionnement de l'échantignolle

Dans la construction métallique, généralement les échantignoles sont des éléments formés à froid. La classe de la section est au moins une classe 3. Selon l'Eurocode 03[5] la section transversale travaillant en flexion simple doit satisfaire la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{el, Rd}$$

M_R : le moment sollicitant M_{sd} .

$$M_{el, rd} = \frac{W_{el, rd} \times f_y}{\gamma_{m0}}, \text{ le moment de résistance élastique de la section.}$$

III.1.9.3 Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle

$$W_{el, Rd} > \frac{M_R \times \gamma_{m0}}{f_y} \geq \frac{2,66 \times 10^6 \times 1,1}{275} = 10640 \text{ mm}^3$$

$$W_{el} = \frac{b e^2}{6} \text{ pour une section rectangulaire.}$$

Avec b est la largeur d'échantignolle.

$$e \geq \sqrt{\frac{6 \times 10,640}{25}} = 1,597 \text{ cm}$$

On prend $e=16 \text{ mm}$.

III.2 Calcul de lisses de bardage :

Les lisses de bardage sont constituées de poutrelle ou de profil minces plié. Disposées horizontalement, elles portent sur les poteaux de portiques ou éventuellement sur des potelets intermédiaires. L'entre axe des lisses est déterminé par portée admissible des bacs de bardage.

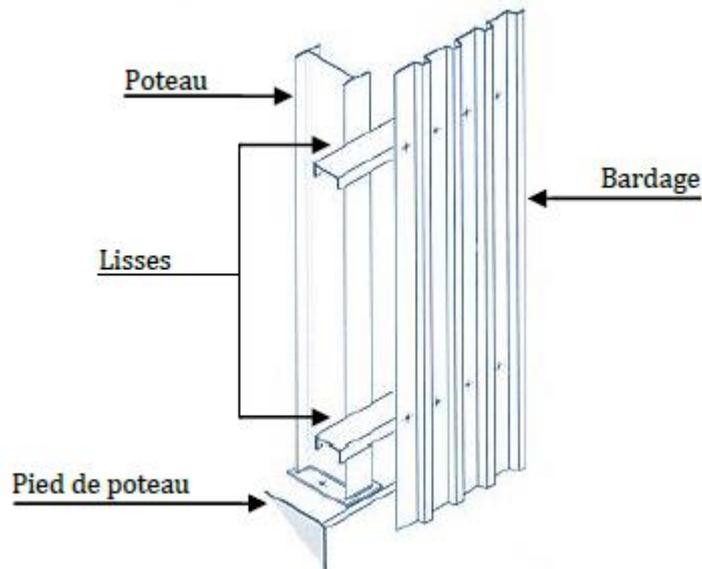


Figure III.5: les lisses de bardage.

III.2.1 Evaluation des charges :

Vérification de la lisse de long pan :

- Charge permanentes (G) :

Poids propre de la lisse (UPN 120)	0,134kN/m ² .
Poids de bardage (panneaux sandwichs) TL95	0,171 kN/m ² .
Accessoire de pose :	0,05kN/m ² .
Isolant	0,05kN/m ² .

$$G = (P_{\text{Bardage}} + P_{\text{accessoire de pose}} + P_{\text{isolant}}) \times e + P_{\text{p lisse}}$$

$$G = (0,171 + 0,05 \times 2) \times 3 + 0,134 = 0,797 \text{ kN/ml}$$

Avec e = espacement entre les lisses ($e = 3\text{m}$).

- Surcharge climatique (V) :

La pression engendrée par le vent.

L'action du vent maximal est : $V = -2252,082\text{N/m}^2$

$$V \times e = 2,25 \times 3 = 6,756 \text{ KN/ml}$$

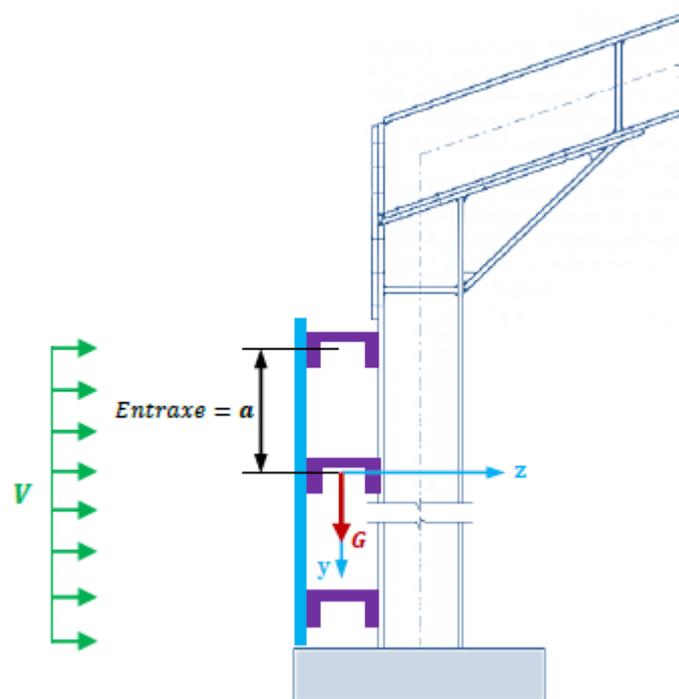


Figure III.6: les actions sur les lisses.

III.2.2 Combinaison des charges les plus défavorable :

$$Q_{sdy} = 1.35G = 1.35 (0.797) = 1,0759 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{sdz} = 1,5V = 1,5 (6,756) = 10,134 \text{ kN/ml}$$

- Poutre sur deux appuis :

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{sdz} \times L^2}{8} = \frac{10,134 \times 6^2}{8} = 45,603 \text{ kN/ml}$$

- Poutre sur 3 appuis :

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{sdy} \times \frac{l^2}{2}}{8} = \frac{1,076 \times \frac{6^2}{2}}{8} = 1,21 \text{ kN/ml}$$

III.2.3 Vérification de la sécurité :

III.2.3.1 Vérification à la flexion :

Pour vérifier un élément qui est à la flexion déviée il faut que déterminé la classe de profilé

Alors la vérification a la résistance est donne par la formule suivante :

Le profilé UPN120 est de classe 1.

$$\left(\frac{M_{y.Sd}}{M_{pl.y.Rd}} \right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{z.Sd}}{M_{pl.z.Rd}} \right)^{\beta} \leq 1.0$$

Soit profile : UPN120-S275 : $W_{ply} = 72,6 \text{ cm}^3$; $W_{plz} = 21,2 \text{ cm}^3$

Alors :

$$M_{ply.rd} = \frac{72,6 \times 10^3 \times 275}{1.1} = 18,150 \text{ kN.m}$$

$$M_{plz.rd} = = \frac{21,2 \times 10^3 \times 275}{1.1} = 5,300 \text{ kN.m}$$

$$\left(\frac{45,603}{18,150}\right)^2 + \left(\frac{1,634}{5,300}\right) = 6,621 \not\leq 1 \dots\dots\text{condition non vérifiée}$$

- On augmente la section de profile :

$$M_{y.sd} < M_{ply.rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{1.1} \rightarrow w_{ply} > \frac{M_{y.sd} \times 1.1}{f_y} \rightarrow W_{ply} > \frac{45,603 \times 10^6 \times 1.1}{275}$$

$$W_{ply} > 182,412 \text{ cm}^3$$

Soit profilé : **UPN200-S275** : $W_{ply} = 228 \text{ cm}^3$; $W_{plz} = 51,8 \text{ cm}^3$

Alors :

$$M_{ply.rd} = \frac{228 \times 10^3 \times 275}{1.1} = 57,00 \text{ kn.m}$$

$$M_{plz.rd} = = \frac{51,8 \times 10^3 \times 275}{1.1} = 12,95 \text{ kn.m}$$

$$\left(\frac{45,603}{57,00}\right)^2 + \left(\frac{1,634}{12,95}\right) = 0,926 < 1 \dots\dots\text{condition vérifiée}$$

III.2.3.2 Vérification au cisaillement :

$$V_{z.sd} \leq V_{ply.rd}$$

$$V_{y.sd} \leq V_{plz.rd}$$

UPN200 : $A_{vz} = 15,41 \text{ cm}^2$. $A_{vy} = 7,98 \text{ cm}^2$

$$V_{sd.z} = \frac{10,134 \times 6}{2} = 30,402 \text{ kN}$$

$$V_{sd.y} = \frac{0,625 \times (1,35 \times G) \times \frac{l}{2}}{2} = \frac{0,625 \times (1,35 \times 0,797) \times 3}{2} = 1.008 \text{ kN}$$

$$V_{ply.rd} = \frac{A_{vy} (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{mo}} = \frac{7,98 \times 10^2 (275 / \sqrt{3})}{1.1} = 115,181 \text{ KN}$$

$$V_{plz.rd} = \frac{A_{vz} (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{mo}} = \frac{15,41 \times 10^2 (275 / \sqrt{3})}{1.1} = 218,527 \text{ KN}$$

Donc :

1,008 kN < 115,181 kNcondition vérifiée

30,402 kN < 218,527 kN condition vérifiée

III.2.3.3 Vérification au risque d'versement :

Il n'y a pas risque de déversement de la lisse car la semelle comprimée est soutenue latéralement sur toute sa longueur

III.2.3.4 Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charges et surcharges de services (non pondérées).

$$Q_{sdy} = 0,797 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{sdz} = 6,756 \text{ kN/ml}$$

- Condition à vérifier :

$$f \leq f_{adm}$$

- La flèche suivant (z-z) : Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargés :

$$F_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{6000}{200} = 30 \text{ mm.}$$

$$f_z = \frac{5 \times Q_{sdz} \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_z = \frac{5 \times 6,756 \times (6000)^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 1910 \times 10^4} = 28,42 \text{ mm}$$

- La flèche suivant (y-y) : Pour une poutre sur trois appuis uniformément chargés :

$$F_{adm} = \frac{l/2}{200} = \frac{3000}{200} = 15 \text{ mm.}$$

$$f_y = \frac{2,05 \times Q_{sdy} \times (\frac{l}{2})^4}{384 \times E \times I_z}$$

$$f_y = \frac{2,05 \times 0,797 \times (3000)^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 148 \times 10^4} = 1,108 \text{ mm}$$

- Vérification de la flèche admissible :

$F_z < f_{adm}$ condition vérifiée.

$F_y < f_{adm}$ condition vérifiée.

III.2.4 Calcul des liernes-lisses :**III.2.4.1 Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes :**

$G = (P \text{ Bardage} + P \text{ accessoire de pose} + P \text{ isolant}) \times e + P_p \text{ lisse}$

$$G = (0.171 + 0.05 \times 2) \times 3 + 0.134 = 0.797 \text{ kN/ml}$$

Avec :

L : longueur des pannes est 6m.

α : angle entre lierne et panne.

$$\alpha = \text{arc tg} \left(\frac{3}{3} \right) = 45^\circ$$

La réaction R au niveau du lierne :

$$R = 1.25 \times Q_{sd} \times l/2$$

$$R = 1.25 \times (1,35 \times 0,797) \times 6/2$$

$$R = 4,035 \text{ kN}$$

- Effort tranchant dans le tronçon de lierne 01 :

$$T1 = R/2 = 4,035/2 = 2,017 \text{ kN.}$$

- Effort tranchant dans le tronçon de lierne 02 :

$$T2 = T1 + R = 2,017 + 4,035 = 6,052 \text{ kN.}$$

- Effort tranchant dans le tronçon de lierne 03 :

$$T3 = T2 + R = 6,052 + 4,035 = 10,086 \text{ kN.}$$

- Effort tranchant dans le tronçon de lierne 04 :

$$T4 = T3 + R = 10,086 + 4,035 = 14,12 \text{ kN.}$$

- Effort tranchant dans le tronçon de lierne 05 :

$$T5 = \frac{T4}{2 \sin \alpha} = 9,984 \text{ kN.}$$

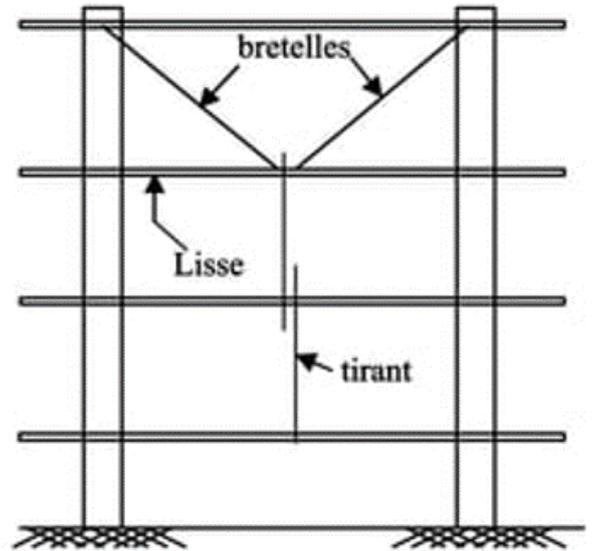


Figure III.7: les liernes des lisses.

Le tableau suivant résume tout le calcul des liernes :

Tableau III.10 : récapitulatif de calcul des efforts revenue au lierne des lisses

Tronçon	T1	T2	T3	T4	T5
Effort tranchant	2,017	6,052	10,086	14,12	9,984

III.2.4.2 Dimensionnement des liernes :

On prend : $Nsd = T4 = 14,12 \text{ kN.}$

Car T4 c'est le tronçon le plus sollicité.

Pour les éléments sollicités en traction axiale, la valeur de calcul Nsd de l'effort de traction

Dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition suivante :

$$Nsd \leq Npl.rd = \frac{A \cdot fy}{\gamma mo}$$

$$A \geq \frac{Nsd \cdot \gamma mo}{fy} \text{ avec } A = \frac{\pi \phi^2}{4}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \cdot Nsd \cdot \gamma mo}{\pi \cdot fy}} = \sqrt{\frac{4 \times 14,12 \times 103 \times 1,1}{\pi \times 235}} = 9,173 \text{ mm} \approx 10 \text{ mm}$$

D'où : on adopte pour une barre ronde de diamètre $\phi = 10 \text{ mm.}$

III.3 Calcul des potelets :

Les potelets sont des éléments en profilé laminer, qui ont pour rôle de transmettre les différents Efforts horizontaux de la poutre au vent et les efforts verticaux vers le sol. Sous l'action du Vent. Le potelet travaille à la flexion composée. En effet, la flexion est provoquée

par les efforts dus au vent transmis par les bardages et lisses. Cette flexion peut aussi bien se produire soit vers l'intérieur de la construction sous l'effet des surpressions, soit vers l'extérieur de la construction sous l'effet des dépressions. Quant à la compression, celle-ci est due à son poids propre, au poids du bardage et à celui des lisses qui lui sont attachées. Par conséquent le potelet risque de : Subir une flèche importante sous les pressions q_w due au vent. Flamber lorsqu'il est très élancé. Déverser sous les dépressions du au vent. Dans notre cas on a une largeur de 66m donc on prend un espacement de 6m avec un nombre de potelets égale à 4.

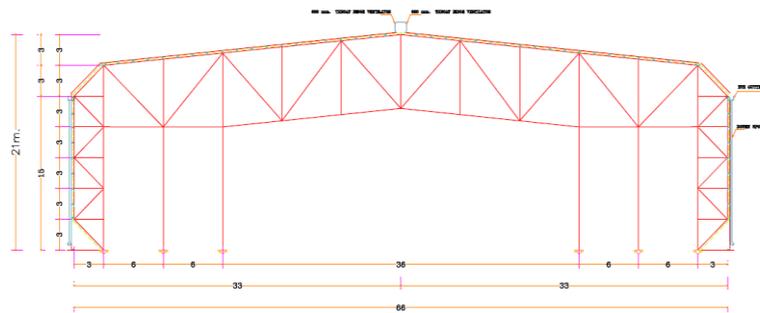


Figure III.8: Vue de pignon 02.

III.3.1 Calcul des charges et surcharges revenantes au potelet :

- **Charge permanents G :** (vertical concentrée) :

- Poids de bardage : 0.171 kN/m²
- Poids de lisse (UAP175) :0.212 kN/ml
- Poids de profilée : (à déterminer)
- Nombre de lisse supportées par le potelet : 8
- Lisses Longueur de la lisse :6m
- L'entre axe des potelets : 6 m
- Poids des accessoires de pose + Isolant : (0.05 * 2) kN/m²
- H la hauteur totale : 12m

e : espacement.

$$G = (0.247*6*8) + (0.171 + 0.05*2) * (6*12) = 31.368 \text{ kN.}$$

- **Surcharge climatique V :**

$$- W = -1335,537\text{N/m}^2 ; e= 6\text{m.}$$

$$V = W * e$$

$$V = 1335.537 \times 6 = 8.01 \text{ kN/ml}$$

III.3.2 Le pré dimensionnement de Potelet :

Pour les éléments comprimés et fléchis, très élancés, on les dimensionne souvent sous la condition de la flèche.

$$I_y \geq \frac{1000}{384} + \frac{V \times L^3}{E}$$

$$\rightarrow I_y \geq \frac{1000}{384} + \frac{8.01 \times (12000)^3}{2.1 \times 10^5}$$

$$\rightarrow I_y \geq 6591.09\text{cm}^4$$

On prend **HEM220-S275** avec : $I_y = 14600 \text{ cm}^4$

Tableau III.11: caractéristique de profilé HEM220

Profilé	G(kg/m)	H (mm)	B(mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r(mm)	A(cm ²)
HEM220	117	240	226	15.5	26	18	149.4

III.3.3 Vérification de la stabilité :

III.3.3.1 Vérification au flambement : HEM220-S275

On a : $W_{pl,y} = 1419 \text{ cm}^3$; $W_{pl,z} = 678.6 \text{ cm}^3$

$$- \lambda_1 = 93.9\varepsilon ; \text{ Et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92 ; \text{ Alors : } \lambda_1 = 86.80$$

$$\lambda_{\max} = \text{Max} (\lambda_y, \lambda_z)$$

$$\lambda_y = \frac{l_{f,y}}{i_y} = \frac{1200}{9.89} = 121.33$$

$$\lambda_z = \frac{l_{f,z}}{i_z} = \frac{150}{5.79} = 25.90$$

$$\lambda_{\max} = \text{Max} (121.33, 25.90) = 121.33$$

$$\bar{\lambda}_{\max} = \frac{\lambda_{\max}}{\lambda_1} = \frac{121.33}{86.80} = 1.40 > 0.2 \text{ il y a risque de flambement.}$$

- Calcul de l'élancement réduit vis-vis du déversement :

$$\text{Alors : } \lambda_{LT} = \frac{12000/98.9}{\sqrt{1.132} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{12000}{\frac{98.9}{\frac{240}{26}}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 64.72.$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w} = \frac{64.72}{86.80} \sqrt{1} = 0.746 > 0.4 \text{ Il y a risque de déversement.}$$

- Vérification s'il y a présence d'effort normal :

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \times N_{pl}} = \frac{31.368 \times 1.35 \times 10^3}{0.72 \times \frac{14940 \times 275}{1.1}} = \mathbf{0.0157} \ll 1$$

L'effort normal est négligeable.

Nature de la sollicitation :

$$\bar{\lambda}_{\max} = 1.40 > 0.2 \rightarrow \text{Il y a risque de flambement}$$

$$\lambda_{LT} = 0.746 > 0.4 \rightarrow \text{Il y a risque de déversement}$$

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \times N_{pl}} < 1 \rightarrow \text{pas d'effort normal}$$

Le poteau travaille à la flexion simple avec déversement

L'effort :

$$M_{y,sd} = \frac{1.5V \times l^2}{8} = \frac{1.5 \times 8.01 \times 12^2}{8} = 216.27 \text{ kn.m}$$

III.3.3.2 Flexion simple :

$$M_{ply.rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{1.1} = \frac{1419 \times 10^3 \times 275}{1.1} = 354.75 \text{ kn.m}$$

$M_{y.sd} = 216.27 \text{ kn.m} < M_{ply.rd} = 354.75 \text{ kn.m}$ Condition vérifier

III.3.3.3 Déversement :

$$\text{Alors : } \lambda_{LT} = \frac{12000/98.9}{\sqrt{1.132} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{12000}{\frac{98.9}{\frac{240}{26}}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 64.72.$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w} = \frac{64.72}{86.80} \sqrt{1} = 0.746 > 0.4 \text{ Il y a risque de déversement.}$$

Profilé laminé : $\alpha_{LT} = 0.21$

$$\Phi_{lt} = 0.5 \left[1 + 0.21(0.746 - 0.2) + 0.746^2 \right] = 0.846.$$

$$X_{LT} = \frac{1}{0.846 + \sqrt{0.846^2 - 0.746^2}} = 0.80.$$

$$M_{b.rd} = 0.8 \times 1 \times \frac{1419 \times 10^3 \times 275}{1.1} = 284.94 \text{ kn.m.}$$

$M_{b.rd} = 284.94 \text{ kn.m} > M_{y.sd} = 216.27 \text{ Kn.m}$.

Tableau III.12: résumé vérification de déversement de profilé HEM220

profile	λ_{LT}	$\bar{\lambda}_{LT}$	Φ_{lt}	X_{LT}	$M_{b.rd}$	$M_{y.sd}$	vérification
HEM220	64.72	0.746	0.846	0.8	284.94	216.27	OUI

La section HEM220-s275 est adéquate.

III.4 Pré dimensionnement des contreventements :**III.4.1 Introduction :**

Un contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (par exemple : vent, séisme, choc, freinage, etc.). Il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres, poteaux) relativement aux phénomènes d'instabilité (flambage ou déversement).

III.4.2 Calcul de la poutre au vent en pignon :

Efforts du vent sur les pignons : La transmission des efforts sur le pignon est analogue à celle sur le long pan et passe successivement du bardage aux lisses, puis aux potelets, puis à la traverse du portique de rive. Ce dernier n'étant pas rigide transversalement, il est nécessaire de le stabiliser en construisant un dispositif, tant dans le plan de la toiture (poutre au vent) que dans le plan vertical (palée de stabilité).

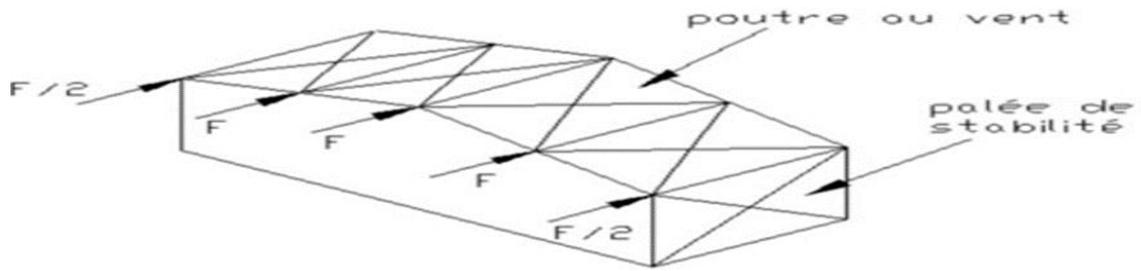


Figure III.9: les efforts sur le pignon.

III.4.2.1 Evaluation des efforts :

La force d'entraînement F_r est la force de frottement pour la toiture

$$F_r = q_p \times C_{fr} \times A_f \quad \text{Avec :}$$

$$C_{fr} = 0.04 \text{ (ondulation perpendiculaire au vent)}$$

$$q_p = 1309,35 \text{ N/m}^2$$

$$A_f = 48 \times (30,16+5) \times 2 = 3378,24 \text{ m}^2$$

$$D'où F_r = 176,932 \text{ kN.}$$

Calcul des efforts :

$$F = W_j(\text{zone D}) \times S_i + \frac{F_r}{n}$$

Avec :

n : nombre de nœuds.

$$S_i = \frac{h_i \times l_i}{2}$$

$$F_1 = W_j(\text{zone D}) \times S_1 + \frac{F_r}{n} = \left(1.636 \times \frac{2,62 \times 14,6}{2}\right) + \frac{176,932}{20} = 40,136 \text{ kN}$$

$$F_2 = W_j(\text{zone D}) \times S_2 + \frac{F_r}{n} = \left(1.636 \times \frac{6,38 \times 18,59}{2}\right) + \frac{176,932}{10} = 114,711 \text{ kN}$$

$$F_3 = W_j(\text{zone D}) \times S_3 + \frac{F_r}{n} = \left(1.636 \times \frac{7,52 \times 19,34}{2}\right) + \frac{176,932}{10} = 136,661 \text{ kN}$$

$$F_4 = W_j(\text{zone D}) \times S_4 + \frac{F_r}{n} = \left(1.636 \times \frac{7,52 \times 20,09}{2}\right) + \frac{176,932}{10} = 141,274 \text{ kN}$$

$$F_5 = W_j(\text{zone D}) \times S_5 + \frac{F_r}{n} = \left(1.636 \times \frac{7,52 \times 20,84}{2}\right) + \frac{176,932}{10} = 145,887 \text{ kN}$$

$$F_6 = W_j(\text{zone D}) \times S_6 + \frac{F_r}{n} = \left(1.636 \times \frac{7,52 \times 21,59}{2}\right) + \frac{176,932}{10} = 150,501 \text{ kN}$$

Tableau III.13 : valeur des efforts sur le pignon

	F1	F2	F3	F4	F5	F6
n	20	10	10	10	10	10
W(kN)	1,636	1,636	1,636	1,636	1,636	1,636
li(m)	2,62	6,38	7,52	7,52	7,52	7,52
h(m)	14,6	18,59	19,34	20,09	20,84	21,59
fr(kN)	176,932	176,932	176,932	176,932	176,932	176,932
F(kN)	40,136	114,711	136,661	141,274	145,887	150,501

III.4.2.2 Calcul des réactions :

$$F_d \times \cos\theta + F_1 = R$$

$$R = \frac{2F_1 + 2F_2 + 2F_3 + 2F_4 + 2F_5 + F_6}{2} = 653,919 \text{ kN}$$

$$\tan\theta = \frac{7,52}{6} \rightarrow \theta = \arctg \frac{7,52}{6} = 51,42^\circ$$

$$F_d = \frac{R - F_1}{\cos\theta} = \frac{653,916 - 40,136}{\cos 51,42^\circ} = 984,247 \text{ kN}$$

$$N_{Sd} = 1.5 \times F_d = 1.5 \times 984,247 = 1476,370 \text{ kN}$$

III.4.2.3 Section de la diagonale :

$$N_{Sd} \leq N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{N_{Sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{1476,370 \times 1.1}{275} = 5905,484 \text{ mm}^2 = 59,05 \text{ cm}^2.$$

Pour des raisons pratiques on opte pour une section de 2L150×150×14 , A = 80,62 cm².

III.4.3 Calcul de palée de stabilité en long pan :

La palée de stabilité est un contreventement de façade destiné à reprendre les efforts provenant de la poutre au vent et les descendre aux fondations.

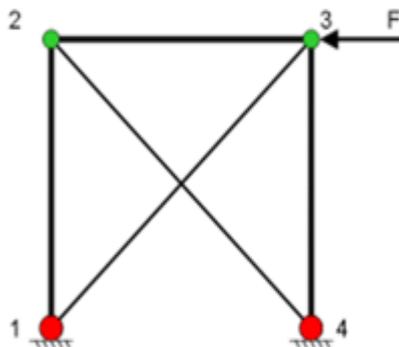


Figure III.10: schéma statique de la palée de stabilité.

III.4.3.1 Effort de traction dans la diagonale tendue :

$$N \times \cos\beta = R - F_1$$

$$F_1 = W_j(\text{zone D}) \times S_1 + \frac{F_r}{n} = (1.636 \times \frac{2,62 \times 14,6}{2}) + \frac{176,932}{20} = 40,136 \text{ kN}$$

$$\text{Tag } \beta = \frac{14,6/2}{6}$$

$$\beta = \text{arctg} \frac{14,6/2}{6} = 50,58^\circ$$

$$Fd = \frac{R-F_1}{\cos\beta} = \frac{653,916-40,136}{\cos 50,58^\circ} = 966,582 \text{ kN}$$

$$N_{Sd} = 1.5 \times N = 1.5 \times 966,582 = 1449,874 \text{ kN}$$

III.4.3.2 Section de la diagonale :

$$N_{Sd} \leq N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{N_{Sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{1449874 \times 1.1}{275} = 5799,49 \text{ mm}^2 = 57,99 \text{ cm}^2$$

On opte pour double cornière de $2L120 \times 120 \times 15$, avec $A = 67,86 \text{ cm}^2$.

III.5 Pré dimensionnement de la poutre sablier :

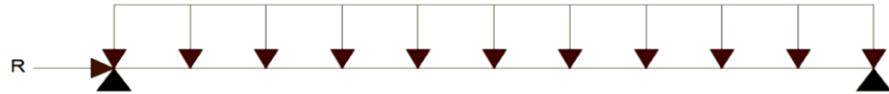


Figure III.11: schéma statique de la poutre sablière.

$$F1 = 40,136 \text{ kN.}$$

$$Ra = Rb = 653,916 \text{ kN.}$$

$$N^{\max} = Ra - F1 = 653,916 - 40,136 = 613,78 \text{ kN.}$$

$$N_{Sd} \leq N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{N_{Sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{613780 \times 1.1}{275} = 2455,12 \text{ mm}^2 = 24,55 \text{ cm}^2.$$

Pour des raisons pratiques on opte pour une section de $180 \times 180 \times 15$, $A = 52,10 \text{ cm}^2$.

III.6 Pré dimensionnement de portique :

Le portique peut être considéré comme un ensemble de nœuds articulés et des barres soumises à des efforts axiaux. On a trouvé que le **model 2D** est la meilleure méthode pour pré dimensionner le portique.

III.6.1 Portique P-1 : (entre-axe =3m)

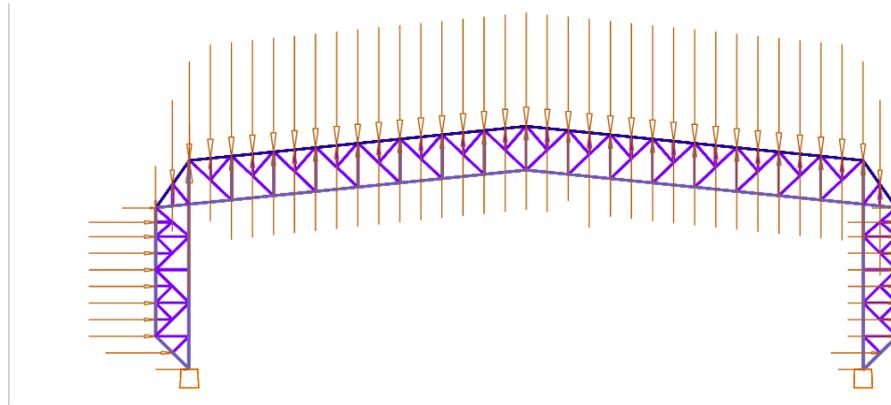


Figure III.12: vue de portique P-1 chargé dans les nœuds.

Remarque :

- Les combinaisons les plus défavorables pour tous les barres sont :
 - 1.35G + 1.5N
 - G + 1.5V

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

III.6.1.1 Dimensionnement des barres :

- Membrure supérieure :

$N = -831,65$ kN (compression)

$N = +689,3$ kN (tension)

Longueur de la barre est : $l_0 = 30,16$ m

$l_x = 1,88$ m ; $l_y = 1,88$ m

Choix de profilé : $I \geq \frac{N s d * l^2}{\pi^2 * E} = \frac{831,65 * 188^2}{\pi^2 * 2,1 * 10^4} = 141,18 \text{ cm}^4$

Soit double cornière à aile égale **2L100*12**.

Une cornière :

$I_\alpha = I_\beta = 206,69 \text{ cm}^4$; $i_\alpha = i_\beta = 3,02$ cm ; $d = 2,9$ cm

Deux cornières : $I_y = 2 \times I_\alpha = 2 \times 206,69 = 413,38 \text{ cm}^4$

$I_z = 2 (I_\beta + A c + \Delta^2) = 2 (206,69 + 23,18 + 3,4^2) = 482,86 \text{ cm}^4$.

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{188}{3,02} = 62,25.$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{188}{3,02} = 62,25.$$

$$\tilde{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{62,25}{86,8} = 0,72$$

$$\tilde{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{62,25}{86,8} = 0,72.$$

Courbe de flambement C : pour les cornières $\alpha=0.49$.

$$\Phi = 0.5 (1 + \alpha(\lambda - 0.2) + \lambda^2) = 0.5 (1 + 0.49(0.72 - 0.2) + 0.72^2)$$

$$\Phi = 0.89$$

$$X_{min} = \frac{1}{\Phi + (\Phi^2 - \lambda^2)^{0.5}} = \frac{1}{0.89 + (0.89^2 - 0.72^2)^{0.5}}$$

$$X_{min} = 0.73$$

$$N_{b.rd} = X_{min} \times \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m1}} = 0.73 \times \frac{23.18 \cdot 2 \cdot 275}{1.1}$$

$$N_{b.rd} = 846.07 \text{ KN}$$

$$N_{b.rd} = 846.07 \text{ KN} > N = 831,65 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{ok}$$

• Vérification a la traction : 2L100*12

$$N = +689,3 \text{ kN (Tension)}$$

$$N_{sd} \leq N_{t.rd} = N_{pl.rd}$$

$N_{t.rd}$: est la résistance de calcul de la section a la traction prise comme la plus petite des valeurs suivantes :

$$N_{pl.rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} : \text{résistance plastique de la section brute.}$$

$$N_{u.rd} = \frac{0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m0}} : \text{résistance ultime de la section nette au droit des trous de fixation.}$$

$A_c = 23.18 \text{ cm}^2$ section d'une cornière.

- Résistance plastique de la section brute :

$$N_{pl.rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{23.18 \cdot 2 \cdot 27.5}{1.1} = 1159 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 689.3 \text{ kN} \leq N_{t.rd} = N_{pl.rd} = 1159 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{ok}$$

• Le tableau suivant résume tout le calcul des éléments de portique P1 :

Tableau III.14 : les dimension des élément de portique P-1

Éléments	Combinaisons (kN)		Longueur (m)	Profilé
	1.35G+1.5N	G+1.5V		
Membrure sup	-831,65	-629,36	1.88	2CAE 100*12
	689,3	407,06		
Membrure inf	-568,02	-329,81	3.77	2CAE 120*12
	528,59	448,59		
Diagonale-ferme	-378,61	-225,94	2.6	2CAE 90*9
	19,74	209,28		
Montant-ferme	-101,62	-444,54	4	2CAE 120*12
	858,47	659,72		
Poteau	-435,68	-455,63	3	2CAE 120*12
	870,68	673,02		
Diagonal-poteau	-154,58	-136,04	2.12	2CAE 90*9
	161,78	144,19		
Montant-poteau	-21,05	-35,64	3	2CAE 90*9
	16,88	33,86		

III.6.2 Portique P-2 : (entre-axe =6m)

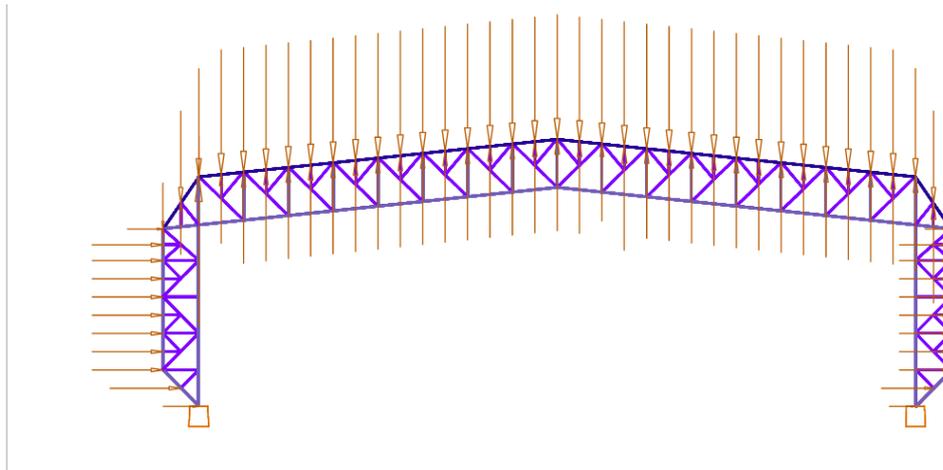


Figure III.13 : vue de portique P-2 chargé dans les nœuds.

- Le tableau suivant résume tout le calcul des éléments de **portique P2** :

Tableau III.15 : dimension des éléments de portique P-2

Éléments	Combinaisons (kN)		Longueur (m)	Profilé
	1.35G+1.5N	G+1.5V		
Membrure sup	-1216,38	-1033,06	1.88	2CAE 120*15
	1518,06	794,02		
Membrure inf	-1298,7	-694,09	3.77	2CAE 150*15
	842,83	430,27		
Diagonale-ferme	-741,93	-431,11	2.6	2CAE 120*12
	58,01	175,65		
Montant-ferme	-229,47	-330,31	4	2CAE 120*15
	1530,67	348,58		
Poteau	-730,45	-625,04	3	2CAE 120*1
	1588,42	838,85		
Diagonal-poteau	-256,73	-223,28	2.12	2CAE 90*9
	270,85	233,83		
Montant-poteau	-37,57	-50,07	3	2CAE 90*9
	28,06	45,31		

III.6.3 Portique P-9 : (entre-axe =3m)

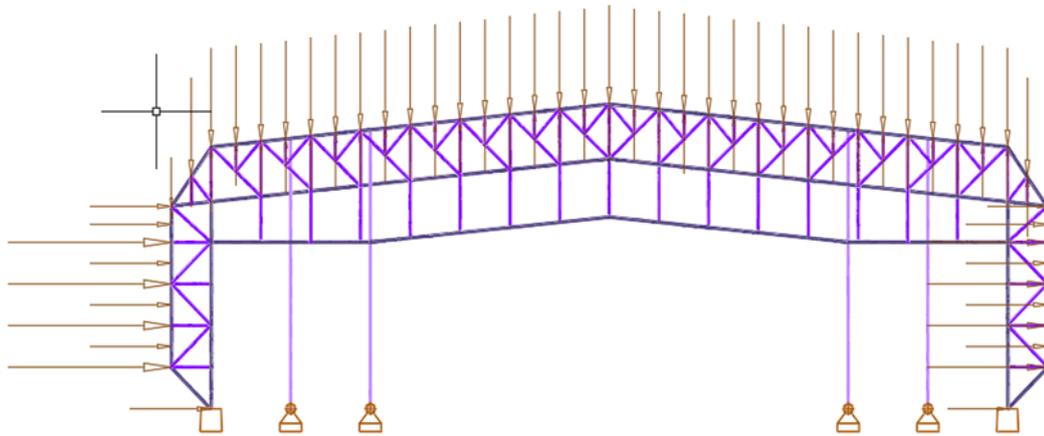


Figure III.14 : vue de portique P-9 chargé dans les nœuds.

- Le tableau suivant résume tout le calcul des éléments de **portique P2** :

Tableau III.16 : dimension des éléments de portique P-9

Éléments	Combinaisons (kN)		Longueur (m)	Profilé
	1.35G+1.5N	G+1.5V		
Membrure sup	-288,63	-112,89	1.88	2CAE 120*12
	677,65	187,26		
Membrure inf	-570,36	-381,02	3.77	2CAE 120*12
	212,76	512,58		
Diagonale-ferme	-372,61	-295,99	2.6	2CAE 90*9
	71,6	144,44		
Montant-ferme	-58,07	-567,71	4	2CAE 90*9
	316,38	734,89		
Poteau	-120,85	-695,71	3	2CAE 120*12
	294,77	766,09		
Diagonal-poteau	-83,66	-304,07	2.12	2CAE 90*9
	44,72	317,07		
Montant-poteau	-1,87	-64,77	3	2CAE 90*9
	1,57	54,22		

III.7 Conclusion :

L'étude que nous avons effectuée nous a permis de déterminer le type des profiles est des éléments secondaires qui sont capables de résister à leurs poids propres et a tous les efforts extrêmes de vent.

Les profiles retenus après vérification pour différents éléments sont :

Les pannes :

- pour toiture angle $5,71^\circ \Rightarrow$ IPE220 – S275.
- pour toiture angle $55,2^\circ \Rightarrow$ IPE220 – S275.

Les liernes-pannes : une barre rond de diamètre $\varnothing = 20mm$.

L'échantignole : épaisseur de 16mm.

Les lisses au long pan et sur pignon 02 : UPN 200 – S275.

Les liernes-lisses : une barre rond de diamètre $\varnothing = 10mm$.

Les potelets : HEM220 – S275.

La poutre sablière : L180× 180 × 15 – S275.

Les contreventements :

- La poutre au vent : 2L 150× 150 × 14 – S275.
- La poutre au vent : 2L 120× 120 × 15 – S275.

Les éléments de la poutre à treillis :

- Membrure supérieur : 2L 120× 120 × 15 – S275.
- Membrure inférieur : 2L 150× 150 × 15 – S275.
- Diagonale : 2L 120× 120 × 15 – S275.
- Montant : 2L 120× 120 × 12 – S275.

Les éléments du poteau à treillis :

- Poteau : 2L 150× 150 × 15 – S275.
- Diagonale : 2L 100× 100 × 10 – S275.
- Montant : 2L 100× 100 × 12 – S275.

CHAPITRE IV : : Etude dynamique et sismique.

IV.1 L'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces **Vibrations Libres Non Amorties (VLNA)**.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.1.1 Modélisation mathématique par la méthode des éléments finis :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre infini de degré de liberté (DDL) par un modèle ayant un nombre fini de DDL, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

IV.1.2 Détermination des fréquences et modes propres.

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment sans qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

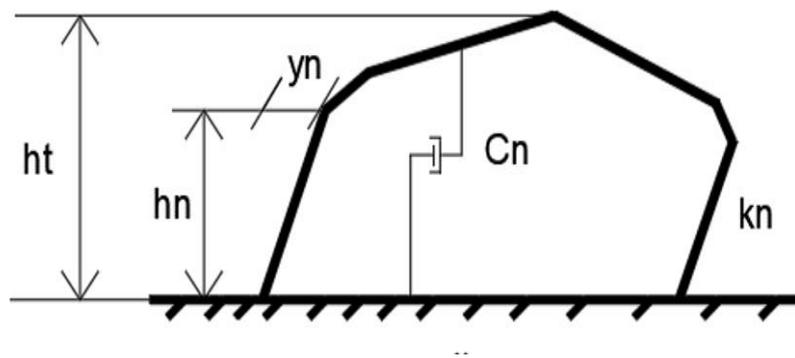


Figure IV.1: système à n degrés de libertés.

L'équation du mouvement d'un système se déplaçant librement sans amortissement s'écrit :

$$[M]\{\ddot{Y}\} + [C]\{\dot{Y}\} + [K]\{Y\} = 0$$

où $[M]$, $[C]$ et $[K]$ sont des matrices ($n \times n$), définies positives, désignant respectivement les matrices de masses, d'amortissements et de raideurs. $\{Y\}$ est le vecteur des déplacements généralisés relatifs.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté en vibrations libres amorties (VLA), nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

IV.1.3 Modélisation de la structure étudiée.

Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière.

Par ailleurs, vu la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse du bâtiment, l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour un logiciel de calcul automatique par élément finis et de nommé robot.

IV.1.4 Présentation de logiciel :

On a fait appel pour la modélisation de notre hangar à un logiciel appelé robot-millénium. Ce dernier est un logiciel qui permet de modéliser et d'analyser les bâtiments. Les caractéristiques principales du logiciel sont :

-Autodesk Robot Structural Analyses Professional est un logiciel d'analyse et de simulation structurelle conçu pour les ingénieurs du bâtiment. Il offre des fonctionnalités avancées de modélisation, d'analyse et de dimensionnement de structures complexes.

Principales fonctionnalités :

- Modélisation 3D de structures avec maillage automatique par éléments finis.
- Analyse dynamique des structures sous charges statiques, sismiques ou de vent.
- Dimensionnement des éléments structurels en béton armé, acier, bois, etc.
- Interopérabilité avec le logiciel BIM Autodesk Revit pour un flux de travail intégré.
- Prise en compte des normes de conception propres à chaque pays.
- Résultats d'analyse et de dimensionnement détaillés et rapides.

IV.2 Etude sismique :

Afin d'éviter tout risque de ruine qui pourra surgir lors d'un éventuel séisme nous Avons jugés qu'une étude sismique est primordiale. De ce fait nous allons consacrer ce chapitre au calcul de l'effort sismique maximal qui Menacera notre structure lors d'un séisme.

En premier lieu on doit classer notre ouvrage conformément aux exigences du maitre d'ouvrage définit sur le cahier des prescriptions techniques et selon le minimum du RPA définit comme suit :

IV.2.1 Classification de l'ouvrage selon les RPA99/ver.2003[3] :

IV.2.1.1 Classification de la zone sismique :

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de séismicité croissante, définies sur la carte des zones de séismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

- Zone 0 : sismicité négligeable
- Zone I : sismicité faible
- Zone II : sismicité moyenne
- Zone III : sismicité élevée

➤ Notre ouvrage et implantée dans **la wilaya d'Oran donc en zone IIa.**

IV.2.1.2 Classification de l'ouvrage selon son importance :

- Notre ouvrage est considéré comme ouvrage courant ou d'importance vitale **Groupe 1A.**

IV.2.1.3 Classification de site :

- Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol **meuble de catégorie S₃.**

IV.2.1.4 Classification des systèmes de contreventement :

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R .

- Notre projet est :
 - Sens-x : ossature contreventée par des poteaux système treillis
 - Sens-y : ossature contreventée par palées triangulées en X.

IV.2.1.5 Classification de l'ouvrage selon sa configuration :

La structure de l'ouvrage est classée selon sa configuration en plan et en élévation. Le hangar présente une configuration symétrique vis à vis des deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celles des masses.

Ainsi on peut dire que la structure est classée régulier en plan et en élévation et par conséquent c'est un bâtiment classé régulier.

Deuxième lieu, nous allons calculer les efforts Tranchants dus au séisme. Les efforts tranchants trouvés seront combinés avec les surcharges d'exploitation et les Charges permanentes. Nous utiliserons les résultats pour le dimensionnement de l'ossature Principale de notre structure.

IV.2.2 Vues de la structure étudiée :

- Vue pignon1-2 :

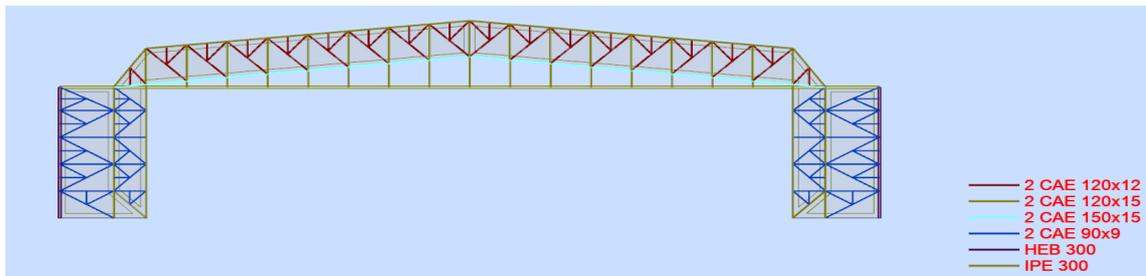


Figure IV.2: Vue pignon 1-2.

- Vue pignon3-9 :

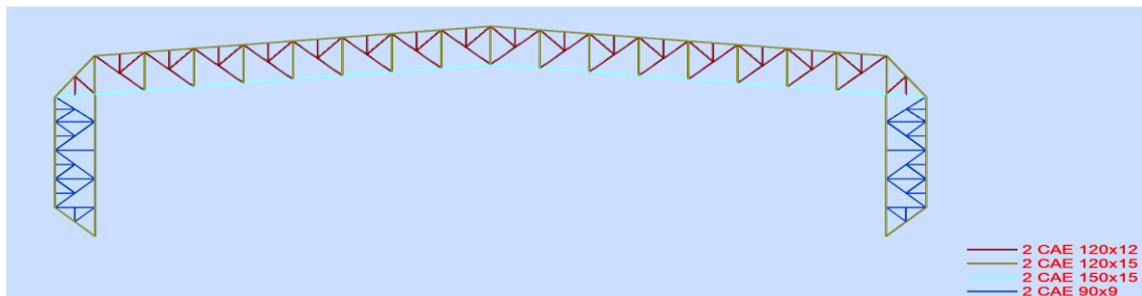


Figure IV.3: Vue pignon 3-9.

- Vue pignon10 :

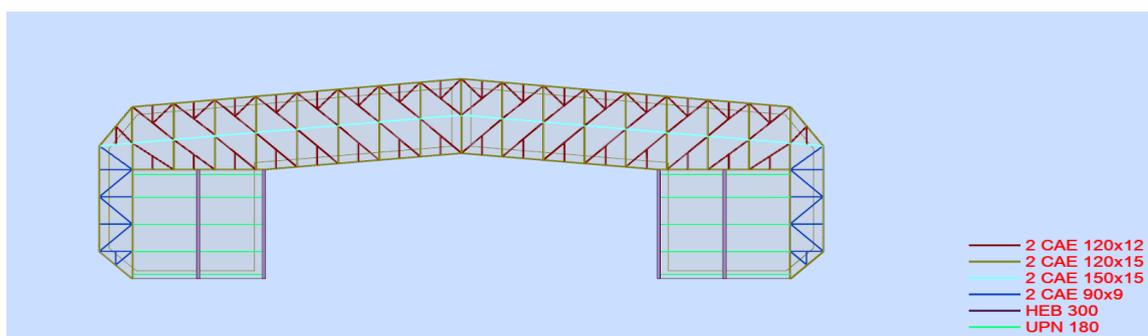


Figure IV.4: Vue pignon 10.

- Vue toiture :

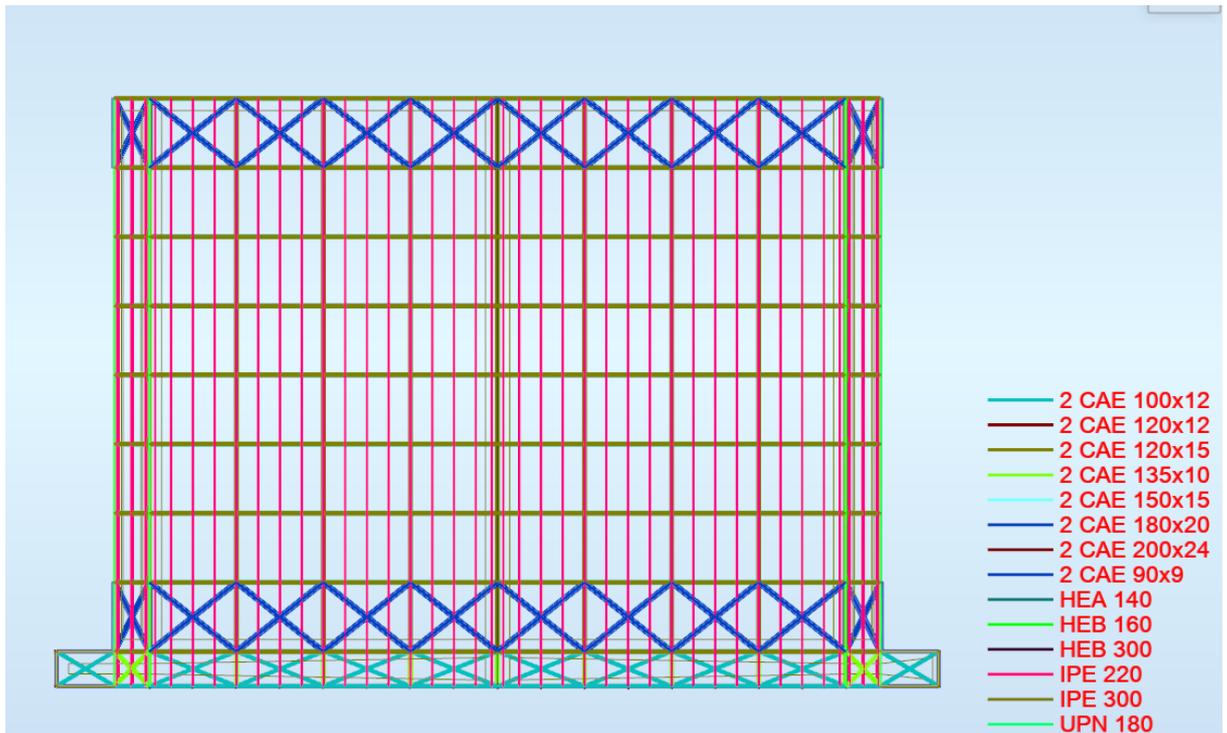


Figure IV.5: vue de la toiture.

- Vue long pan :

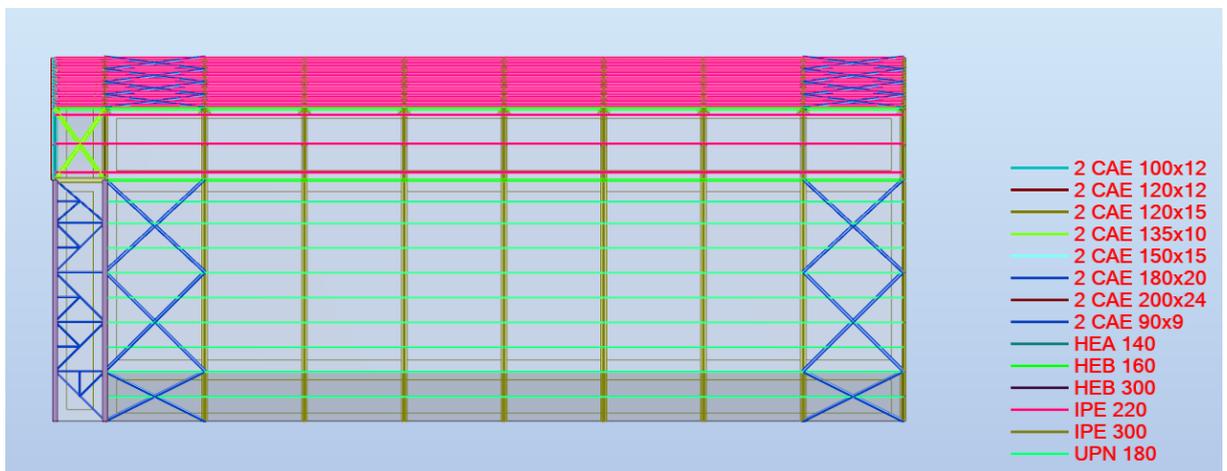


Figure IV.6: vue de long pan.

IV.2.3 Choix de la méthode :

L'étude parasismique nous a permis d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

L'estimation des forces d'origine sismique agissant sur la structure pendant un séisme constitue le problème majeur de génie parasismique.

Connaissant l'intensité de la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une sécurité optimale.

Plusieurs conceptions parasismiques et diverses méthodes de calcul ont été proposées parmi lesquelles on distingue deux méthodes très couramment utilisées :

IV.2.3.1 Méthode statique équivalente :

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents aux effets de l'action sismique.

IV.2.3.2 Méthode dynamique modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV.2.4 Méthode statique équivalente :

IV.2.4.1 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 effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Il faut souligner toute fois que les forces et les déformations obtenues pour un élément à partir des méthodes d'analyse statique pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées pour la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément.

C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- Une ductilité suffisante.
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

IV.2.4.2 Condition d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes

Zone I :

- Tous groupes

Zone IIa :

- Groupe d'usage 3
- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zones IIb et III :

- Groupe d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

➤ Notre structure satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, située en zone IIa et d'un seul niveau, donc la méthode statique équivalente est applicable.

➤ Vue la complicité de projet, la méthode de calcul dans notre cas est la méthode modale spectrale. Il demeure indispensable de vérifier l'effort tranchant obtenu par la méthode modale spectrale par rapport à l'effort tranchant à la base calculée par la méthode statique équivalente conformément à l'article 4.3.6. RPA99/VR2003[3].

IV.2.4.3 Modélisation de la structure avec la méthode statique équivalente :

Notre structure soumise au mouvement du sol appliqué à sa base, on peut l'assimiler à un système brochette dans les deux sens (longitudinal-transversal) comme le montre les figures suivantes :

- **Sens longitudinal (x-x) :**

Pour le séisme longitudinal, on prend une file intermédiaire :

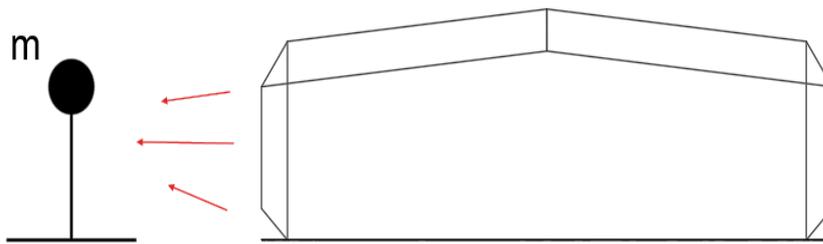


Figure IV.7: modèle brochette sens X-X.

- Sens transversal (y-y) :

On partage la masse du hangar sur les poteaux et on positionne chaque masse à la tête de chaque poteau :

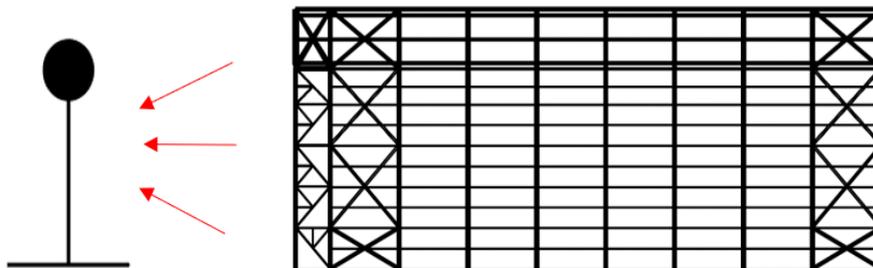


Figure IV.8: modèle brochette sens Y-Y.

IV.2.4.4 La distribution générale des forces sismique aux différents sens de portique :

- Sens longitudinal (x-x) :

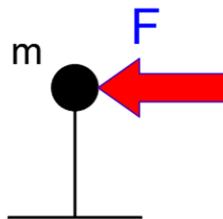


Figure IV.9: distribution des efforts sismique sens X-X.

- Sens transversal (y-y) :

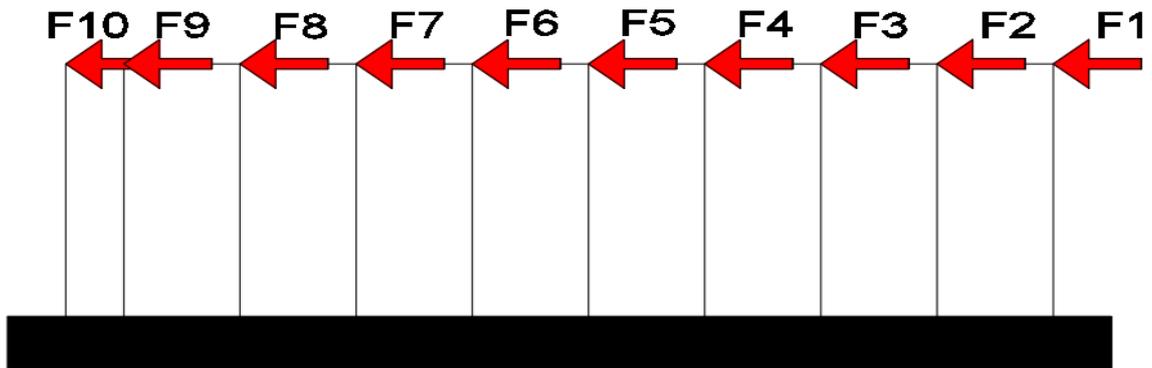


Figure IV.10: distribution des efforts sismique sens Y-Y.

IV.2.4.5 Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone

D : Coefficient d'amplification dynamique moyen

Q : facteur de qualité

R : Coefficient de comportement global de la structure

W : poids total de la structure

- **Coefficient d'accélération de zone A :**

Le coefficient d'accélération de zone, A , est donné par le tableau 4.1 des RPA 99/Ver.2003[3] suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment, Pour un ouvrage du groupe 1A en Zone IIa on a : $A = 0.25$

- **Pourcentage d'amortissement critique ξ :**

La réponse des structures soumises aux forces sismiques variables au cours du temps, dépend en particulier des propriétés d'amortissement des matériaux constitutifs de la structure, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Tableau IV.1: valeur de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Ouvrage en Acier, Remplissage léger $\Rightarrow \xi = 4 \%$

- **Coefficient de comportement global de la structure R :**

Les valeurs du coefficient du comportement R sont données par la réglementation en fonction du type de structure (mode de contreventement), des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments et assemblages, c'est-à-dire leur aptitude à supporter des déformations supérieures à la limite élastique.

Selon le tableau 4.3 des RPA99/version 2003[3], pour un système de portique fonctionnant en consol verticale (**art3.4.11 ERPA99/vr2003**)[3] $\Rightarrow R = 2$

- **Facteur d'amplification dynamique moyen D :**

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, de facteur de correction d'amortissement (η), et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ sec} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ sec} \end{cases}$$

Avec :

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site donnée par le Tableau 4.7 art 4.2.3 des RPA 99/Ver. 2003[3]. On a pour un site meuble (S_3) $\Rightarrow T_2 = 0.5 \text{ sec}$.

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

Pour $\xi = 4\%$ on a $\eta = 1.08$

- **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

La valeur de la période fondamentale T de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N). $h_N = 14.6$ m

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, et du type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.6 de RPA99 Ver.2003[3]. Dans notre cas, le contreventement est assuré par des palées triangulées dans les deux sens (cas 4) $\Rightarrow C_T = 0.05$

$$T = 0.05 \times 14.6^{3/4} \Rightarrow T_1 = \mathbf{0.373sec}$$

Dans les cas n°3 et 4, on peut également utiliser aussi la formule :

$$T_2 = 0.09 \times h_N \times \sqrt{D}$$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7).

➤ **Sens-X :**

$$D_x = 66m$$

$$T_{2ix} = 0.09 \times \frac{14.6}{\sqrt{66}} \rightarrow T_{2ix} = 0.162s$$

➤ **Sens-Y :**

$$D_y = 48m$$

$$T_{2iy} = 0.09 \times \frac{14.6}{\sqrt{48}} \rightarrow T_{2iy} = 0.190s$$

$$T = \min (T_1; T_{2ix}; T_{2iy}) = T_{2ix} \rightarrow T = \mathbf{0.162sec}$$

$$\text{Pour un période } T = 0.162sec \text{ on a : } D = 2.5 \eta \Rightarrow \mathbf{D = 2.7}$$

- **Facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q" est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée par le tableau 4.4 des RPA 99/Ver. 2003[3].

Tableau IV.2: valeur des pénalités P_q

Critère q »	$P_q(x-x)$	$P_q(y-y)$
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05 (N/Observé)	0(observé)
2. Redondance en plan	0 (Observé)	0,05 (N/observé)
3. Régularité en plan	0 (Observé)	0 (Observé)
4. Régularité en élévation	0(Observé)	0(Observé)
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05 (N/observé)	0,05 (N/observé)
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0(observé)	0 (Observé)

$$Q_x = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q = 1 + 0.05 + 0 + 0 + 0 + 0.05 + 0 \Rightarrow \mathbf{Q_x=1.10}$$

$$Q_y = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q = 1 + 0 + 0.05 + 0 + 0 + 0.05 + 0 \Rightarrow \mathbf{Q_y=1.10}$$

- Poids total de la structure :

W : Poids de la structure est égal à la somme des poids, W_i calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum W_i \text{ Avec } W = W_{Gi} + W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et aux équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : poids dû aux charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau 4.5 Du RPA[3].

Le poids de la structure a été calculé à partir du model numérique :

Tableau IV.3: poids de la structure

Cas	35 - poids totale					
Mode						
Somme totale	0,00	0,00	10492,68	-0,69	0,76	0,94
Somme réactions	0,00	0,00	10492,68	236994,00	-346257,59	0,00
Somme efforts	0,00	0,00	-10492,68	-236994,00	346257,60	-0,00
Vérification	0,00	0,00	0,00	-0,00	0,00	0,00

$$\mathbf{W = 10492.68KN}$$

- Calcul de la force sismique totale V :

Tableau IV.4: Calcul de la force sismique totale V

Sens	A	D	Q	R	W(kN)	V(kN)
x-x	0.25	2.7	1.10	2	10492.68	3895.41
y-y	0.25	2.7	1.10	2	10492.68	3895.41

IV.2.5 La méthode dynamique modale spectrale :

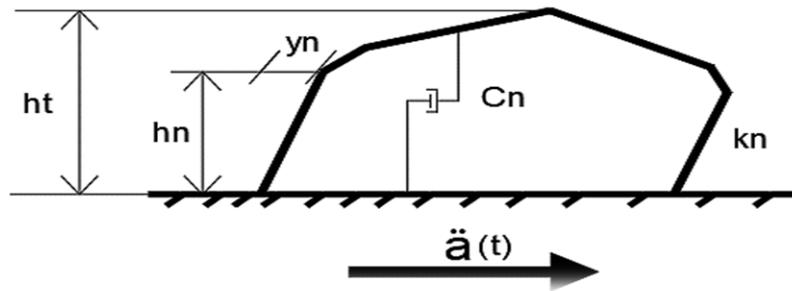


Figure IV.11: système à n degrés de libertés soumis à une excitation sismique uni directionnelle. Pour un système linéaire caractérisé par un nombre fini n de degrés de liberté, soumis à une excitation d'appuis $\ddot{a}(t)$ suivant une seule direction Y , l'ensemble des équations de l'équilibre dynamique s'écrit sous la forme matricielle suivante :

$$[M]\{\ddot{Y}\} + [C]\{\dot{Y}\} + [K]\{Y\} = -[M]\{I\}\ddot{a}(t)$$

Où $[M]$, $[C]$ et $[K]$ sont des matrices $(n \times n)$, définies positives, désignant respectivement les matrices de masses, d'amortissements et de raideurs. $\{Y\}$ est le vecteur des déplacements généralisés relatifs, et $\{I\}$ est le vecteur unité.

Ainsi, le terme $-[M]\{I\}\ddot{a}(t)$ représente le vecteur force appliquée au système associé au mouvement horizontal du sol.

En supposant que l'amortissement est de type classique, l'équation précédente peut être découplée en utilisant la transformation orthogonale suivante :

$$\{Y\} = [\Phi]\{U\}$$

où $[\Phi]$ représente la matrice modale de la structure non-amortie et $\{U\}$ le vecteur des déplacements modaux généralisés.

on aura alors :

$$[M][\Phi]\{\ddot{U}\} + [C][\Phi]\{\dot{U}\} + [K][\Phi]\{U\} = -[M]\{I\}\ddot{a}(t)$$

En multipliant tous les termes de l'équation précédente par $[\Phi]^T$, on obtient un ensemble de n équations indépendantes de la forme suivante :

$$\ddot{u}_j(t) + 2\xi_j\omega_j\dot{u}_j(t) + \omega_j^2u_j(t) = -\alpha_j\ddot{a}(t)$$

où ω_j est la valeur propre ou fréquence naturelle, ξ_j l'amortissement critique modale et α_j le facteur de participation modale donné par :

$$\alpha_j = \frac{\{\phi\}_j^T [M] \{I\}}{\{\phi\}_j^T [M] \{\phi\}_j}$$

L'équation précédente est analogue à l'équation d'équilibre gouvernant un oscillateur à un degré de liberté. Sa résolution peut se faire soit par intégration numérique de l'intégrale de Duhamel, ce qui nécessite la connaissance exacte de l'évolution temporelle du chargement $\ddot{a}(t)$, ou bien par la méthode modale-spectrale, ce qui implique la connaissance du spectre de réponse de l'excitation, mais qui fournit uniquement la réponse modale maximale $Y_i = \max[y_i(t)]$.

La réponse en déplacement $y_i(t)$ du $i^{\text{ème}}$ niveau de la structure peut être obtenue par :

$$Y_i(t) = \sum_{j=1}^n \alpha_j \phi_{ij} u_j(t)$$

Les réponses en effort tranchant et moment de renversement à la base du $i^{\text{ème}}$ niveau peuvent être obtenues respectivement par :

$$V_i(t) = \sum_{j=1}^n \alpha_j \omega_j^2 \sum_{k=1}^i m_k \phi_{kj} u_j(t)$$

$$M_i(t) = \sum_{j=1}^n \alpha_j \omega_j^2 \sum_{k=1}^i h_k \left(\sum_{l=1}^k m_l \phi_{lj} \right) u_j(t)$$

m_i et h_i représentent respectivement la masse et la hauteur du $i^{\text{ème}}$ étage de la structure.

IV.2.5.1 Modélisation de la structure avec la méthode modale spectrale :

La résolution des équations de la méthode dynamique modal spectrale très complexe et colossale, pour ces raisons et pour réduire le facteur de temps dans l'étude nous avons intégré cet modèle dans un logiciel de calcul dynamique comme robot structure analyses, qui a employé la méthode des éléments finis, cette méthode permet d'obtenir une analyse approfondie de la structure et de déterminer sa réaction en cas de séisme.

- Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{sec} \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{sec} \end{cases}$$

Avec :

S_a : spectre en accélération

g : accélération de l'apesanteur

A : coefficient d'accélération de zone A = 0.25

Q : Coefficient de qualité $Q_x = 1.10$; $Q_y = 1.10$

R : coefficient de comportement global de la structure $R = 2$

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

Pour un site S3 : $T_1 = 0.15$ sec et $T_2 = 0.5$ sec

- Effets de la torsion accidentelle :

Lorsque on effectue une analyse par modèles plans dans les deux directions orthogonales ; les effets de la torsion accidentelle d'axe verticale sont à prendre en compte tel que décrit au paragraphe 4.2.7 des RPA99/Ver.2003[3].

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle additionnelle égale à $\pm 0.05 L$ (L étant la dimension de la toiture perpendiculaire à la direction de l'accélération sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

- Résultats numériques :

Model :

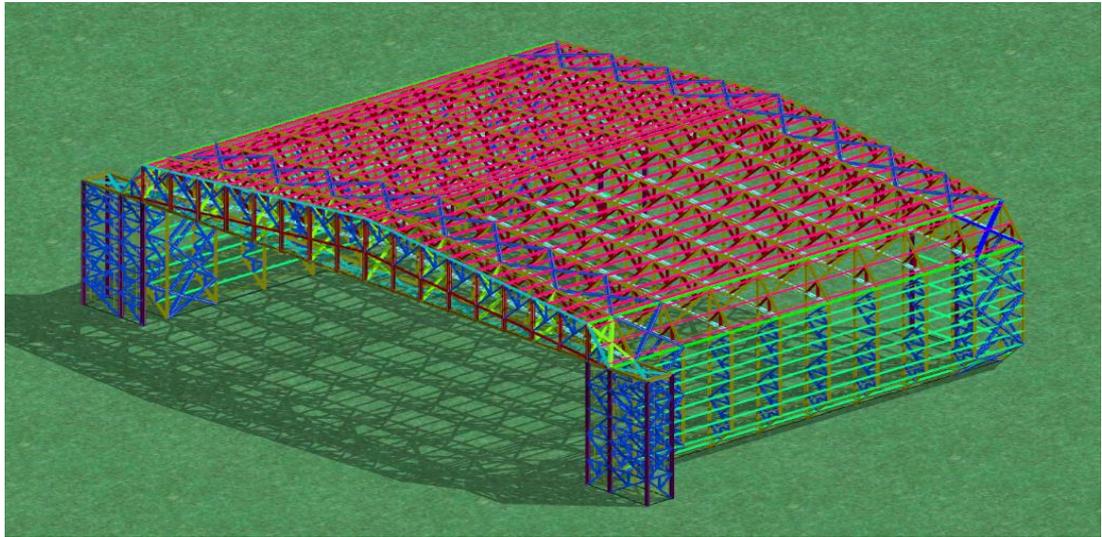


Figure IV.12: vue en 3D de modèle.

- Période et participation du model :

Tableau IV.5: participation massique du modèle initial

modes	Période (sec)	Facteur de participation massique					
		Ux %	Uy %	Uz%	$\Sigma Ux\%$	$\Sigma Uy\%$	$\Sigma Uz\%$
1	1,26	43,61	0,00	0,00	43,61	0,00	0,00
2	1,23	0,00	0,00	0,00	43,61	0,00	0,00
3	1,17	8,21	0,00	0,00	51,83	0,00	0,00
4	1,12	0,06	0,00	0,00	51,89	0,00	0,00
5	1,09	0,85	0,00	0,00	52,73	0,00	0,00
6	0,95	18,09	0,36	0,00	70,82	0,36	0,00
7	0,92	0,09	79,84	0,37	70,91	80,20	0,37
8	0,62	0,00	0,45	56,88	70,91	80,65	57,26
9	0,45	0,00	0,31	0,41	70,91	80,96	57,67
10	0,43	1,23	0,00	0,00	72,14	80,96	57,67
11	0,36	0,43	0,06	0,03	72,57	81,02	57,70
12	0,33	16,47	0,02	2,56	89,04	81,04	60,26
13	0,33	5,17	0,14	7,54	94,21	81,18	67,80
14	0,30	0,09	0,11	0,03	94,30	81,29	67,84
15	0,27	0,00	8,94	0,00	94,30	90,23	67,84

- **Constatations :**

A partir de ce tableau, nous avons remarqué les remarques suivantes :

- Le taux de participation de la masse dépasse le seuil de 90% à partir du 13^{ème} mode selon xx et à partir du 15^{ème} mode selon yy.

- Le premier mode présente une translation.

- Les deux modes suivants présentent une torsion.

- **Conclusion :** La rigidité du hangar dans le sens long pan (manque de contreventement sens yy).

- **Solution :**

D'après le Model précédent, on a réglé le problème du manque de contreventement par le remplacement de la poutre sablière initialement introduite par un Système treillis ce qui a rigidifié le hangar dans le sens long-pan(yy).

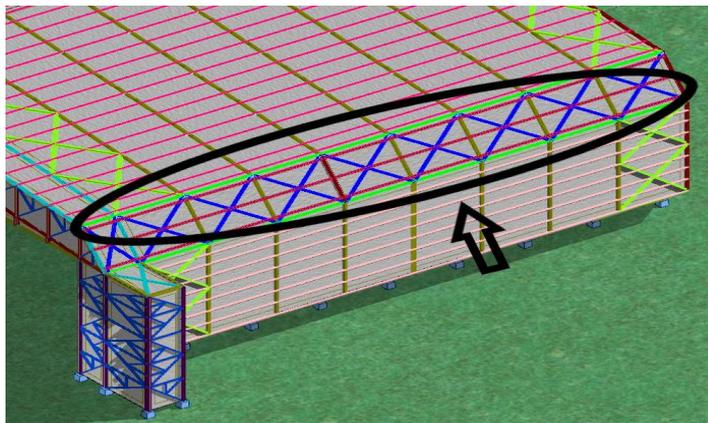


Figure IV.13: Vue de système ajouter.

Voici le model final qui a vérifié les conditions de comportement de la structure dans les deux sens :

- **Model finale :**

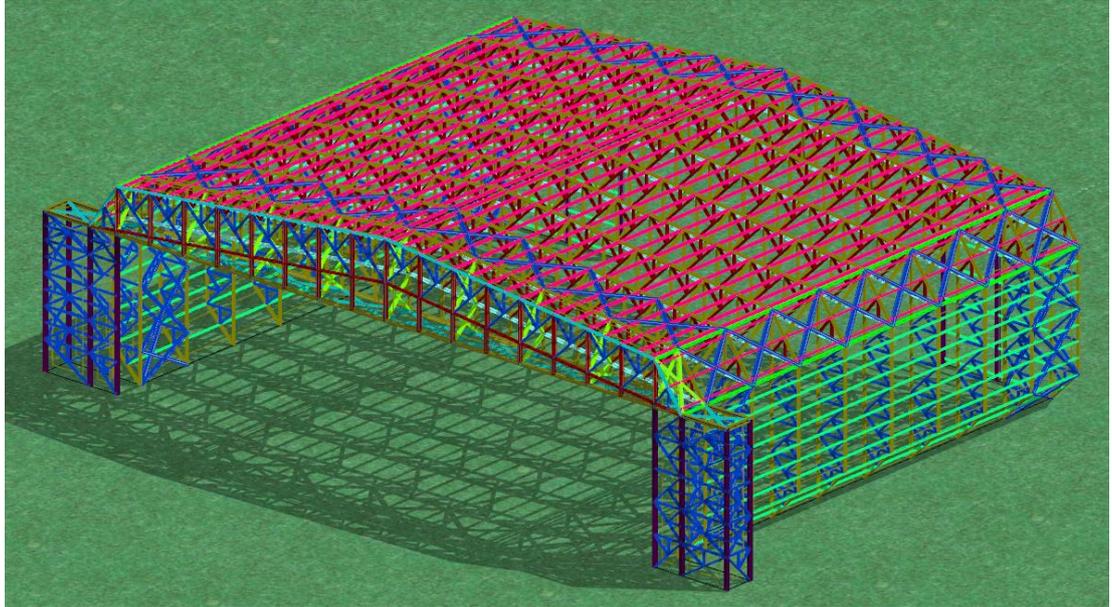


Figure IV.14: Vue en 3D du modèle finale.

- **Période et participation du model :**

Tableau IV.6: participation massique du modèle finale

Modes	Période (sec)	Facteur de participation massique					
		Ux %	Uy %	Uz%	$\Sigma Ux\%$	$\Sigma Uy\%$	$\Sigma Uz\%$
1	0,96	66,51	0,01	0,00	66,51	0,01	0,00
2	0,77	0,01	77,61	0,68	66,51	77,62	0,68
3	0,61	0,00	0,88	56,02	66,51	78,50	56,71
4	0,47	18,42	0,00	0,00	84,93	78,50	56,71
5	0,45	0,00	0,13	0,37	84,93	78,63	57,07
6	0,40	0,45	0,00	0,00	85,38	78,63	57,07
7	0,36	0,01	0,06	0,04	85,39	78,69	57,11
8	0,33	0,00	0,21	9,72	85,39	78,90	66,83
9	0,31	8,37	0,00	0,00	93,76	78,90	66,83
10	0,30	0,21	0,12	0,03	93,97	79,02	66,86
11	0,26	0,00	11,78	0,00	93,97	90,80	66,86

IV.2.5.2 Vérification de l'effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{stat} .

Si : $V_{dyn} < 0.8 V_{stat}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport $0.8V_{stat}/V_{dyn}$. Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont comme suit :

- L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode Statique :

$$V_{x_{statique}} = 3895.41\text{kN}$$

$$V_{y_{statique}} = 3895.41\text{kN}$$

- L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode dynamique du model final, Les forces sismiques suivant les deux sens :

Tableau IV.7: les forces sismiques dans le sens X-X et sens Y-Y

	Fx (KN)	Fy (KN)
Ex max	2961,96	505,07
Ey max	1615,65	2742,46

On remarque que les efforts ne sont pas indépendants.

Selon **article 4.3.5. RPA99/VR2003 eq (4-17)[3]** :

$$\sqrt{(|E1| + |E2| + \sum_{i=3}^K Ei^2)}$$

Tableau IV.8: les réponses modales sens X-X et sens Y-Y

	Fx (KN)	Fy (KN)	$\sqrt{(E1 + E2 + \sum_{i=3}^K Ei^2)}$
Ex max	2961,96	505,07	3005.29
Ey max	1615,65	2742,46	3183.67

- **Vérification :**

$$\sqrt{(|E1| + |E2| + \sum_{i=3}^K Ei^2)} \geq 0.8 V_{dynamique}$$

Tableau IV.9: Vérification de l'effort tranchant à la base

	$\sqrt{(E1 + E2 + \sum_{i=3}^K Ei^2)}$	0.8V _{statique}	Vérification
Ex	3005.29	3116.32	Non
Ey	3183.67	3116.32	Oui

- **Correction :**

$$r_x = \frac{0.8V}{E_x} = \frac{3116.32}{3005.29} = 1.04$$

Les forces sismiques suivant les deux sens après la correction :

Tableau IV.10: correction de l'effort tranchant à la base.

	F _x (KN)	F _y (KN)	$\sqrt{(E1 + E2 + \sum_{i=3}^K Ei^2)}$	Vérification
Ex	3080,43	525,27	3125.47	Oui
Ey	1615,65	2742,46	3183.67	Oui

- **Déplacement horizontale :**

On a vérifié le déplacement suivant le **CCM97 article 4.2.2.2 (vent)[1]** et le **RPA99/2003 article 5.10 (séisme)[3]** :

Tableau IV.11: Vérification de déplacement

Combinaisons	Δx_x (cm)	Δy_y (cm)	σ_{adm} (cm)	σ_{adm} (cm)	σ_{adm} (cm)	Observation
			Vent	Sans vent	séisme	
G+1.5V1	7.1	0,8	11.68	/	/	ok
G+1.5V2	1.8	1.2	11.68	/	/	ok
G+1.5V3	4.8	0.9	11.68	/	/	ok
G+1.5V4	1.7	1.2	11.68	/	/	ok
G+N	1.8	0.3	/	9.73	/	ok
1.35G+1.5V1+1.305N	2.3	1.3	11.68	/	/	ok
1.35G+1.5V2+1.305N	1.3	1.3	11.68	/	/	ok
1.35G+1.5V3+1.305N	5.4	0.6	11.68	/	/	ok
1.35G+1.5V4+1.305N	2.3	1.3	11.68	/	/	ok
G+Ex	1.7	0.2	/	/	14.6	ok
G+Ey	1.7	0.2	/	/	14.6	ok
0.8G+Ex	1.6	0.3	/	/	14.6	ok
0.8G+Ey	1.6	0.3	/	/	14.6	ok

- **L'action la plus prépondérante sur l'ouvrage :**

Ce tableau montre les efforts sur la structure :

Tableau IV.12: les actions les plus prépondérante sur l'ouvrage

L'effet		F _x (kN)	F _y (kN)
Effet du au vent	Vent	3397,65	1176,46
Effet du au séisme	Ex	3080,43	525,27
	Ey	1615,65	2742,46

IV.3 Conclusion :

Les résultats, en termes des sollicitations, montrent que l'influence du vent sur notre structure est plus importante que celles dus aux excitations sismiques.

Le dimensionnement de ce système sera déterminé sur la base des combinaisons incluant le vent. Néanmoins, les dispositions constructives, ainsi que les limitations prescrites par le règlement parasismique algérien 99/VR2003[3], demeurent applicables.

CHAPITRE V : : Vérification des éléments

V.1 Introduction :

Après un pré dimensionnement des éléments effectué au chapitre III et la modélisation de la structure en 3D sous Robot, on se rapproche ainsi du cas réel avec les vraies sollicitations, on passe alors aux différentes vérifications (traction, flambement...etc.) des différents éléments dans les cas les plus défavorables tirés directement du logiciel.

Dans ce chapitre nous allons examiner les différentes étapes de vérification nécessaire pour assurer que la structure est solide et résiste aux diverses sollicitations.

V.2 Vérification des éléments de la poutre à treillis :

V.2.1 Les vérifications à faire sont :

V.2.1.1 A la traction :

$$N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max} \quad \text{CCM97 Art 5.4.3.1[1]}$$

V.2.1.2 Au flambement :

$$N_{cr} = X_{\min} * \beta_w * A * \frac{f}{\gamma_{m1}} \geq N^{\max} \quad \text{CCM97 Art 5.5.1.1[1]}$$

V.2.1.3 La condition de résistance :

$$\frac{N_{sd}}{N_{rd}} < 1$$

N_{sd} : Effort normal sollicitant.

N_{rd} : Effort résistant.

- Membrure supérieure :

Vérification de membrure supérieur à la traction :

$$N^{\max} = 1389,29 \text{ kN}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max} = 1389,29 \text{ kN}$$

$$F_y = 275 \text{ N/mm}^2.$$

$$2 \text{ L } 120 \cdot 120 \cdot 15 \text{ As} = 33,93 \times 10^2 \times 2 \text{ mm}^2.$$

$$N_{pl,rd} = \frac{33,93 \times 10^2 \times 2 \times 275}{1,1} = 1696,5 \text{ kN} > N^{\max} = 1389,29 \text{ kN}$$

Condition vérifiée.

Vérification d'élément comprimé au flambement :

$$N_{\max} = 753,85 \text{ kN}$$

$$L_y = L_z = 1,88 \text{ m}$$

Soit 2L (120*120*15) de section $A_s = 67,86 \text{ cm}^2$

$$I_y = 2I_a = 2 \cdot 444,9 = 889,8 \text{ cm}^4$$

I_y : la D' une seule cornière.

$$I_z = [I_B^3 + AC \times \Delta^2]$$

I_B^3 : Inertie d'une seule cornière.

AC : Aire d'une seule cornière.

$$I_z = 2 [444,9 + 33,93 \times (3,51+0,5)^2] = 1980,99 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{889,8}{67,86}} = 3,62 \text{ cm.}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{1980,99}{67,86}} = 5,40 \text{ cm.}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{188}{3,62} = 51,93$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{188}{5,40} = 34,795$$

Avec : $\beta_A = 1$; classe 1

Calcul de l'élancements :

$$\lambda = \max \left\{ \frac{\lambda_y}{\lambda_1}, \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right\}$$

$$\lambda_1 = 93,9\epsilon.$$

$$\text{Avec : } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

$$\text{D'où : } \lambda_1 = 93,9 \times 0,92 = 86,388 .$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{51,93}{86,388} = 0,601 > 0,2 \text{ donc il existe un risque de flambement.}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{34,795}{86,388} = 0,437 > 0,2 \text{ donc il existe un risque de flambement.}$$

La courbe de flambement selon le CCM97 tableau 55.3[1], pour une section en « L » La courbe de flambement : $c = 0,49$

$$\Phi = 0.5 [1 + \alpha (\lambda - 0.2) + \lambda^2]$$

$$- \Phi = 0.5 [1 + 0.49 (0,601 - 0.2) + 0,601^2] = 0,778.$$

$$- \Phi = 0.5 [1 + 0.49 (0,437 - 0.2) + 0,437^2] = 0,654.$$

$$X = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}}$$

$$- X_y = \frac{1}{0,778 + \sqrt{0,778^2 - 0,601^2}} = 0,786.$$

$$- X_z = \frac{1}{0,654 + \sqrt{0,654^2 - 0,437^2}} = 0,886.$$

$$X_{\min} = \min (X_y, X_z) = 0,786.$$

$$N_{cr} = X_{\min} * \beta_w * A * \frac{f}{\gamma_{m1}} = 1333,449 \text{ kN} .$$

$N_{sd} = 753,85 \text{ kN} < N_{cr} = 1333,449 \text{ kN}$ Condition vérifiée.

La vérification des différents éléments de la poutre à treillis est donnée dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.1: vérification des éléments de la poutre à treillis

Elément		Combinaison	Nsd _{kN}	Nrd _{kN}	Nsd/Nrd	Observation
Membrure supérieur	Compression	1.35 G + 1.5 S + 1.5*(0.67) W ₃	753,85	1333,449	0,565	vérifiée
	Traction	1.35 G + 1.5 S + 1.5*(0.67) W ₄	1389,29	1696,5	0,819	vérifiée
Membrure inférieur	Compression	1.35 G + 1.5 S + 1.5*(0.67) W ₄	1153,52	1217,746	0,947	vérifiée
	Traction	1.35 G + 1.5 S + 1.5*(0.67) W ₃	1081,89	2151,00	0,502	vérifiée
Montant	Compression	G + W ₁	514,52	674,783	0,763	vérifiée
	Traction	1.35 G + 1.5 S + 1.5*(0.67) W ₄	1299,84	1696,5	0,766	vérifiée
Diagonale	Compression	1.35 G + 1.5 S + 1.5*(0.67) W ₄	766,01	890,511	0,860	vérifiée
	Traction	1.35 G + 1.5 S + 1.5*(0.67) W ₃	558,64	1378,50	0,405	vérifiée

V.3 Vérification des éléments de poteaux à treillis :

V.3.1 Les vérifications à faire sont :

V.3.1.1 A la traction :

$$N_{pl, rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max} \quad \text{CCM97 Art 5.4.3.1[1]}$$

V.3.1.2 Au flambement :

$$N_{cr} = X_{\min} * \beta_w * A * \frac{f}{\gamma_{m1}} \geq N^{\max} \quad \text{CCM97 Art 5.5.1.1[1]}$$

V.3.1.3 La condition de résistance :

$$\frac{N_{sd}}{N_{rd}} < 1$$

Nsd : Effort normal sollicitant.

Nrd : Effort résistant.

- **Poteau à treillis de portique principale :**

Vérification de poteau à treillis à la traction :

$$N^{\max} = 1788,85 \text{ kN}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max} = 1788,85 \text{ kN}$$

$$F_y = 275 \text{ N/mm}^2.$$

$$2 \text{ L } 150 \cdot 150 \cdot 15 \text{ As} = 43,02 \times 10^2 \times 2 \text{ mm}^2.$$

$$N_{pl,rd} = \frac{43,02 \times 10^2 \times 2 \times 275}{1,1} = 2151,0 \text{ kN} > N^{\max} = 1788,85 \text{ kN}.$$

Vérification d'élément comprimé au flambement :

$$N_{\max} = 1130,84 \text{ kN}$$

$$L_y = L_z = 3 \text{ m}$$

Soit 2L (150*150*15) de section $A_s = 86,04 \text{ cm}^2$

$$I_y = 2I_a = 2 \cdot 898,1 = 1796,2 \text{ cm}^4$$

I_y : I_a d'une seule cornière.

$$I_z = [I_B^3 + AC \times \Delta^2]$$

I_B^3 : Inertie d'une seule cornière.

AC : Aire d'une seule cornière.

$$I_z = 2 [898,1 + 43,02 \times (4,25 + 0,5)^2] = 3737,477 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{1796,2}{86,04}} = 4,57 \text{ cm}.$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{3737,477}{86,04}} = 6,59 \text{ cm}.$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{300}{4,57} = 65,645$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{300}{6,59} = 45,523$$

Avec : $\beta_A = 1$; classe 1

Calcul de l'élancements :

$$\lambda = \max \left\{ \frac{\lambda_y}{\lambda_1}, \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right\}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon.$$

$$\text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

$$\text{D'où : } \lambda_1 = 93,9 \times 0,92 = 86,388 .$$

$$\lambda_y = \frac{65,645}{86,388} = 0,759 > 0,2 \text{ donc il existe un risque de flambement.}$$

$$\lambda_z = \frac{45,523}{86,388} = 0,527 > 0,2 \text{ donc il existe un risque de flambement.}$$

La courbe de flambement selon le **CCM97 tableau 55.3**[1] pour une section en « L » La courbe de flambement : $c = 0,49$

$$\Phi = 0.5 [1 + \alpha (\lambda - 0.2) + \lambda^2]$$

$$- \Phi = 0.5 [1 + 0.49 (0,759 - 0.2) + 0,759^2] = 0,924.$$

$$- \Phi = 0.5 [1 + 0.49 (0,527 - 0.2) + 0,527^2] = 0,719.$$

$$X = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 + \lambda^2}}$$

$$- X_y = \frac{1}{0,924 + \sqrt{0,924^2 - 0,759^2}} = 0,689.$$

$$- X_z = \frac{1}{0,719 + \sqrt{0,719^2 - 0,527^2}} = 0,828.$$

$$X_{\min} = \min (X_y, X_z) = 0,689.$$

$$N_{cr} = X_{\min} * \beta_w * A * \frac{f}{\gamma_{m1}} = 1482,039 \text{ kN} .$$

$N_{sd} = 1130,84 \text{ kN} < N_{cr} = 1482,039 \text{ kN}$ Condition vérifiée.

La vérification des différents éléments de poteau à treillis est donnée dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.2: vérification des éléments de poteau à treillis de portique

Elément		Combinaison	Nsd kN	Nrd kN	Nsd/Nrd	Observation
Poteau de treillis	Compression	1.35 G + 1.5 W ₃ + 1.5*(0.87) S	1130,84	1482,039	0,763	vérifié
	Traction	1.35 G + 1.5 S + 1.5*(0.67) W ₃	1788,85	2151,00	0,832	vérifié
Montant	Compression	G + W ₁	447,02	520,059	0,859	vérifié
	Traction	1.35 G + 1.5 W ₁ + 1.5*(0.87) S	477,83	1135,5	0,421	vérifié
Diagonale	Compression	G + W ₁	447,02	631,68	0,708	vérifié
	Traction	1.35 G + 1.5 W ₁ + 1.5*(0.87) S	477,83	960,00	0,498	vérifiée

- **Poteau à treillis de support de porte :**

Vérification de poteau à treillis à la traction :

$$N^{\max} = 874,34 \text{ kN}$$

$$N_{pl, rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max} = 874,34 \text{ kN}$$

$$F_y = 275 \text{ N/mm}^2.$$

Soit HE 160 A avec $A_s = 38,77 \times 10^2 \text{ mm}^2$.

$$N_{pl,rd} = \frac{38,77 \times 10^2 \times 275}{1,1} = 969,250 \text{ kN} > N^{\max} = 874,34 \text{ kN.}$$

Vérification d'élément comprimé au flambement :

$$N_{\max} = 363,05 \text{ kN}$$

$$L_y = L_z = 3 \text{ m}$$

Soit de section $A_s = 38,77 \text{ cm}^2$

$$I_y = 1673 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 615,6 \text{ cm}^4$$

$$i_y = 6,57 \text{ cm.}$$

$$i_z = 3,98 \text{ cm.}$$

$$\lambda_y = \frac{I_y}{i_y} = \frac{300}{6,57} = 45,66$$

$$\lambda_z = \frac{I_z}{i_z} = \frac{300}{3,98} = 75,376$$

Avec : $\beta_A = 1$; classe 1

Calcul de l'élancements :

$$\lambda = \max \left\{ \frac{\lambda_y}{\lambda_1}; \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right\}$$

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon.$$

$$\text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

$$\text{D'où : } \lambda_1 = 93,9 \times 0,92 = 86,388 .$$

$$\lambda_y = \frac{45,66}{86,388} = 0,528 > 0,2 \text{ donc il existe un risque de flambement.}$$

$$\lambda_z = \frac{75,376}{86,388} = 0,872 > 0,2 \text{ donc il existe un risque de flambement.}$$

La courbe de flambement selon le **CCM97 tableau 55.3**[1] pour une section en « I » :

$$h/b = 152/160 = 0,95 < 1,2$$

$$t_f = 9 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

La courbe de flambement :

$$\text{Pour axe Y-Y : } b = 0,34$$

$$\text{Pour axe Z-Z : } c = 0,49$$

$$\Phi = 0.5 [1 + \alpha (\lambda - 0.2) + \lambda^2]$$

$$- \Phi = 0.5 [1 + 0.34 (0,528 - 0.2) + 0,528^2] = 0,695.$$

$$- \Phi = 0.5 [1 + 0.49 (0,872 - 0.2) + 0,872^2] = 1,0448.$$

$$X = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 + \lambda^2}}$$

$$- X_y = \frac{1}{0,695 + \sqrt{0,695^2 - 0,528^2}} = 0,872.$$

$$- X_z = \frac{1}{1,0448 + \sqrt{1,0448^2 - 0,872^2}} = 0,617.$$

$$X_{\min} = \min (X_y, X_z) = 0,617.$$

$$N_{cr} = X_{\min} * \beta_w * A * \frac{f}{\gamma_{m1}} = 598,184 \text{ kN}.$$

$$N_{sd} = 363,05 \text{ kN} < N_{cr} = 598,184 \text{ kN}. \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

La vérification des différents éléments de poteau à treillis est donnée dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.3: vérification des éléments de poteau de supporte porte

Élément		Combinaison	Nsd kN	Nrd kN	Nsd/Nrd	Observation
Poteau de treillis	Compression	1.35 G + 1.5 W ₃ + 1.5*(0.87) S	363,05	598,184	0,607	vérifiée
	Traction	1.35 G + 1.5 S + 1.5*(0.67) W ₃	874,34	969,250	0,902	vérifiée
Montant	Compression	G + W ₁	447,02	520,059	0,859	vérifiée
	Traction	1.35 G + 1.5 W ₁ + 1.5*(0.87) S	477,83	1135,5	0,421	vérifiée
Diagonale	Compression	G + W ₁	447,02	631,68	0,708	vérifiée
	Traction	1.35 G + 1.5 W ₁ + 1.5*(0.87) S	477,83	960,00	0,0498	vérifiée

V.4 Vérification de la poutre au vent :

Les efforts maximums obtenus par le Robot dans les diagonales de contreventement horizontal (poutre au vent) sont représentés dans le tableau suivant

Tableau V.4: sollicitation dans les diagonales de la poutre au vent

Élément	Combinaison	Nsd kN
Compression	1,35 G + 1,5 V ₃ + 1,3 N	782,61
Traction	1,35 G + 1,5 N + 1,005 V ₄	575,06

Soit un profilé 2L150*150*14 avec $A_s = 40,31 \times 10^2 \times 2 \text{ mm}^2$

Vérification à la traction :

$$N_{sd} = 575,06 \text{ kN}.$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$F_y = 275 \text{ N/mm}^2.$$

$$N_{pl,rd} = \frac{40,31 \times 10^2 \times 2 \times 275}{1,1} = 2015,5 \text{ kN} > N^{\max} = 575,06 \text{ kN}$$

Vérification d'élément comprimé au flambement :

$$N_{\max} = 782,61 \text{ kN}$$

$$L_y = L_z = 4,82 \text{ m}$$

$$I_y = I_z = 2I_a = 2 \cdot 845,4 = 1690,8 \text{ cm}^4$$

I_y : I_a d'une seule cornière.

$$I_z = [I_B^3 + AC \times \Delta^2]$$

I_B^3 : Inertie d'une seule cornière.

AC : Aire d'une seule cornière.

$$I_z = 2 [845,4 + 40,31 \times (4,21+0,5)^2] = 3479,482 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{1690,8}{80,62}} = 4,58 \text{ cm.}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{3479,482}{80,62}} = 6,57 \text{ cm.}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{482}{4,58} = 105,24$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{482}{6,57} = 73,36$$

Avec : $\beta_A = 1$; classe 1

Calcul de l'élancements :

$$\lambda = \max \left\{ \frac{\lambda_y}{\lambda_1}; \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right\}$$

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon.$$

$$\text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

$$\text{D'où : } \lambda_1 = 93,9 \times 0,92 = 86,388 .$$

$$\lambda_y = \frac{105,24}{86,388} = 1,22 > 0,2 \text{ donc il existe un risque de flambement.}$$

$$\lambda_z = \frac{73,36}{86,388} = 0,849 > 0,2 \text{ donc il existe un risque de flambement.}$$

La courbe de flambement selon le **CCM97 tableau 55.3**[1] pour une section en « L » La courbe de flambement : $c = 0,49$

$$\Phi = 0,5 [1 + \alpha (\lambda - 0,2) + \lambda^2]$$

$$- \Phi = 0,5 [1 + 0,49 (1,22 - 0,2) + 1,22^2] = 1,49.$$

$$- \Phi = 0,5 [1 + 0,49 (0,849 - 0,2) + 0,849^2] = 1,019.$$

$$X = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 + \lambda^2}}$$

$$- X_y = \frac{1}{1,49 + \sqrt{1,49^2 - 1,22^2}} = 0,426.$$

$$-X_z = \frac{1}{1,019 + \sqrt{1,019^2 - 0,849^2}} = 0,632.$$

$$X_{\min} = \min (X_y, X_z) = 0,426.$$

$$N_{cr} = X_{\min} * \beta_w * A * \frac{f}{\gamma_{m1}} = 858,603 \text{ kN}.$$

$N_{sd} = 782,61 \text{ kN} < N_{cr} = 858,603 \text{ kN}$ Condition vérifiée.

V.5 Vérification de la poutre sablière :

Il s'agit de vérifier la poutre sablière sous les combinaisons les plus défavorables. Les sollicitations sont données dans le tableau suivant :

Tableau V.5: sollicitation dans la poutre sablier

Élément	Combinaison	Nsd kN
Compression	1,35 G + 1,5 W ₃ + 1,3 S	451,26
Traction	1,35 G + 1,5 W ₃ + 1,3 S	327,1

Soit une cornière L 180*180*15 = 52,10 × 10² mm².

Vérification à la traction :

$$N^{\max} = 327,1 \text{ kN}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max} = 327,1 \text{ kN}$$

$$F_y = 275 \text{ N/mm}^2.$$

$$A_s = 180 * 180 * 15 = 52,10 \times 10^2 \text{ mm}^2.$$

$$N_{pl,rd} = \frac{52,10 \times 10^2 \times 275}{1,1} = 1302,5 \text{ kN} > N^{\max} = 327,1 \text{ kN}.$$

Vérification d'élément comprimé au flambement :

$$N_{\max} = 451,26 \text{ kN}$$

$$L_y = L_z = 6 \text{ m}$$

Soit de section $A_s = 79,97 \text{ cm}^2$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{5,52} = 108,695$$

Avec : $\beta_A = 1$; classe 1

Calcul de l'élancements :

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon.$$

$$\text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

$$\text{D'où : } \lambda_1 = 93,9 \times 0,92 = 86,388 .$$

$$\lambda_y = \frac{108,695}{86,388} = 1,258 > 0,2 \text{ donc il existe un risque de flambement.}$$

La courbe de flambement selon le **CCM97 tableau 55.3**[1] pour une section en « L » : $c = 0,49$

$$\Phi = 0.5 [1 + \alpha (\lambda - 0.2) + \lambda^2]$$

$$- \Phi = 0.5 [1 + 0.49 (1,258 - 0.2) + 1,258^2] = 1,55.$$

$$X = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 + \lambda^2}}$$

$$- X_y = \frac{1}{1,55 + \sqrt{1,55^2 - 1,258^2}} = 0,407.$$

$$X_{\min} = X_y = 0,407.$$

$$N_{cr} = X_{\min} * \beta_w * A * \frac{f}{\gamma_{m1}} = 530,441 \text{ kN}.$$

$$N_{sd} = 451,26 \text{ kN} < N_{cr} = 530,441 \text{ kN}. \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

V.6 Vérification de palée de stabilité :

Tableau V.6: sollicitation dans les diagonales de palée de stabilité

Élément	Combinaison	Nsd kN
Compression	1,35 G + 1,5 N + 1,005 V3	416,65
Traction	1,35 G + 1,5 N + 1,005 V4	413,13

$$2L120*120*15 \text{ avec } A_s = 33,93 \times 10^2 \times 2 \text{ mm}^2$$

$$N_{sd} = 413,13 \text{ kN}.$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$F_y = 275 \text{ N/mm}^2.$$

$$N_{pl,rd} = \frac{33,93 \times 10^2 \times 2 \times 275}{1,1} = 1696,5 \text{ kN} > N^{\max} = 413,13 \text{ kN}$$

Vérification d'élément comprimé au flambement :

$$N_{\max} = 416,65 \text{ kN}$$

$$L_y = L_z = 4,10 \text{ m}$$

$$I_y = I_z = 2I_a = 2 * 444,9 = 889,8 \text{ cm}^4$$

I_y : I_a d'une seule cornière.

$$I_z = [I_B^3 + AC \times \Delta^2]$$

I_B^3 : Inertie d'une seule cornière.

AC : Aire d'une seule cornière.

$$I_z = 2 [444,9 + 33,93 \times (3,51 + 0,5)^2] = 1980,995 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{889,8}{67,86}} = 3,62 \text{ cm}.$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{1980,995}{67,86}} = 5,40 \text{ cm.}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{410}{3,62} = 113,259$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{410}{5,40} = 75,926$$

Avec : $\beta_A = 1$; classe 1

Calcul de l'élancements :

$$\lambda = \max \left\{ \frac{\lambda_y}{\lambda_1}; \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right\}$$

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon.$$

$$\text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

$$\text{D'où : } \lambda_1 = 93,9 \times 0,92 = 86,388 .$$

$$\lambda_y = \frac{113,259}{86,388} = 1,311 > 0,2 \text{ donc il existe un risque de flambement.}$$

$$\lambda_z = \frac{75,926}{86,388} = 0,878 > 0,2 \text{ donc il existe un risque de flambement.}$$

La courbe de flambement selon le **CCM97 tableau 55.3**[1] pour une section en « L » La courbe de flambement : $c = 0,49$

$$\Phi = 0.5 [1 + \alpha (\lambda - 0.2) + \lambda^2]$$

$$- \Phi = 0.5 [1 + 0.49 (1,311 - 0.2) + 1,311^2] = 1,632.$$

$$- \Phi = 0.5 [1 + 0.49 (0,878 - 0.2) + 0,878^2] = 1,052.$$

$$X = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 + \lambda^2}}$$

$$- X_y = \frac{1}{1,632 + \sqrt{1,632^2 - 1,311^2}} = 0,384.$$

$$- X_z = \frac{1}{1,052 + \sqrt{1,052^2 - 0,878^2}} = 0,613.$$

$$X_{\min} = \min (X_y, X_z) = 0,384.$$

$$N_{cr} = X_{\min} * \beta_w * A * \frac{f}{\gamma_{m1}} = 651,456 \text{ kN.}$$

$$N_{sd} = 416,65 \text{ kN} < N_{cr} = 651,456 \text{ kN. Condition vérifiée.}$$

V.7 Vérification des ciseaux :

Tableau V.7 : sollicitation plus défavorable de ciseaux

Élément	Combinaison	Nsd kN
Compression	1,35 G + 1,5 V ₁	514,52
Traction	1,35 G + 1,5 N + 1,005 V ₄	1244,27

Soit une double cornière 2L140*140*10 avec $A_s = 27,24 \times 10^2 \times 2 \text{ mm}^2$

$$N_{sd} = 1244,27 \text{ kN.}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$F_y = 275 \text{ N/mm}^2.$$

$$N_{pl,rd} = \frac{27,24 \times 10^2 \times 2 \times 275}{1,1} = 1362,00 \text{ kN} > N^{\max} = 1244,27 \text{ kN}$$

Vérification d'élément comprimé au flambement :

$$N_{\max} = 514,52 \text{ kN}$$

$$L_y = L_z = 3,61 \text{ m}$$

$$I_y = I_z = 2I_a = 2 \cdot 504,4 = 1008,8 \text{ cm}^4$$

I_y : I_a d'une seule cornière.

$$I_z = [I_B^3 + AC \times \Delta^2]$$

I_B^3 : Inertie d'une seule cornière.

AC : Aire d'une seule cornière.

$$I_z = 2 [504,4 + 27,24 \times (3,79 + 0,5)^2] = 2011,455 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{1008,8}{54,48}} = 4,30 \text{ cm.}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{2011,455}{54,48}} = 6,07 \text{ cm.}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{361}{4,30} = 83,953$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{361}{6,07} = 59,473$$

Avec : $\beta_A = 1$; classe 1

Calcul de l'élancements :

$$\lambda = \max \left\{ \frac{\lambda_y}{\lambda_1}, \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right\}$$

$$\lambda_1 = 93,9\epsilon.$$

$$\text{Avec : } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

$$\text{D'où : } \lambda_1 = 93,9 \times 0,92 = 86,388 .$$

$$\lambda_y = \frac{83,953}{86,388} = 0,972 > 0,2 \text{ donc il existe un risque de flambement.}$$

$$\lambda_z = \frac{59,473}{86,388} = 0,688 > 0,2 \text{ donc il existe un risque de flambement.}$$

La courbe de flambement selon le **CCM97 tableau 55.3**[1] pour une section en « L » La courbe de flambement : $c = 0,49$

$$\Phi = 0.5 [1 + \alpha (\lambda - 0.2) + \lambda^2]$$

$$- \Phi = 0.5 [1 + 0.49 (0,972 - 0.2) + 0,972^2] = 1,162.$$

$$- \Phi = 0.5 [1 + 0.49 (0,688 - 0.2) + 0,688^2] = 0,856.$$

$$X = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 + \lambda^2}}$$

$$- X_y = \frac{1}{1,162 + \sqrt{1,162^2 - 0,972^2}} = 0,556.$$

$$- X_z = \frac{1}{0,856 + \sqrt{0,856^2 - 0,688^2}} = 0,732.$$

$$X_{\min} = \min (X_y, X_z) = 0,556.$$

$$N_{cr} = X_{\min} * \beta_w * A * \frac{f}{\gamma_{m1}} = 757,272 \text{ kN} .$$

$N_{sd} = 514,52 \text{ kN} < N_{cr} = 757,272 \text{ kN}$ Condition vérifiée.

V.8 Vérification de le système à treillis dans la toiture d'angle 55,2° :

Tableau V.8: les sollicitations dans les diagonales de système à treillis dans la toiture d'angle 55,2°

Élément	Combinaison	Nsd kN
Compression	1,35 G + 1,5 N + 1,005 V3	782,77
Traction	1,35 G + 1,5 V1	494,78

Soit une double cornière 2L150*150*10 avec $A_s = 29,27 \times 10^2 \times 2 \text{ mm}^2$

$$N_{sd} = 494,78 \text{ kN}.$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$F_y = 275 \text{ N/mm}^2.$$

$$N_{pl,rd} = \frac{29,27 \times 10^2 \times 2 \times 275}{1,1} = 1463,5 \text{ kN} > N^{\max} = 494,78 \text{ kN}$$

Vérification d'élément comprimé au flambement :

$$N_{\max} = 782,77 \text{ kN}$$

$$L_y = L_z = 3,995 \text{ m}$$

$$I_y = I_z = 2I_a = 2 * 624 = 1248 \text{ cm}^4$$

I_y : I_a D'une seule cornière.

$$I_z = [I_B^3 + AC \times \Delta^2]$$

I_B^3 : Inertie d'une seule cornière.

AC : Aire d'une seule cornière.

$$I_z = 2 [624 + 29,27 \times (4,03 + 0,5)^2] = 2449,293 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{1248}{58,54}} = 4,62 \text{ cm.}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{2449,293}{58,54}} = 6,47 \text{ cm.}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{399,5}{4,62} = 86,472$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{399,5}{6,47} = 61,746$$

Avec : $\beta_A = 1$; classe 1

Calcul de l'élanements :

$$\lambda = \max \left\{ \frac{\lambda_y}{\lambda_1}, \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right\}$$

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon.$$

$$\text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

$$\text{D'où : } \lambda_1 = 93,9 \times 0,92 = 86,388 .$$

$$\lambda_y = \frac{86,472}{86,388} = 1,001 > 0,2 \text{ donc il existe un risque de flambement.}$$

$$\lambda_z = \frac{61,746}{86,388} = 0,715 > 0,2 \text{ donc il existe un risque de flambement.}$$

La courbe de flambement selon le **CCM97 tableau 55.3**[1] pour une section en « L » La courbe de flambement : $c = 0,49$

$$\Phi = 0.5 [1 + \alpha (\lambda - 0.2) + \lambda^2]$$

$$- \Phi = 0.5 [1 + 0.49 (1,001 - 0.2) + 1,001^2] = 1,197.$$

$$- \Phi = 0.5 [1 + 0.49 (0,715 - 0.2) + 0,715^2] = 0,882.$$

$$X = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 + \lambda^2}}$$

$$- X_y = \frac{1}{1,197 + \sqrt{1,197^2 - 1,001^2}} = 0,539.$$

$$- X_z = \frac{1}{0,882 + \sqrt{0,882^2 - 0,715^2}} = 0,715.$$

$$X_{\min} = \min (X_y, X_z) = 0,539.$$

$$N_{cr} = X_{\min} * \beta_w * A * \frac{f}{\gamma_{m1}} = 789,647 \text{ kN.}$$

$$N_{sd} = 782,77 \text{ kN} < N_{cr} = 789,647 \text{ kN. Condition vérifiée.}$$

V.9 Conclusion :

Tous les profilés choisis pour assurer la résistance et la stabilité de la structure sont admis.

CHAPITRE VI : Etude des assemblages.

VI.1 Introduction :

Le dimensionnement des pièces constituant la structure est tout aussi important que la conception et le calcul des assemblages. Effectivement, les assemblages sont un moyen de rassembler et de renforcer les pièces entre elles, en garantissant la transmission et la répartition des différentes sollicitations qui règnent dans les différents éléments de la structure. En cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est compromis.

Les principaux modes d'assemblages sont :

- Le rivetage
- Le boulonnage
- Le soudage
- Le collage

Il existe plusieurs méthodes de calcul des assemblages, pour notre cas, nous avons utilisé nos connaissances acquises en 4^{ème} année, et CCM97 [1].

VI.2 Assemblage faitière :

VI.2.1 Assemblages des éléments de la poutre à treillis :

Le principe de l'assemblage est de fixer les éléments de la poutre à treillis avec un gousset, Le calcul se fait selon les sollicitations les plus défavorables données dans le tableau ci-dessous :

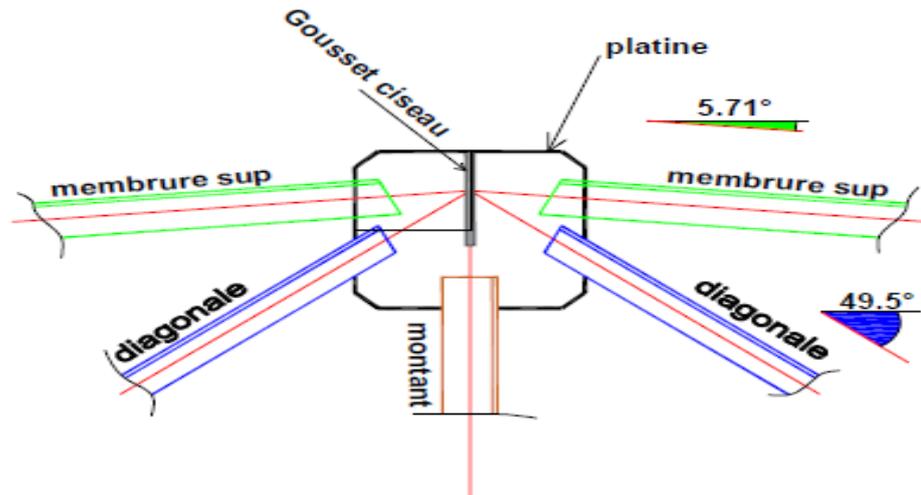


Figure VI.1 : Assemblage des éléments de la poutre à treillis.

Tableau VI.1: Effort dans les éléments de la poutre à treillis

Eléments	Membrure supérieur	Membrure inférieur	Diagonale	Montant
Effort (kN)	1389,29	1153,52	766,01	1299,84
Section	2L(120×120×15)	2L(130×150×15)	2L(120×120×15)	2L(120×120×12)

Les éléments de la poutre à treillis sont constitués de deux cornières d'où l'effort sollicitant sera divisé par deux.

VI.2.1.1 Pré dimensionnement de gousset :

L'épaisseur du gousset dépend essentiellement de l'effort appliqué, elle est donnée par le tableau suivant :

Tableau VI.2: épaisseur de gousset en fonction d'effort

F (kN)	≤ 200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e (mm)	8	10	12	14	16

Pour les membrures supérieures : $1150 \text{ kN} < Nsd = 1389,29 \text{ kN} < 1650 \text{ kN}$.

Pour les membrures inférieures : $1150 \text{ kN} < Nsd = 1153,52 \text{ kN} < 1650 \text{ kN}$.

Pour les diagonales : $750 \text{ kN} < Nsd = 766,1 \text{ kN} < 1150 \text{ kN}$.

Pour le montant : $1150 \text{ kN} < Nsd = 1299,84 \text{ kN} < 1650 \text{ kN}$.

Donc on a choisi $e = 16 \text{ mm}$.

VI.2.1.2 Pré dimensionnement de la gorge :

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivant :

$$3 \text{ mm} < a \text{ (mm)} < 0,5 t_{max}$$

t_{max} : épaisseur maximale des pièces assemblées = 16 mm.

$$3 \text{ mm} < a < 0,5 \times 16 = 8 \text{ mm}$$

Donc on prend $a = 8 \text{ mm}$.

a) La longueur de soudure :

L'effort appliqué $F = N/2$ est parallèle à l'axe longitudinale au cordon de soudure donc on a un cordon latéral donc la longueur de soudure est comme suite :

$$a \times l \geq \beta_w \gamma_{mw} \frac{F \times \sqrt{3}}{f_u} \Rightarrow l \geq \beta_w \gamma_{mw} \frac{F \times \sqrt{3}}{f_u \times a}$$

$F = N/2$: est l'effort repris par une seule cornière.

γ_{mw} : coefficient de sécurité.

β_w : coefficient de corrélation.

f_u : résistance limite de rupture = 510 N/mm²

a : gorge de soudure $a = 8 \text{ mm}$.

Les dimensions choisis pour les différents cordons de soudures sont données dans le tableau suivant :

Tableau VI.3: dimensionnement des cordons de soudure

Eléments	Type de cornière	Langueur de soudure (mm)	Gorge (mm)
Membrure supérieur	2L(120×120×15)	250	8
Membrure inférieur	2L(150×150×15)	210	8
Diagonale	2L(120×120×15)	140	8
montant	2L(120×120×12)	240	8

VI.2.2 Assemblage de ciseaux au faitage :

Le calcul se fait selon les sollicitations les plus défavorables données dans le tableau ci-dessous :

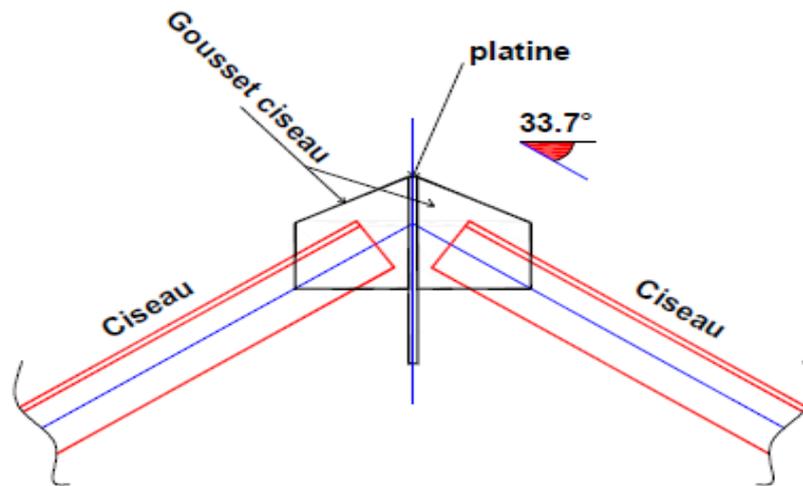


Figure VI.2: Assemblage ciseaux avec gousset au faitage.

Tableau VI.4: la sollicitation la plus défavorable de ciseau

Elément	Section	Effort (kN)
Ciseaux	2L140*140*10	1244,27

L' effort $N_{sd} = 1244,27$ est l'effort repris par 2 cornières.

VI.2.2.1 Disposition constructive :

$1,2d < e1 < \max (12t \text{ ou } 150 \text{ mm}).$

$1,5d < e2 < \max (12t \text{ ou } 150 \text{ mm}).$

$2,2d < p1 < \min (14t \text{ ou } 200 \text{ mm}).$

$3d < p2 < \min (14t \text{ ou } 200 \text{ mm}).$

On admet Les boulons m22 $\varnothing = 22 \text{ mm}$ et $d = 24 \text{ mm}$; classe 8.8 :

$28,8 < e1 < 150 \text{ mm} \Rightarrow e1 = 50\text{mm}$

$$36 < e_2 < 150 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad e_2 = 35 \text{ mm}$$

$$52,8 < p_1 < 140 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad p_1 = 70 \text{ mm}$$

$$72 < p_2 < 140 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad p_2 = 70 \text{ mm}$$

On opte pour un gousset de 16 mm et (6) boulons M22 de classe 8,8.

Soit :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 = 50 \text{ mm} \\ e_2 = 35 \text{ mm} \\ p_1 = 70 \text{ mm} \end{array} \right.$$

VI.2.2.2 Vérification d'assemblage trop long :

La longueur de la platine est : 500 mm.

La longueur d'assemblage est $L = 500 - 50 \times 2 = 400 \text{ mm}$

Selon article 6.5.8 (1) de CCM97[1] lorsque la distance L entre les centres des éléments situés aux extrémités, est supérieure à $15d$ et d étant le diamètre minimal des boulons, la résistance de calcul au cisaillement $F_{v,Rd}$ de tous les éléments doit être réduite en la multipliant par un coefficient min-orateur β_{lf} :

$$D'où : 15 \times 22 = 330 \text{ mm}$$

$$\text{Donc } L = 400 \text{ mm} > 15d = 330 \text{ mm}.$$

Donc on calcule le coefficient min-orateur β_{lf} :

$$\beta_{lf} = 1 - \frac{L_i - 15 \times d}{200 \times d} = 1 - \frac{400 - 330}{200 \times 22} = 0,984.$$

VI.2.2.3 La vérification des boulons :

- **L'effort repris par chaque boulon :**

$$F_{sd} = \frac{F}{nb} = \frac{1244,27}{6} = 207,378 \text{ kN}$$

- **Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement :**

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \times \beta_{lf} \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} \text{ , Avec :}$$

f_{ub} : Résistance à la traction du boulon 800 Mpa.

A_s : Section de résistance du boulon.

γ_{mb} : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier.

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \times 0,984 \times 800 \times 303}{1,25} = 114,500 \text{ kN}.$$

- **La condition de résistance :**

$$F_{sd} < f_{v,Rd} \times np$$

Avec : np est le nombre de cisaillement.

$$F_{sd} = 207,378 \text{ kN} < F_{v,Rd} = 114,500 \times 2 = 229,001 \text{ kN}.$$

VI.2.2.4 Résistance à la pression diamétrale :

$$F_{bRd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e1}{3d_0}, \frac{p1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right\} = \min \{0,694; 0,722; 1,86; 1\} = 0.416.$$

Avec :

d : diamètre du boulon.

d₀ : diamètre de trou.

t : épaisseur de la pièce.

e1 : pince longitudinale.

p1 : entraxe des boulons.

f_{ub} : résistance à la traction des boulons.

f_u : résistance à la traction de la pièce.

$$F_{brd} = \frac{2,5 \times (0,694) \times 22 \times 16 \times 430}{1,25} = 210,087 \text{ kN}$$

- La condition de résistance :

$$F_{sd} < f_{b,Rd}$$

Avec : n_p est le nombre de cisaillement.

$$F_{sd} = 207,378 \text{ kN} < F_{b,Rd} = 210,087 \text{ kN}.$$

Il n'y a pas de risque de pression diamétrale.

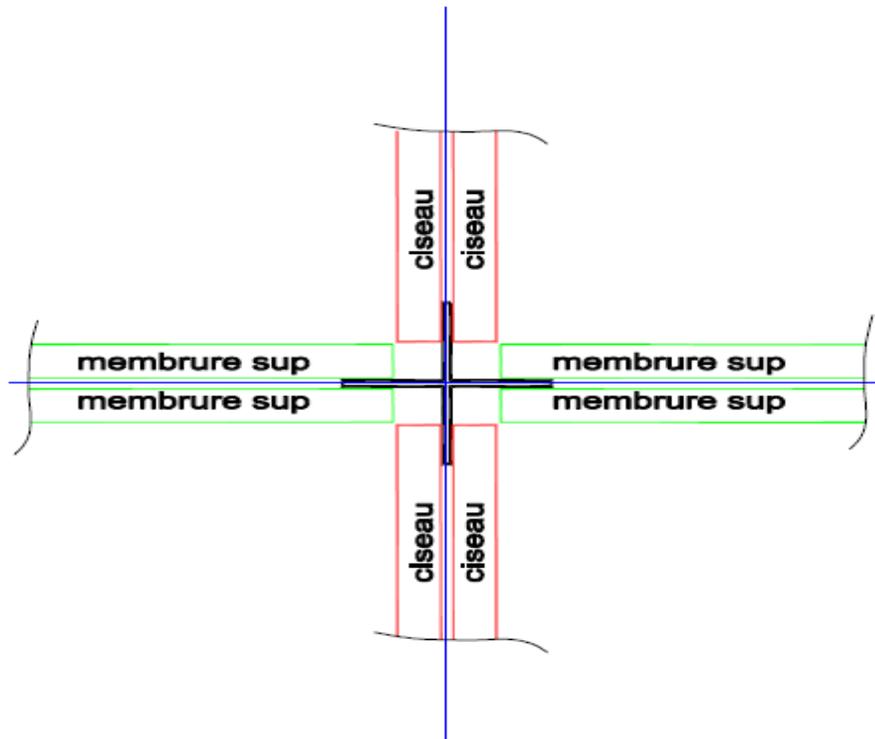


Figure VI.3: Vue en plan de assemblage de faitière.

VI.3 Assemblage de la poutre au vent :

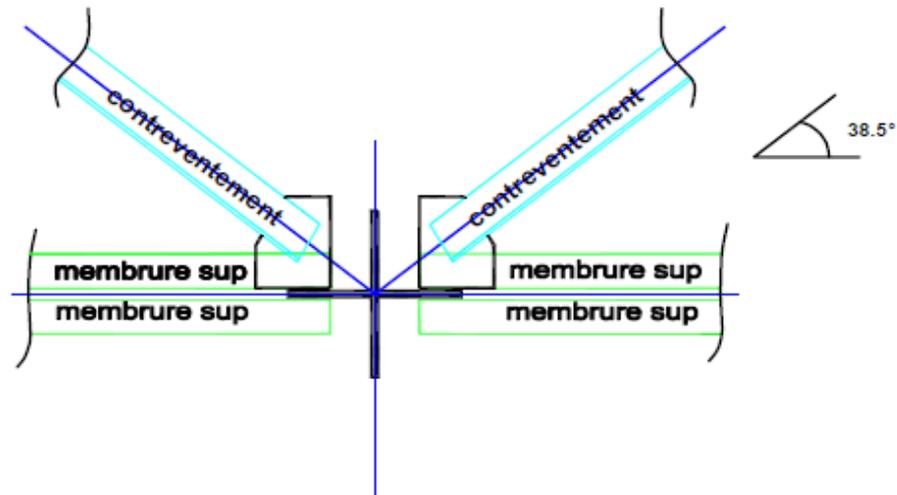


Figure VI.4: Assemblage diagonale- gousset.

Le calcul se fait selon les sollicitations les plus défavorables données dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.5: la sollicitation plus défavorable de diagonale de la poutre au vent

Elément	Section	Effort (kN)
Poutre au vent	2L150*150*14	782,61

L'effort $N_{sd} = 782,61$ est l'effort repris par 2 cornière.

- **Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement :**

On utilise des boulons M22 de classe 8.8.

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}}$$

Avec :

f_{ub} : Résistance à la traction du boulon 800 Mpa.

A_s : Section de résistance du boulon 303mm.

γ_{mb} : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier 1,25.

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \times 800 \times 303}{1,25} = 116,352 \text{ kN.}$$

- **L'effort repris par chaque boulon :**

$$F_{sd} = \frac{N_{sd}/2}{nb} = \frac{782,61/2}{nb}$$

VI.3.1 Le nombre des boulons :

doit vérifier la condition de résistance :

$$F_{sd} \leq f_{v,Rd}$$

$$\text{Donc : } nb = \frac{Fsd}{Fv.Rd} = \frac{\frac{782,61}{2}}{116,352} = 3,363$$

Donc soit 4 boulons M22 de classe 8.8.

VI.3.2 Disposition constructive :

$1,2d < e1 < \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm})$.

$1,5d < e2 < \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm})$.

$2,2d < p1 < \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm})$.

$3d < p2 < \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm})$.

On admet Les boulons M22 $\emptyset = 22 \text{ mm}$ et $d = 24 \text{ mm}$; classe 8.8 :

$$28,8 < e1 < 168 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad e1 = 50\text{mm}$$

$$36 < e2 < 168 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad e2 = 35\text{mm}$$

$$52,8 < p1 < 196 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad p1 = 70\text{mm}$$

$$72 < p2 < 196 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad p2 = 70\text{mm}$$

On opte pour un gousset de 16 mm et (4) boulons M22 de classe 8,8 :

Soit :

$$\left\{ \begin{array}{l} e1 = 50\text{mm} \\ e2 = 35\text{mm} \\ p1 = 70\text{mm} \end{array} \right.$$

VI.3.3 Vérification d'assemblage trop long :

La longueur de la platine est : 310 mm.

La longueur d'assemblage est $L = 310 - 50 \times 2 = 210 \text{ mm}$

D'où : $15 \times 22 = 330\text{mm}$

Donc : $L = 210 \text{ mm} < 15d = 330\text{mm}$.

On conclut que l'assemblage n'est pas trop long.

VI.3.4 Résistance à la pression diamétrale :

$$F_{bRd} = \frac{2,5 \times \alpha \times fu \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e1}{3d_0}, \frac{p1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{fub}{fu}, 1 \right\} = \min \{0,694; 0,722; 1,86; 1\} = 0,694.$$

Avec :

d : diamètre du boulon.

d_0 : diamètre de trou.

t : épaisseur de la pièce.

$e1$: pince longitudinale.

$p1$: entraxe des boulons.

f_{ub} : résistance à la traction des boulons.

f_u : résistance à la traction de la pièce.

$$F_{brd} = \frac{2,5 \times (0,694) \times 22 \times 16 \times 430}{1,25} = 210,087 \text{ kN}$$

La condition de résistance :

$$F_{sd} < f_{b,Rd}$$

Avec : n_p est le nombre de cisaillement.

$$F_{sd} = 195,653 \text{ kN} < F_{b,Rd} = 210,087 \text{ kN.}$$

Il n'y a pas de risque de pression diamétrale.

VI.4 Assemblage de l'échantignole :

VI.4.1 Assemblage échantignole- panne :

On dimensionnera les boulons au cisaillement, chaque boulon reprend une seule :

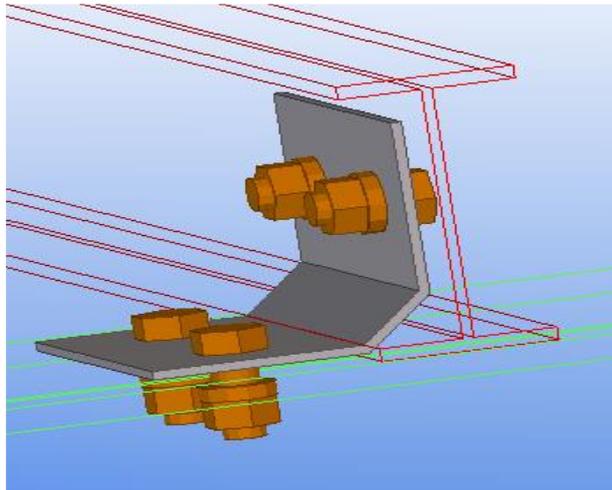


Figure VI.5: Vue en 3D d'assemblage échantignole-panne.

On vérifiera l'assemblage pour un boulon ordinaire afin de réaliser une articulation. Soit un boulon ordinaire M de classe 4,8.

$$F_{ub} = 400 \text{ MPa.}$$

$R_{vz, sd} = 23,692 \text{ kN}$ et celui due au vent (voire chapitre III calcul de l'échantignolle).

- **Effort pris par chaque boulon :**

$$F_{sd} = \frac{F}{nb} = \frac{23,692}{2} = 11,846 \text{ kN}$$

- **Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement :**

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0,5 \times 400 \times A_s}{1,25}$$

$$A_s \geq \frac{\gamma_{mb} \times F_{sd}}{0,5 \times f_{ub}} = \frac{1,25 \times 11,846}{0,5 \times 400} = 74,037 \text{ mm}^2.$$

On adopte des boulons de type M 12 avec $A_s = 84,3 \text{ mm}^2$ et $d_0 = 13 \text{ mm}$.

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0,5 \times 400 \times 84,3}{1,25} = 13,488 \text{ kN} > F_{sd} = 11,846 \text{ kN} \text{ Condition vérifiée.}$$

VI.4.2 Assemblage échantignole – membrure :

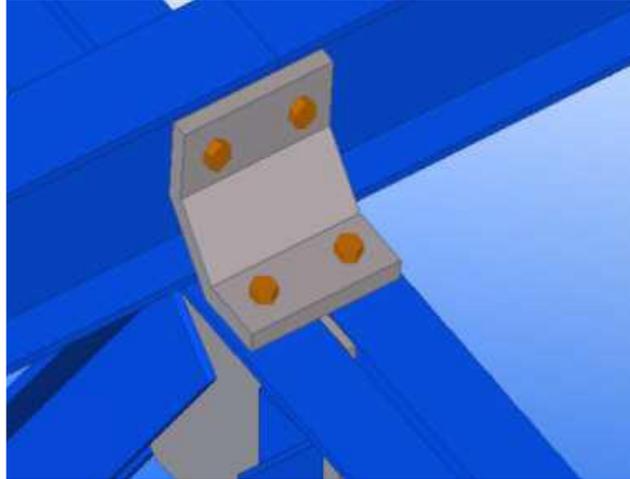


Figure VI.6: Vue en 3d d'assemblage d'échantignole- membrure.

Dans ce cas, le boulon est soumis simultanément un effort de cisaillement et de traction, le cas le plus défavorable et celui du vent (tiré du chapitre3) :

$$R_z = 23,691 \text{ kN.}$$

$$R_y = 0,519 \text{ kN.}$$

Soit un boulon M12 de classe 4,8 boulons ordinaires :

La condition de résistance :

$$\frac{F_{V,sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{T,sd}}{1,4 \times F_{T,Rd}} \leq 1$$

$$F_{T,sd} \leq F_{T,Rd}$$

$$F_{V,Rd} = 0,5 \times 400 \times \frac{84,3}{1,25} = 13,488 \text{ kN.}$$

$$F_{T,Rd} = 0,9 \times 400 \times \frac{84,3}{1,5} = 20,232 \text{ kN.}$$

$$\frac{0,259}{13,488} + \frac{11,846}{1,4 \times 20,232} = 0,605 \leq 1$$

VI.5 Assemblage de couvre joint de la poutre à treillis :

Afin de faciliter le transport, ainsi que le montage (assemblage) sur chantier de membrure de la poutre à treillis, on devra diviser la membrure en trois parties, Le calcul se fait selon les sollicitations les plus défavorables de membrure supérieur :

Tableau VI.6: sollicitation plus défavorable de membrure

Elément	Section	Effort (kN)
Membrure supérieur	2L120*120*15	1389,29

On considérera forfaitairement 12 boulons de classe 8.8.

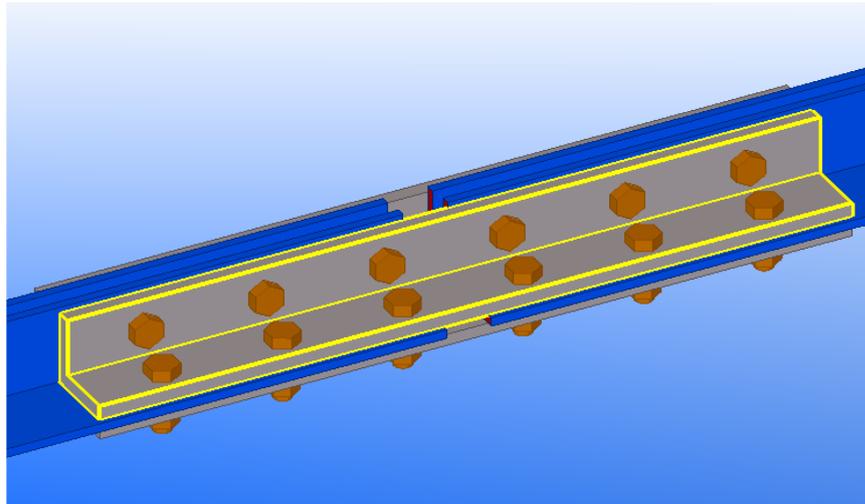


Figure VI.7: Assemblage couvre joint- membrure supérieure.

- Effort pris par chaque boulon :

$$F_{sd} = \frac{F}{nb} = \frac{1389,29}{12 \times 2} = 57,887 \text{ kN}$$

VI.5.1 Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement :

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0,6 \times 800 \times A_s}{1,25}$$

$$A_s \geq \frac{\gamma_{mb} \times F_{sd}}{0,6 \times f_{ub}} = \frac{1,25 \times 57,887}{0,6 \times 800} = 150,747 \text{ mm}^2.$$

On adopte des boulons de type M 16 avec $A_s = 157 \text{ mm}^2$ et $d_0 = 18 \text{ mm}$.

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0,6 \times 800 \times 157}{1,25} = 60,288 \text{ kN} > F_{sd} = 57,887 \text{ kN} \text{ Condition vérifiée.}$$

VI.5.2 Disposition constructive :

$$1,2d < e1 < \max (12t \text{ ou } 150 \text{ mm}).$$

$$1,5d < e2 < \max (12t \text{ ou } 150 \text{ mm}).$$

$$2,2d < p1 < \min (14t \text{ ou } 200 \text{ mm}).$$

$$3d < p2 < \min (14t \text{ ou } 200 \text{ mm}).$$

On admet Les boulons M16 $\varnothing = 16 \text{ mm}$ et $d = 18 \text{ mm}$; classe 8.8 :

$$21,6 < e1 < 180 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad e1 = 50 \text{ mm}$$

$$27 < e2 < 180 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad e2 = 35 \text{ mm}$$

$$39,6 < p1 < 210 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad p1 = 70 \text{ mm}$$

$$54 < p2 < 210 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad p2 = 70 \text{ mm}$$

Soit :

$$e1 = 50 \text{ mm}; e2 = 35 \text{ mm}; p1 = 70 \text{ mm}.$$

VI.5.3 Vérification d'assemblage trop long :

La longueur de la platine est : 450 mm

La longueur d'assemblage est $L = 450 - 50 \times 2 = 350$ mm

D'où : $15 \times 16 = 240$ mm

Donc : $L = 350$ mm $>$ $15d = 240$ mm.

Donc on calcule le coefficient min-orateur β_{lf} :

$$\beta_{lf} = 1 - \frac{L_i - 15 \times d}{200 \times d} = 1 - \frac{350 - 240}{200 \times 16} = 0,965.$$

$$F_{v.Rd} = \frac{0,6 \times \beta_{lf} \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0,6 \times 0,965 \times 800 \times 157}{1,25} = 58,238 \text{ kN} > F_{sd} = 57,887 \text{ kN}$$

Condition vérifiée.

VI.5.4 Résistance à la pression diamétrale :

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right\} = \min \{0,926; 1,046; 1,86; 1\} = 0.962.$$

Avec :

d : diamètre du boulon.

d₀ : diamètre de trou.

t : épaisseur de la pièce.

e₁ : pince longitudinale.

p₁ : entraxe des boulons.

f_{ub} : résistance à la traction des boulons.

f_u : résistance à la traction de la pièce.

$$F_{brd} = \frac{2,5 \times (0,962) \times 16 \times 10 \times 430}{1,25} = 132,371 \text{ kN}$$

La condition de résistance :

$$F_{sd} < f_{b.Rd}$$

Avec : n_p est le nombre de cisaillement.

$$F_{sd} = 57,887 \text{ kN} < F_{b.Rd} = 132,371 \text{ kN}.$$

Il n'y a pas de risque de pression diamétrale.

VI.6 Assemblages des éléments du poteau à treillis avec les membrures :

Le principe de l'assemblage est de fixer la membrure supérieure et inférieure et le poteau à treillis avec un gousset. Le calcul se fait selon les sollicitations les plus défavorables données dans le tableau ci-dessous :

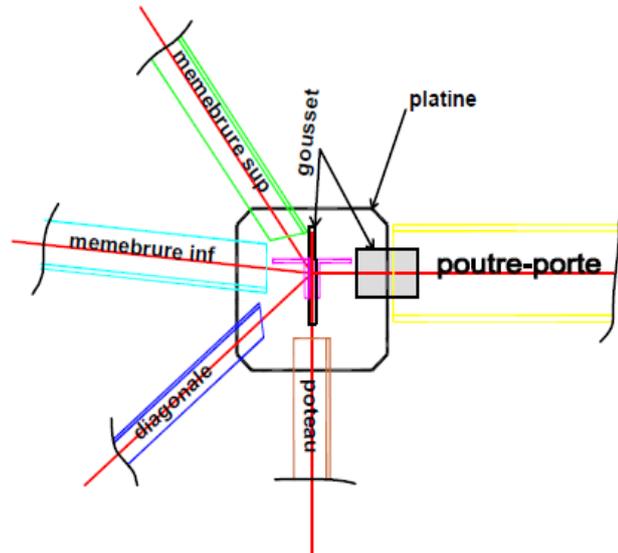


Figure VI.8: Assemblage poteau à treillis avec membrures.

Tableau VI.7: effort des éléments d'assemblage

Eléments	Membrure supérieur	Membrure inférieur	Diagonale	Poteau de treillis
Effort (kN)	1389,29	1153,52	766,01	1299,84
Section	2L(120×120×15)	2L(130×150×15)	2L(120×120×15)	2L(120×120×12)

Ces éléments sont constitués de deux cornières d'où l'effort sollicitant sera divisé par deux.

VI.6.1 Pré dimensionnement de gousset :

L'épaisseur du gousset dépend essentiellement de l'effort appliqué, elle est donnée par le tableau VI.2 chapitre VI :

Pour les membrures supérieures : $1150 \text{ kN} < N_{sd} = 1389,29 \text{ kN} < 1650 \text{ kN}$.

Pour les membrures inférieures : $1150 \text{ kN} < N_{sd} = 1153,52 \text{ kN} < 1650 \text{ kN}$.

Pour les diagonales : $750 \text{ kN} < N_{sd} = 766,1 \text{ kN} < 1150 \text{ kN}$.

Pour le montant : $1650 \text{ kN} < N_{sd} = 1299,84 \text{ kN}$

Donc on a choisi $e = 20 \text{ mm}$.

VI.6.2 Pré dimensionnement de la gorge :

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivant :

$$3 \text{ mm} < a \text{ (mm)} < 0,5 t_{max}$$

t_{max} : épaisseur maximale des pièces assemblées = 16 mm.

$$3 \text{ mm} < a < 0,5 \times 20 = 10 \text{ mm}$$

Donc on prend $a = 10 \text{ mm}$.

b) La longueur de soudure :

L'effort appliqué $F = N/2$ est parallèle à l'axe longitudinale au cordon de soudure donc on a un cordon latéral donc la longueur de soudure est comme suite :

$$a \times l \geq \beta_w \gamma_{mw} \frac{F \times \sqrt{3}}{f_u} \Rightarrow l \geq \beta_w \gamma_{mw} \frac{F \times \sqrt{3}}{f_u \times a}$$

$F = N/2$: est l'effort repris par une seule cornière.

Les dimensions choisies pour les différents cordons de soudures sont données dans le tableau suivant :

Tableau VI.8: dimensionnement des cordons de soudure

Eléments	Type de cornière	Longueur de soudure (mm)	Gorge (mm)
Membrure supérieur	2L(120×120×15)	200	10
Membrure inférieur	2L(150×150×15)	170	10
Diagonale	2L(100×100×10)	70	10
Poteau de treillis	2L(150×150×15)	260	10

VI.7 Assemblage de palée de stabilité :

VI.7.1 Palée de stabilité avec un gousset au niveau de nœud de portique :

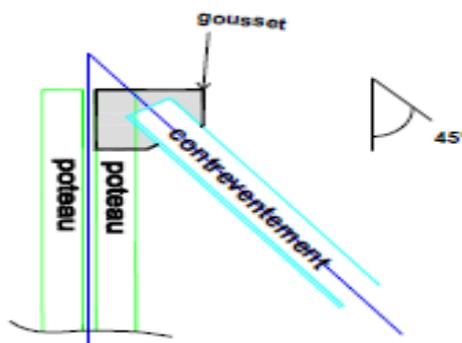


Figure VI.9: assemblage de palée de stabilité avec gousset au niveau de nœud de portique.

Le calcul se fait selon les sollicitations les plus défavorables données dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.9: sollicitation plus défavorable de palée de stabilité

Elément	Section	Effort (kN)
Palée de stabilité	2L120*120*15	416,65

L'effort $N_{sd} = 416,65$ est l'effort repris par 2 cornière.

VI.7.1.1 Pré dimensionnement de gousset :

L'épaisseur du gousset dépend essentiellement de l'effort appliqué, elle est donnée par le tableau suivant :

Tableau VI.10: épaisseur de gousset en fonction de l'effort appliqué

F (kN)	≤ 200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e (mm)	8	10	12	14	16

Pour les diagonales : $200\text{ kN} < N_{sd} = 416,65\text{ kN} < 450\text{ kN}$.

Donc on a choisi $e = 16\text{ mm}$.

VI.7.1.2 Disposition constructive :

$1,2d < e1 < \max (12t \text{ ou } 150\text{ mm})$.

$1,5d < e2 < \max (12t \text{ ou } 150\text{ mm})$.

$2,2d < p1 < \min (14t \text{ ou } 200\text{ mm})$.

$3d < p2 < \min (14t \text{ ou } 200\text{ mm})$.

On admet Les boulons M22 $\varnothing = 22\text{ mm}$ et $d = 24\text{ mm}$; classe 8.8 :

$28,8 < e1 < 180\text{ mm} \Rightarrow e1 = 50\text{mm}$

$36 < e2 < 180\text{ mm} \Rightarrow e2 = 40\text{mm}$

$52,2 < p1 < 168\text{ mm} \Rightarrow p1 = 70\text{mm}$

$72 < p2 < 168\text{ mm} \Rightarrow p2 = 60\text{mm}$

On opte pour un gousset de 16 mm et (4) boulons M22 de classe 8,8 :

Soit :

$$\left\{ \begin{array}{l} e1 = 50\text{mm} \\ e2 = 40\text{mm} \\ p1 = 70\text{mm} \end{array} \right.$$

VI.7.1.3 Vérification d'assemblage trop long :

La longueur de la platine est : 410 mm.

La longueur d'assemblage est $L = 410 - 50 \times 2 = 310\text{ mm}$

D'où : $15 \times 22 = 330\text{mm}$

Donc : $L = 310\text{ mm} < 15d = 330\text{mm}$.

On conclut que l'assemblage n'est pas trop long.

VI.7.1.4 La vérification des boulons :

- **L'effort repris par chaque boulon :**

$$F_{sd} = \frac{F}{nb} = \frac{416,65}{4} = 104,163 \text{ kN}$$

- **Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement :**

$$F_{v.Rd} = \frac{0,6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}}$$

Avec :

f_{ub} : Résistance à la traction du boulon 800 Mpa.

A_s : Section de résistance du boulon.

γ_{mb} : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier.

$$F_{v.Rd} = \frac{0,6 \times 800 \times 303}{1,25} = 116,352 \text{ kN.}$$

- **La condition de résistance :**

$$F_{sd} < f_{v.Rd} \times np$$

Avec : np est le nombre de cisaillement.

$$F_{sd} = 104,163 \text{ kN} < F_{v.Rd} = 116,352 \times 2 = 232,375 \text{ kN.}$$

VI.7.1.5 Résistance à la pression diamétrale :

$$F_{bRd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right\} = \min \{0,694; 0,722; 1,86; 1\} = 0.416.$$

Avec :

d : diamètre du boulon.

d_0 : diamètre de trou.

t : épaisseur de la pièce.

e_1 : pince longitudinale.

p_1 : entraxe des boulons.

f_{ub} : résistance à la traction des boulons.

f_u : résistance à la traction de la pièce.

$$F_{bRd} = \frac{2,5 \times (0,694) \times 22 \times 16 \times 430}{1,25} = 210,087 \text{ kN}$$

- **La condition de résistance :**

$$F_{sd} < f_{b.Rd}$$

Avec : np est le nombre de cisaillement.

$$F_{sd} = 104,163 \text{ kN} < F_{b.Rd} = 210,087 \text{ kN.}$$

Il n'y a pas de risque de pression diamétrale.

VI.7.2 Assemblage palée de stabilité a croix :

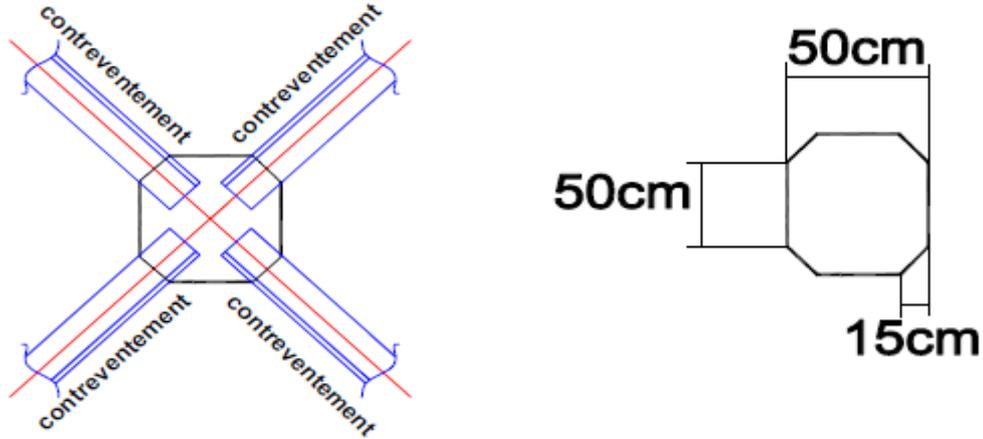


Figure VI.10: Assemblage de palée de stabilité.

- Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement :

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0,6 \times 800 \times 303}{1,25} = 116,352 \text{ kN.}$$

- Nombre des boulons :

$$n \geq \frac{F_{sd}}{F_{sRd}} = \frac{416,65}{116,352} = 3,58 \cong 4 \text{ boulons.}$$

VI.7.2.1 Résistance à la pression diamétrale :

$$F_{bRd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

Soit un gousset de 10 mm et (4) boulons M22 de classe 8,8 :

$$\left\{ \begin{array}{l} e1 = 50\text{mm} \\ e2 = 40\text{mm} \\ p1 = 70\text{mm} \end{array} \right.$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e1}{3d_0}, \frac{p1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right\} = \min \{0,694; 0,722; 1,86; 1\} = 0.416.$$

Avec :

d : diamètre du boulon.

d₀ : diamètre de trou.

t : épaisseur de la pièce.

e1 : pince longitudinale.

p1 : entraxe des boulons.

f_{ub} : résistance à la traction des boulons.

f_u : résistance à la traction de la pièce.

$$F_{brd} = \frac{2,5 \times (0,694) \times 22 \times 16 \times 430}{1,25} = 210,087 \text{ kN}$$

- **La condition de résistance :**

$$F_{sd} < f_{b,Rd}$$

Avec : n_p est le nombre de cisaillement.

$$F_{sd} = 104,163 \text{ kN} < F_{b,Rd} = 210,087 \text{ kN.}$$

Il n'y a pas de risque de pression diamétrale.

VI.8 Calcul des pieds de poteaux :

Le rôle de la base du poteau est de transmettre les efforts développés dans le poteau au massif de fondation. Le poteau est composé d'une platine en acier soudée à la base par un cordon de soudure que l'on applique sur le pourtour de la section du profilé qui le forme. Elle n'a pas à dépasser beaucoup l'épaisseur de l'âme et des semelles du poteau.

On peut la renforcer en utilisant des raidisseurs.

Les platines sont admises à se plier en suivant les lignes tangentes au contour du poteau, en raison des réactions des fondations.

Il est nécessaire de calculer les portions de tôles situées à l'extérieur de ces lignes comme des poutres en porte à faux, et il est important de vérifier que la section de tôle située au droit de la ligne de pliage est capable de résister aux réactions. Exercées par le massif de fondation entre cette section et la platine libre.

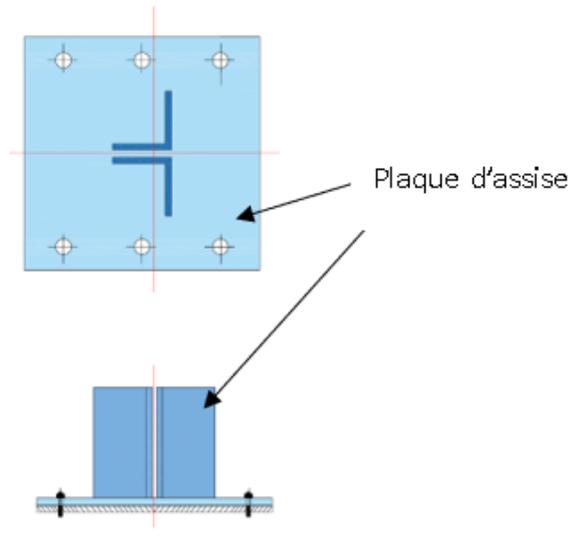


Figure VI.11: présentation de pied de poteau.

VI.8.1 Dimensionnement de la tige d'ancrage des poteaux :

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de traction le plus défavorable :

$N_t = 594.92$ kN. (Avec N_t effort de traction obtenue par logiciel robot).

$$b = h + 2c$$

h : la hauteur de la section 2L150*15

c : le débord donné par : $c = (100 \div 150)$ mm

On prend : $c = 150$ mm

$$D'où : b = h + 2c = 300 + 2 \times 150 = 600 \text{ mm}$$

$$a = b' + 2c = 300 + 2 \times 150 = 600 \text{ mm}$$

Les tiges d'ancrages se dimensionnent à la traction, sous un effort de traction (N_t) :

$$N_{st} = N_t/n$$

n : nombre de tiges.

N_t : effort sollicitant de traction.

L'ancrage est réalisé par 6 tiges :

$$\frac{N_t}{6} \leq \frac{\pi \phi^2}{4} \cdot f_y \rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{2N_t}{3\pi \cdot f_y}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{2 \times 594.92}{3\pi \cdot 27.5}} = 2.14 \text{ cm}$$

Donc : $\phi = 3 \text{ cm}$

VI.8.1.1 Vérification de la tige d'ancrage :

L'effort admissible par scellement est fixé par la règle suivant :

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7 \cdot g_c}{1000} \right) \times \frac{\phi}{1 + \frac{\phi}{d_1}} \times (l_1 + 6.4r + 3.5l_2)$$

N_a : effort normal résistant d'une tige.

$$r = 3\phi \cdot l_1 = 20\phi \cdot l_2 = 2\phi$$

g_c : le dosage en ciment = 350 kg/m^3

$$r = 9 \text{ cm} \cdot l_1 = 60 \text{ cm} \cdot l_2 = 6 \text{ cm} \cdot d_1 = 6 \text{ cm}$$

$$N_a = 95.63 \text{ kN}$$

$$N_a = 95.63 \text{ kN} \geq \frac{N_t}{6} = 95.15 \text{ kN} \text{ condition non vérifiée.}$$

On prend $l_1 = 80 \text{ cm}$

$$N_a = 109.43 \text{ kN} \geq \frac{N_t}{6} = 95.15 \text{ kN}$$

Condition vérifiée.

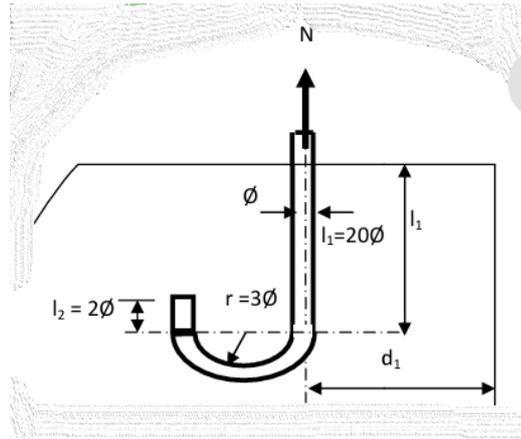


Figure VI.12: tige d'ancrage du pied de poteau.

VI.8.2 Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{121.15}{594.92} = 0.2m$$

$$h = H_{2L150*15} + c = 30 + 15 = 45cm$$

$$h/6 = 45/6 = 7.5cm$$

$$e = 20cm > \frac{h}{6} = \frac{45}{6} = 7.5cm$$

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).

$$A = 2 \times \left(\frac{\pi \phi^2}{4} \right) = 14.13 \text{ cm}^2.$$

A = 14.13 cm² (A : aire de la section de 3tiges à gauche du poteau).

$$l = e \times \frac{h-2c}{2} = 56.25cm$$

$$l = 56.25cm$$

$$h = 45cm$$

$$b = 60cm$$

$$n = \frac{Ea}{Eb} = 15$$

$$h''' + 3 \cdot (l-h) \cdot h'' + 90 A \frac{l}{b} h' - 90 A \frac{l}{b} \cdot h = 0$$

$$h' = 22.26 \text{ cm.}$$

VI.8.2.1 Les contraintes dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{2 N \times l}{bh'(h - \frac{h'}{3})} \leq f_{ub} = 0.85 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ avec } \gamma_b = 1.5.$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 594.92 \times 56.25}{60 \times 22.26 (45 - \frac{22.26}{3})} = 1.33 \text{ Mpa} \leq f_{ub} = 14.17 \text{ Mpa} \text{ vérifiée}$$

VI.8.2.2 Les contraintes dans l'acier :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \times \frac{l-h+\frac{h'}{3}}{(h-\frac{h'}{3})} \leq fy$$

$$\sigma_a = \frac{594.92}{14.13} \times \frac{56.25-45+\frac{22.26}{3}}{(45-\frac{22.26'}{3})} = 20.93Mpa \leq fy \quad \text{vérifiée}$$

VI.8.3 Dimensionnement de l'épaisseur de la platine :

VI.8.3.1 Vérification de la section 1-1 :

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal des contraintes situées 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 (1cm) et d'épaisseur t, sont :

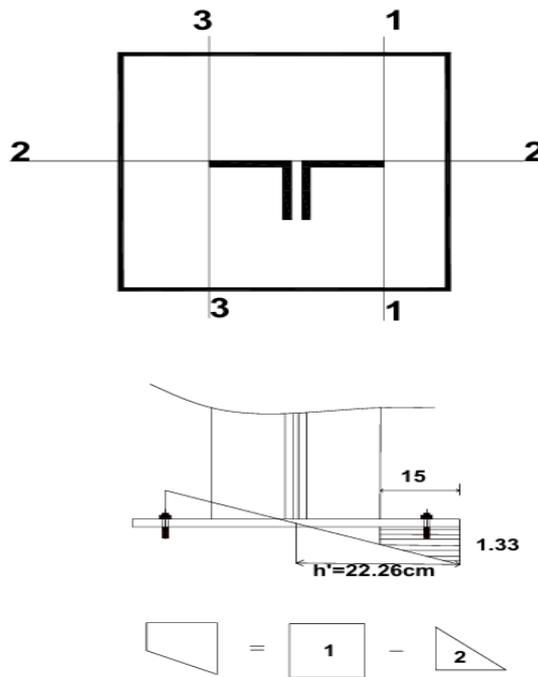


Figure VI.13: vérification de la section 1-1.

$$M1 = 1.33 \times 15 \times 7.5 \times 10^{-3} = 0.150 \text{ kN.m}$$

$$M2 = (15 \times \frac{2.10}{2}) \times \frac{2 \times 15}{3} \times 10^{-3} = 0.158 \text{ kN.m}$$

$$M = M1 - M2 = -0.008 \text{ kN.m}$$

Le module d'inertie de la platine ou $b=1\text{cm}$.

$$\frac{I}{V} = \frac{(\frac{b \cdot t^3}{12})}{\frac{t}{2}} = \frac{b \cdot t^2}{6}$$

La contrainte de flexion dans la section est :

$$\frac{M}{W_{el}} \leq fy \rightarrow t \geq \sqrt{\frac{0.008 \times 6}{10^2 \times 27.5}} = 0.42 \text{ cm}$$

$$t \geq 0.42 \text{ cm}$$

VI.8.3.2 Vérification de la section 2-2 :

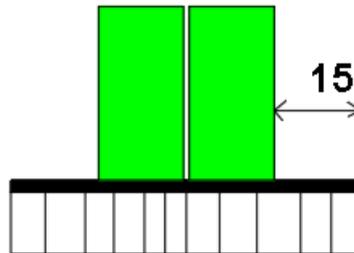


Figure VI.14: vérification de la section 2-2.

Par le même raisonnement, on aura le moment maximal :

$$M = 1.33 \times 15 \times 7.5 \times 10^{-3} = 0.150 \text{ kN.m}$$

$$\text{D'où : } t \geq \sqrt{\frac{0.150 \times 6}{10^2 \times 27.5}} = 1.81 \text{ cm.}$$

VI.8.3.3 Vérification de la section 3-3 :

Du côté tendu, la platine est soumise à un moment : $M = 0.1T$

$$T = A \cdot \sigma_a = 14.13 \times 20.93 = 29.57 \text{ kN}$$

$$M = 0.1 \times 29.57 = 2.957 \text{ kN.m}$$

$$t \geq \sqrt{\frac{2.957 \times 6}{50 \times 27.5}} = 0.11 \text{ cm.}$$

Conclusion :

On prendra une platine uniforme pour tous les poteaux d'épaisseur : **t=2cm.**

CHAPITRE VII : Calcul d'infrastructure.

VII.1 Introduction :

Les fondations d'une construction sont faites pour transmettre toutes les sollicitations de la superstructure au sol, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage car elle assure la stabilité générale de la structure. Le calcul va se faire au début sur les pieds de poteaux en déterminant toutes les dimensions et paramètres, ensuite l'étude de l'infrastructure qui demande la reconnaissance géologique et géotechnique du terrain, car l'étude des fondations et leurs dimensions dépendent des caractéristiques physiques et mécaniques du sol.

VII.1.1 Choix de type de fondation :

Le choix du type de fondation s'effectue en respectant les critères essentiels à savoir :

- Stabilité totale de la structure.
- Solution économique et facile à réaliser.
- Type de construction.
- Caractéristiques du sol.
- Charges apportées par la structure.

VII.1.2 Caractéristique géotechnique :

D'après le rapport géotechnique effectué :

$$\overline{\sigma_{\text{sol}}} = 2 \text{ bars.}$$

Le laboratoire a préconisé d'assurer un ancrage des fondations au sol à partir de 2.5 m de profondeur.

VII.1.3 Choix de la semelle :

Avec une capacité portante du terrain égale à 2 bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles isolés
- Semelles filantes
- Radier (général/nervuré)

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit un radier soit semelles filantes.

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$\frac{S_{\text{fondation}}}{S_{\text{batiment}}} < 0.5$$

$$\rightarrow S_{\text{BATIMENT}} = 3312 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow S_{\text{FONDATION}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{1131.84}{200} = 5.659 \text{ m}^2$$

$$\text{On prend : } S_{\text{FONDATION}} = 6 \text{ m}^2$$

$\frac{S_{\text{fondation}}}{S_{\text{batiment}}} = 0.18\% \ll 50\%$,alors on fait le calcul avec semelle isolée.

VII.2 Les combinaisons d'action :

Pour le dimensionnement des fondations superficielles, les sollicitations sont déterminées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q+E \quad \text{art10.1.4.1. RPA99/2003 BC2-48[3]} \\ 0.8G+E \end{array} \right.$$

Et :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G+1.5W+1.305N \quad \text{art2.2.3.2. D.T.R-B.C.-2.44 -CCM97[1]} \\ 1.35G+1.5N+1.005W \end{array} \right.$$

Et :

(ELS) $\sum_j G_{kj} + Q_{k,max}$ eq (2.11) art2.3.3.2 D.T.R-B.C.-2.44 -CCM97[1]

VII.3 Détermination des sollicitations de semelle portique 2 à 10 :

Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.1 : sollicitations plus défavorables sous un poteau

Combinaison	Sollicitations				
	N _{max} (kN)	My _{cr} (kN.m)	Mz _{cr} (kN.m)	Vx _{cr} (kN)	Vy _{cr} (kN)
G+Q+E	748,32	67.05	0.61	195.47	0.35
0.8G+E	598.66	53.64	0.49	156.38	0.28
1.35G+1.5V+1.305N	1637.82	52.74	12.50	109.6	333.21
1.35G+1.5N+1.005V	1336.06	44.64	10.15	71.98	246.68
1.35G+1.5Q+W	1312.26	37.11	11.83	108.97	249.98
1.35G+1.5W+1.3ΨQ	1439.30	45.04	11.01	110.78	313.41
(ELS) G+N	1131.84	36.77	8.60	72.78	225.67

VII.4 Dimensionnement de la semelle sous un poteau :

Dimensionnement de la plaque d'assis : a =600mm ; b=600mm

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow A = B$$

$$B \geq \sqrt{\frac{Ns}{\sigma_{sol}}} \rightarrow B \geq 2.3m$$

On prend : A=B = 3.5m

- **Hauteur de la semelle :**

$$\frac{B - b}{4} \leq d \leq A - a$$

$$\frac{3.5 - 0.6}{4} \leq d \leq 3.5 - 0.6$$

$$0.725 \leq d \leq 2.9$$

On prend $d=0.75\text{m}$

Alors : $H=0.75+0.05 = \mathbf{0.80\text{m}}$

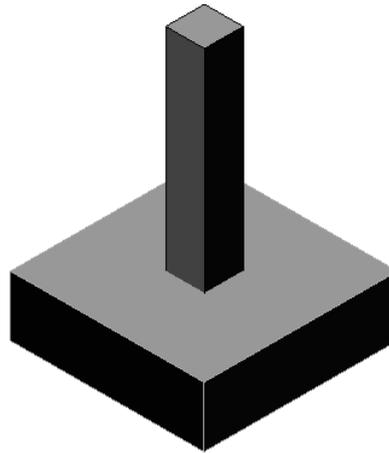


Figure VII.1: vue en 3D de semelle isolée sous un poteau.

VII.4.1 Vérification de la contrainte :

$$\sigma_{cal} \leq \sigma_{sol}$$

$$G_0 = 25 * 3.5 * 3.5 * 0.8 \rightarrow G_0 = \mathbf{24.5 \text{ kN}}$$

$$N_{tot} = N_s, \max + G_0 = 1131.84 + 24.5 = 1156.34 \text{ kN}$$

$$\sigma_{cal} = \frac{1156.34}{3.5 * 3.5} = 94.40 \text{ kN} = 0.0944 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{cal} = 0.0944 \text{ Mpa} \leq \sigma_{sol} = 0.2 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

VII.4.2 Vérification de la stabilité ou renversement :

$$e_0 \leq \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \quad \text{art10.1.5. RPA99/2003[3]}$$

e_0 : excentrement maximale de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismique.

M : moment maximale au renversement à la base de poteau.

N : effort correspondant normal au niveau de fondation.

B : largeur de semelle.

→ Effort normale au niveau de fondation :

$$N = N_1 + N_2 + N_3$$

N1 : effort normale de model (robot).

N2 : poids des terres.

N3 : poids de la semelle.

Tableau VII.2 : vérification de la stabilité de renversement

Combinaison	M (kN.m)	N.CORR (kN)	e0 (m)	B/4(m)	observation
G+1.5V1	100.25	268.215	0.37	0.875	Vérifiée

VII.4.3 Dimension semelle :

D'après la vérification de la stabilité au renversement :

→A=B=3.5m ; d=0.8m ; ancrage D=2.5m.

VII.4.4 Vérification contrainte au sol, critères de non poinçonnement du sol :

D'après l'article 3.541. DTR-BC 2.331[6] :

On doit vérifier :

$$q_a \leq \sigma_{sol.adm}$$

Avec : $q_a \geq \frac{3 \times 6.1 + 6.2}{4}$

Les contraintes σ_1, σ_2 seront formulées comme suit :

$$\sigma_1 = \frac{Q}{BL} \times \left(1 + \frac{6e}{B}\right) ; \sigma_2 = \frac{Q}{BL} \times \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

Q : effort normal à la fondation.

B, L : dimensions de la semelle.

e : excentrement maximale de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismique.

AN : $\sigma_1 = 0.36\text{Bars}$; $\sigma_2 = 0.08\text{Bars}$; $q_a \geq 0.30\text{Bars}$.

$q_a = 0.30\text{Bars} \leq \sigma_{sol.adm} = 2 \text{ bars} \dots \dots \dots$ condition vérifier

VII.4.5 Calcul de ferrillage :

- **ELU (1.35G+1.5V+1.305N) :**

$$A_u = \frac{N_u \times (A-a)}{8 \times d \times 6 \sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ Mpa.}$$

$N_u = 1637.82 \text{ KN.}$

$$A_u = \frac{1637.82 \times 10^3 - 3 \times (3.5 - 1)}{8 \times 0.75 \times 347.82} \rightarrow A_u = 22.75 \text{ cm}^2$$

- **ELS (G+V) :**

$$\overline{\sigma}_r = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{n \times f_c 28}\right) = 201.63 \text{ Mpa.}$$

$$A_s = \frac{1131.84 \times 10^3 - 3 \times (3.5 - 0.6)}{8 \times 0.75 \times 201.63} \rightarrow A_s = 27.13 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_u ; A_s) \rightarrow A = 27.13 \text{ cm}^2$$

VII.4.5.1 Choix de ferrailage :

On prend un ferrailage de 18T14 $\rightarrow A = 27.72 \text{ cm}^2$

Espacement :

$$e \geq \max(6\phi + 6 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}).$$

$$e \geq \max(14.4 ; 15) \text{ cm}.$$

On prend : $e = 20 \text{ cm}$.

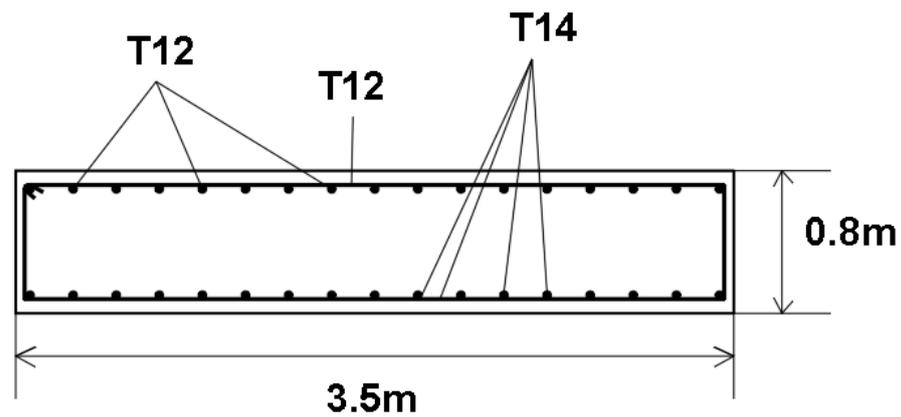


Figure VII.2: schéma de ferrailage de semelle isolée sous un poteau.

VII.5 Détermination des sollicitations de semelle portique sous 2 poteaux (A1-A2 ; G1-G2) :

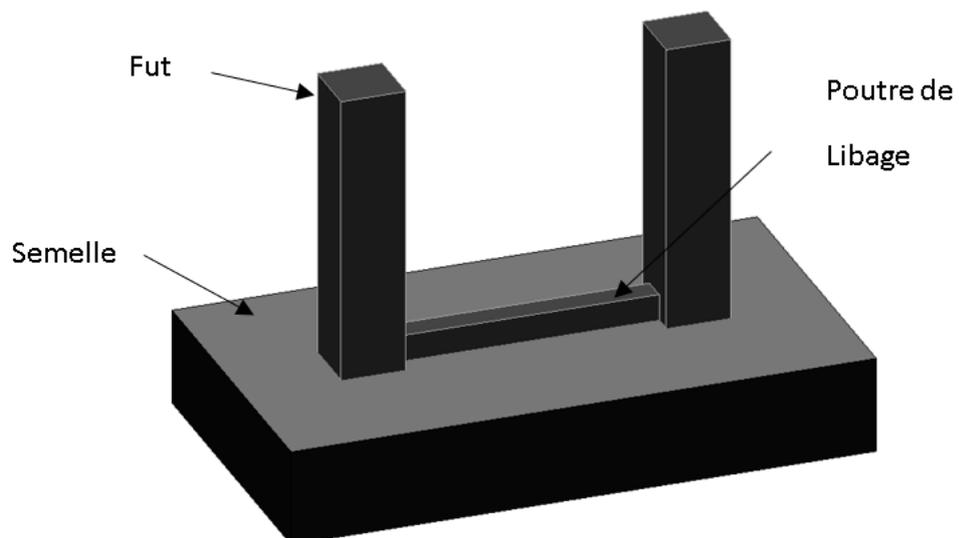


Figure VII.3: semelle isolée sous 2 poteaux.

Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.3: sollicitations les plus défavorable sous 2 poteaux

Combinaison	Sollicitations				
	N_{\max} (kN)	$M_{y_{\text{crr}}}$ (kN.m)	$M_{z_{\text{crr}}}$ (kN.m)	$V_{x_{\text{crr}}}$ (kN)	$V_{y_{\text{crr}}}$ (kN)
G+Q+E	889.99	38.52	2.71	17.99	-7.53
1.35G+1.5V+1.305N	1466.9	59.24	4.16	26.51	-7.63
(ELS) G+N	1051.77	42.68	3	19.18	-5.64

VII.6 Dimensionnement de la semelle :

Dimensionnement de la plaque d'assis : $a = a_1 + a_2 = 1200\text{mm}$; $b = 600\text{mm}$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow A = 2B$$

$$B \geq \sqrt{\frac{2 \cdot N_s}{\sigma_{\text{sol}}}} \rightarrow B \geq 3.24\text{m}$$

On prend : $A = 2B = 7\text{m}$

Hauteur de la semelle :

$$\frac{B - b}{4} \leq d \leq A - a$$

$$\frac{3.5 - 0.6}{4} \leq d \leq 7 - 0.6$$

$$0.725 \leq d \leq 6.4$$

On prend $d = 0.75\text{m}$

Alors : $H = 0.75 + 0.05 = 0.80\text{m}$

VII.6.1 Vérification de la contrainte :

$$\sigma_{\text{cal}} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$G_0 = 25 \cdot 3.5 \cdot 7 \cdot 0.8 \rightarrow G_0 = 490 \text{ kN}$$

$$N_{\text{tot}} = N_s, \max + G_0 = 1131.84 + 490 = 1621.84 \text{ kN}$$

$$\sigma_{\text{cal}} = \frac{1621.84}{3.5 \cdot 7} = 66.32 \text{ kN} = 0.066 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{\text{cal}} = 0.066 \text{ Mpa} \leq \sigma_{\text{sol}} = 0.2 \text{ Mpa} \rightarrow$ condition vérifiée.

VII.6.2 Vérification de la stabilité ou renversement :

$$e_0 \leq \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \quad \text{art10.1.5. RPA99/2003[3]}$$

Tableau VII.4 : vérification de la stabilité ou renversement

Combinaison	M (kN.m)	N .corr (kN)	e_0 (m)	$B/4$ (m)	Vérification
G+1.5V1	26.3	1153.68	0.02	0.625	Vérifier

VII.6.3 Dimension semelle :

D'après la vérification de la stabilité ou renversement :

→A=7m; B=3.5.m ; d=0.8m ; ancrage D=2.5m.

VII.6.4 Vérification contrainte au sol, critères de non poinçonnement du sol :

D'après l'article 3.541. DTR-BC 2.331[6] :

On doit vérifier : $q_a \leq \sigma_{sol.adm}$

$\sigma_1 = 1.66 \text{ Bars}$; $\sigma_2 = 1.42 \text{ Bars}$; $q_a \geq 1.6 \text{ Bars}$.

$q_a = 1.6 \text{ Bars} \leq \sigma_{sol.adm} = 2 \text{ bars}$condition vérifier

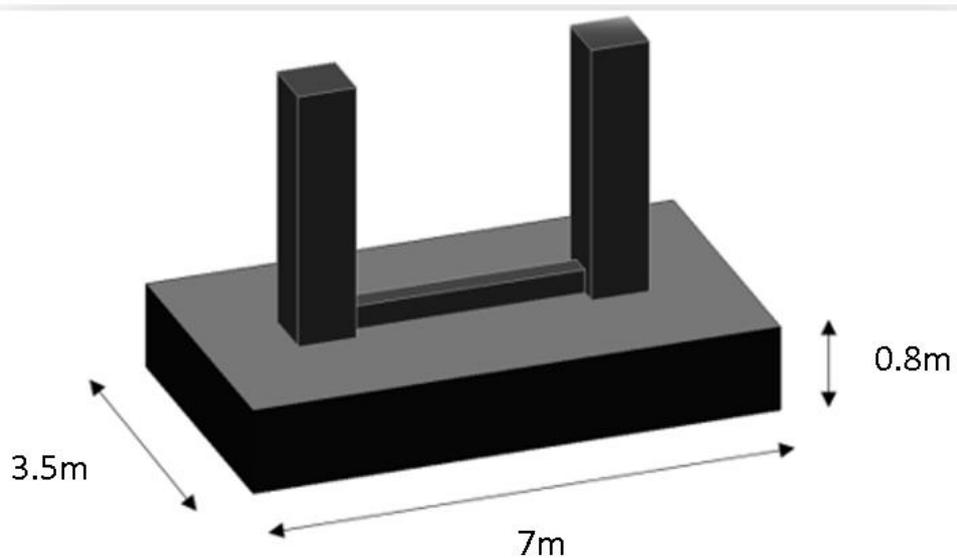


Figure VII.4: vue en 3D de semelle sous 2 poteaux avec les dimensions de la semelle.

VII.6.5 Calcul de ferrailage :

- ELU (1.35G+1.5V+1.305N) :

$$A_u = \frac{N_u \times (A - a)}{8 \times d \times 6 \sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ Mpa.}$$

$$N_u = 1637.82 \text{ KN.}$$

$$A_{u.l} = \frac{1466.9 \times 10^3 - 3 \times (3.5 - 0.6)}{8 \times 0.75 \times 347.82} \rightarrow A_{u.l} = 20.38 \text{ cm}^2$$

$$A_{u.t} = \frac{1466.9 \times 10^3 - 3 \times (7 - 0.6)}{8 \times 0.75 \times 347.82} \rightarrow A_{u.t} = 44.98 \text{ cm}^2$$

- ELS (G+V) :

$$\overline{\sigma}_{sr} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{n \times f_c} \times 28\right) = 201.63 \text{ Mpa.}$$

$$A_{s.l} = \frac{1051.77 \times 10^3 - 3 \times (3.5 - 0.6)}{8 \times 0.75 \times 201.63} \rightarrow A_s = 25.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{s.t} = \frac{1051.77 \times 10^3 - 3 \times (7 - 0.6)}{8 \times 0.75 \times 201.63} \rightarrow A_s = 86.94 \text{ cm}^2$$

$$A.l = \max (A_u.l ; A_s.l) \rightarrow A = 25.21 \text{ cm}^2$$

$$A.t = \max (A_u.t ; A_s.t) \rightarrow A = 86.94 \text{ cm}^2$$

VII.6.5.1 Choix de ferrailage :

→ **Longitudinal** :

On prend un ferrailage de 18T14 → $A = 27.72 \text{ cm}^2$

Espacement :

$$e \geq \max(6\phi + 6 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}).$$

$$e \geq \max(14.4 ; 15) \text{ cm}.$$

On prend : $e = 15 \text{ cm}$.

→ **Transversal** :

On prend un ferrailage de 44T16 → $A = 88.44 \text{ cm}^2$

Espacement :

$$e \geq \max(6\phi + 6 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}).$$

$$e \geq \max(14.4 ; 15) \text{ cm}.$$

$$e \geq (700 - 5) / 45 = 15 \text{ cm}$$

On prend : $e = 15 \text{ cm}$.

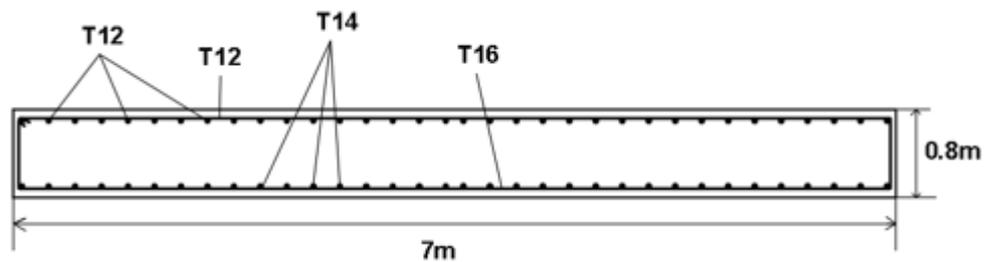


Figure VII.5: schéma de ferrailage de semelle sous 2 poteaux.

VII.7 Détermination des sollicitations de semelle portique sous 4 poteaux (B1-B2-C1-C2 ; E1-E2-F1-F2) :

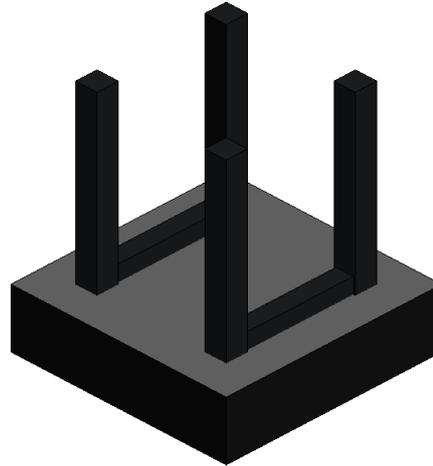


Figure VII.6: vue en 3D de semelle isolée sous 4 poteaux.

Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.5 : les sollicitations les plus défavorable sous 4 poteaux.

Combinaison	Sollicitations				
	N _{max} (kN)	My _{cr} (kN.m)	Mz _{cr} (kN.m)	V _{Xcr} (kN)	V _{Ycr} (kN)
G+Q+E	891.27	66.92	20.09	357.28	50.07
G+1.5V	963.11	38.82	9.2	316	106.12
(ELS) G+N	1021.89	68.8	21	368.26	52.22

VII.8 Dimensionnement de la semelle :

VII.8.1 Vérification de la stabilité ou renversement :

$$e_0 \leq \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$
 art10.1.5. RPA99/2003[3]

Tableau VII.6: vérification de la stabilité ou renversement

Combinaison	M (kN.m)	N.corr (kN)	e ₀ (m)	B/4(m)	Observation
1.35G+1.5V+1.3N	112.54	681.09	0.17	1.25	Vérifiée

VII.8.2 Dimension semelle :

D'après la vérification de la stabilité ou renversement :

→A=5m ; B=5.m ; d=0.8m ; ancrage D=2.5m.

VII.8.3 Vérification contrainte au sol, critères de non poinçonnement du sol :

D'après l'article 3.541. DTR-BC 2.331[6] :

On doit vérifier :

$$q_a \leq \sigma_{sol.adm}$$

Avec : $q_a \geq \frac{3 \times 6.1 + 6.2}{4}$

Les contraintes σ_1, σ_2 seront formulées comme suit :

$$\sigma_1 = \frac{Q}{BL} \times \left(1 + \frac{6e}{B}\right) ; \sigma_2 = \frac{Q}{BL} \times \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

Q : effort normal à la fondation.

B, L : dimensions de la semelle.

e : excentrement maximale de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismique.

AN : $\sigma_1 = 0.32 \text{ Bars} ; \sigma_2 = 0.21 \text{ Bars} ; q_a \geq 0.29 \text{ Bars}$.

$q_a = 0.29 \text{ Bars} \leq \sigma_{sol.adm} = 2 \text{ bars}$condition vérifier

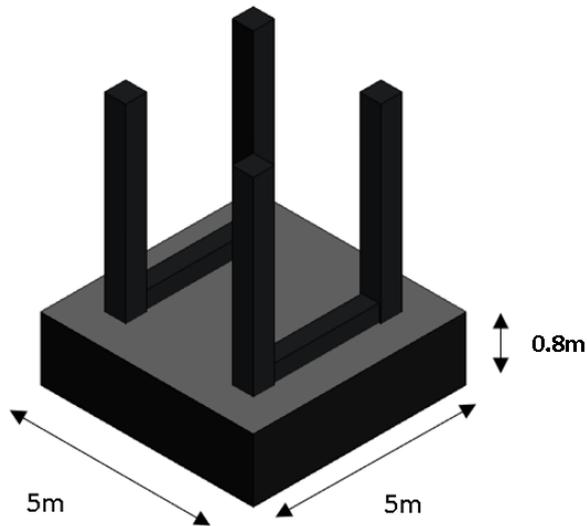


Figure VII.7 : vue en 3D avec les dimensions de semelle sous 4 poteaux.

VII.8.4 Calcul de ferrailage :

- ELU (1.35G+1.5V+1.305N) :

$$A_u = \frac{N_u \times (A - a)}{8 \times d \times 6 \sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ Mpa}$$

$$N_u = 963.11 \text{ KN}$$

$$A_{u.l} = \frac{963.11 \times 10^3 - 3 \times (5 - 0.6)}{8 \times 0.75 \times 347.82} \rightarrow A_{u.l} = 20.31 \text{ cm}^2$$

$$A_{u.t} = \frac{963.11 \times 10^3 - 3 \times (5 - 0.6)}{8 \times 0.75 \times 347.82} \rightarrow A_{u.t} = 20.31 \text{ cm}^2$$

- ELS (G+V) :

$$\overline{\sigma}_{sr} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{n \times f_c} \times 28\right) = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$A_{s.l} = \frac{1021.89 \times 10^3 - 3 \times (5 - 0.6)}{8 \times 0.75 \times 201.63} \rightarrow A_s = 37.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{s.l} = \frac{1021.89 \times 10^3 - 3 \times (5 - 0.6)}{8 \times 0.75 \times 201.63} \rightarrow A_s = 37.17 \text{ cm}^2$$

$$A.l = \max(A_{u.l}; A_{s.l}) \rightarrow A = 37.17 \text{ cm}^2$$

$$A.t = \max(A_{u.t}; A_{s.t}) \rightarrow A = 37.17 \text{ cm}^2$$

VII.8.4.1 Choix de ferrailage :

→ **Longitudinal** :

On prend un ferrailage de 25T14 → $A = 38.5 \text{ cm}^2$

Espacement :

$$e \geq \max(6\phi + 6 \text{ cm}; 15 \text{ cm}).$$

$$e \geq \max(14.4; 15) \text{ cm}.$$

On prend : $e = 15 \text{ cm}$.

→ **Transversal** :

On prend un ferrailage de 25T14 → $A = 38.5 \text{ cm}^2$

Espacement :

$$e \geq \max(6\phi + 6 \text{ cm}; 15 \text{ cm}).$$

$$e \geq \max(14.4; 15) \text{ cm}.$$

$$e \geq (500 - 5) / 39 = 15 \text{ cm}$$

On prend : $e = 15 \text{ cm}$.

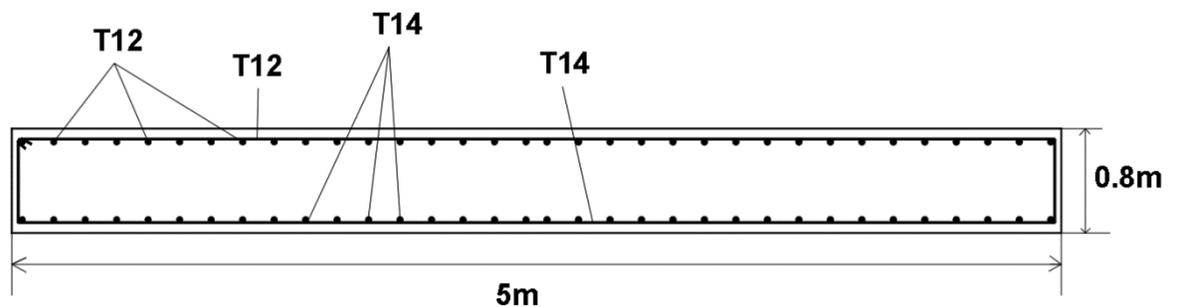


Figure VII.8: schéma de ferrailage de semelle sous 4 poteaux.

VII.9 Calcul des poutres de libage :

Les poutres de libage sont conçues pour reprendre les moments entre les poteaux.

Pour dimensionner les poutres de rigidité (libage) il y a lieu de vérifier les conditions de rigidité de ces poutres :

VII.9.1 Condition de rigidité :

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

L_{\max} : plus grande distance entre deux poteaux parallèles :

L_e : longueur élastique.

$$L_e = \sqrt{\frac{4EI}{Kb}}$$

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une poutre.

K : coefficient de raideur du sol.

b : largeur du poutre .

$$L_e^4 = \frac{4EI}{Kb}, \quad I = \frac{bh^3}{12}$$

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^2}}$$

$L_{\max} = 3 \text{ m}$, $E = 32146.18 \text{ MPa}$, $K=40 \text{ MN/m}^3$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times (3)^2}{32146.18 \times \pi^2}}$$

$h_r \geq 0.38 \text{ m}$

Donc on prend la même hauteur que la hauteur de la semelle $h=0.8\text{m}$.

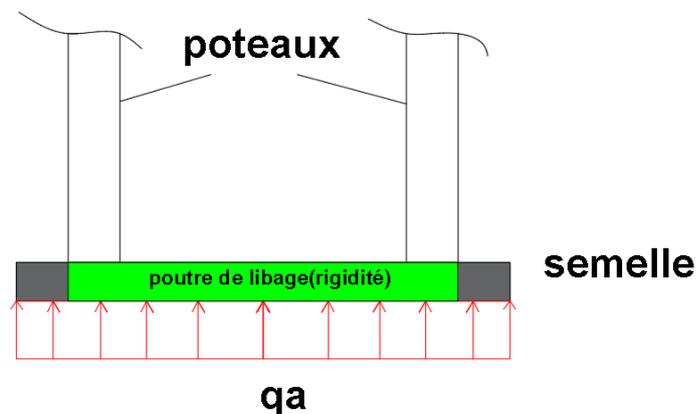


Figure VII.9: poutre de libage.

La contrainte moyenne : $q_a = 1.6 \text{ MPa}$.

Dimension de la poutre (50*80).

B : entraxe entre les poteaux

$q_a = 160 \text{ kn/m}^2 \rightarrow q_a = 160 \times 2.5 = 400 \text{ kN/m}$

$M = q_a \times l^2 / 8$ avec $l = 3\text{m}$

$M = 450 \text{ kN.m}$

$B = 0.5\text{m}$; $h = 0.8\text{m}$; $d = 0.75\text{m}$; $d' = 0.05\text{m}$.

$f_{c28}=25 \text{ MPa}$; $f_{bu}= 14.2\text{MPa}$; $f_e=500$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{400 \times 10^3}{50 \times 75^2 \times 14.2} \rightarrow \mu = 0.001 < 0.371$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.00125.$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 749.62 \text{ mm}.$$

Donc, la quantité d'armature tendue sera égale à :

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times 6s} = \mathbf{12.27 \text{ cm}^2}$$

VII.9.2 Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \mathbf{3.62 \text{ cm}^2} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VII.9.3 Dispositions constructives :

L'armature inférieure : $A_s = A_s(8T14) = \mathbf{12.32 \text{ cm}^2}$

L'armature supérieure : $A'_s = 4T12 = \mathbf{4.52 \text{ cm}^2}$

L'armature transversale : $\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = 4.67 \text{ mm} \cong \mathbf{8 \text{ mm}}$

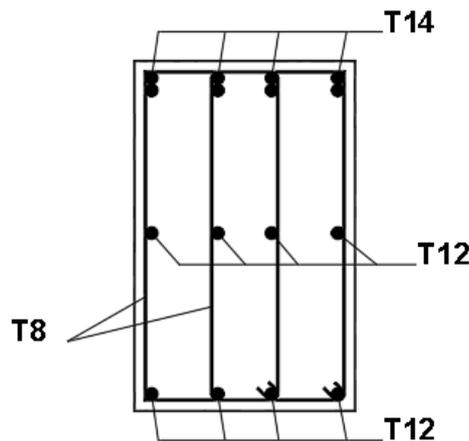


Figure VII.10: schéma de ferrailage de poutre de libage.

VII.10 Calcul des longrines :

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction.

Pour un sol de type S3 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 25cm x 30 cm.

Selon le **RPA99 article 10.1.1**

VII.10.1 Calcul de ferrailage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale

à : $F = \frac{N}{\alpha} \geq \mathbf{20 \text{ KN}}$; Selon le **RPA99 article 10.1.1[3]**.

Avec :

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

Tableau VII.7: valeur de α

Site	Zone		
	I	IIa	IIb et III
S ₁	-	-	-
S ₂	-	15	12
S ₃	15	12	10
S ₄	12	10	8

→ Donc: $\alpha=15^\circ$

- A P'ELU :

$$F = \frac{Nu}{\alpha} = \frac{1010.23}{15} = 67.35 \text{ kN}$$

- A L'ELS :

$$F = \frac{Nser}{\alpha} = \frac{748.32}{15} = 49.89 \text{ kN}$$

$$F = \max(Nu ; Nser ; 20\text{kN})$$

$$F = 67.35\text{kN}$$

$$A_{st.u} = \frac{F}{6\sigma_{st}} = \frac{67.35 \times 10^3}{347.82} = 0.2\text{cm}^2$$

$$A_{st.s} = \frac{F}{6\sigma_{st}} = \frac{67.35 \times 10^3}{201.6} = 0.34\text{cm}^2$$

Le ferrailage minimum doit être 0.6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20cm, 15 ϕ). Selon le **RPA99 article 10.1.1[3]**.

$$A_{min} = 0.6\%B = 0.6\% (25 \times 30) = 4.5\text{cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_{st} = 6T12 = 6.79\text{cm}^2$$

VII.10.1.1 Vérification de condition de non fragilité :

$$A_{st} \leq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_{st} = 6.79\text{cm}^2$$

$$0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 10.78\text{cm}^2. A_{st} = 6.79\text{cm}^2 < 10.78\text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifier.}$$

VII.10.1.2 Calcul des armatures transversales :

$$\Phi t \geq \frac{\phi l}{3} = 4\text{mm}$$

$$\text{On prend : } \Phi t = 8\text{mm}$$

VII.10.1.3 Calcul d'espacement des cadres :

Le RPA exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$St \leq \min (20\text{cm}, 15 \Phi_t).$$

$$St \leq \min (20\text{cm}, 12\text{cm}).$$

On opte un espacement : $St = 10\text{cm}$.

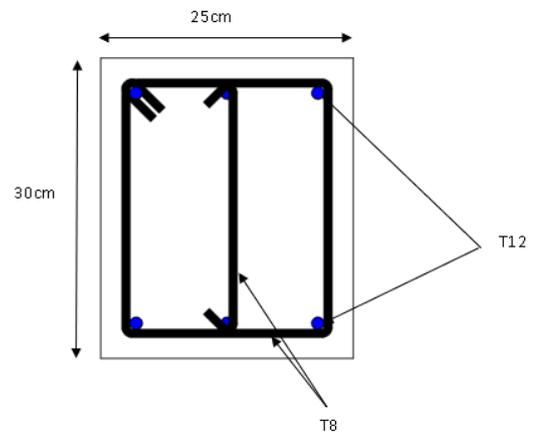


Figure VII.11 : schéma de ferrailage de longrine.

VII.11 Calcul des futs :

Les fondations sont ancrées à $D = 2.5\text{m}$; l'assemblage platine massif doit être au-dessous du sol ; donc on prévoit un poteau en B.A (fut) de dimension $(100 \times 100) \text{ cm}^2$. Le fut est soumis à un effort normal, un effort tranchant et un moment fléchissant. Le ferrailage de la section sera calculé en flexion composé. On calculera uniquement le fut le plus sollicité ; par les efforts (M, N, T).

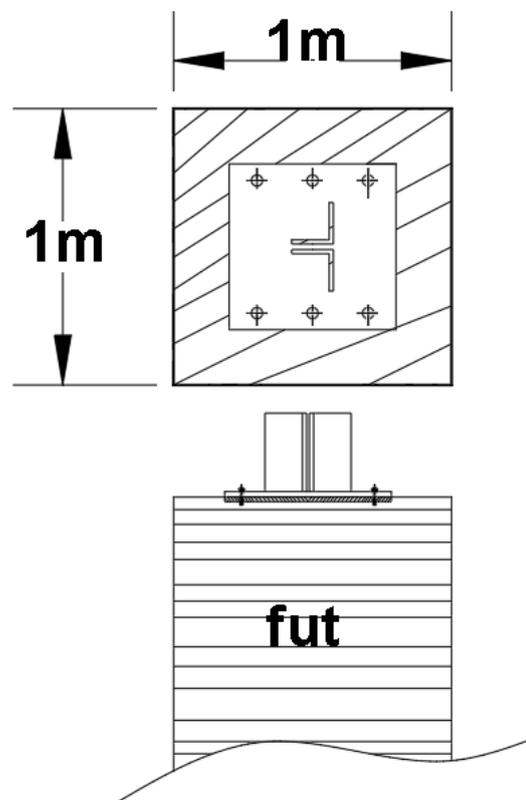


Figure VII.12: la section de fut à ferrailer.

On a :

Tableau VII.8: les sollicitation du fut

Combinaison	M(kN.m)	N.corr (kN)	V(kN)
G+1.5V1	100.25	268.215	497.04

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{100.25}{268.215} = 0.37m > \frac{h}{6} = 0.167m$$

Alors la section est partiellement comprimée (**S.P.C**) et le ferrailage se fera à la flexion simple.

VII.11.1 Calcul de ferrailage :

$$\mu = \frac{M_{Ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{100.25 \times 10^6}{1000 \times 900^2 \times 14.17} = 0,00873$$

$$\mu < 0.371$$

$$\Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 0.011 < \alpha = 0.617$$

$$Z = 896.05 \text{ mm}$$

$$A_u = 2.57 \text{ cm}^2$$

- **Recommandations du RPA 99/version2003[3] :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de **0.8%** (zone IIa).

Ferrailage maximum sera de :

4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

Le diamètre minimum est de 12 mm (RPA99/version2003).

$$A_{min} = 0.8\% (100 \times 100 - 60 \times 60)$$

$$A_{min} = 51 \text{ cm}^2$$

Choix d'armatures :

$$A(20T20) = 62.8 \text{ cm}^2$$

VII.11.2 La condition de non fragilité :

$$A_{smin} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 9.99 \text{ cm}^2 \quad (\text{Cette condition est vérifiée}).$$

VII.11.3 Calcul des armatures transversales :

Vérification des futs à l'effort tranchant maximum, on prend l'effort tranchant.

$$V_{max} = 497.04 \text{ kN}$$

- On vérifié la condition préconise par le RPA99[3] :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t \cdot f_e} \quad \text{RPA99[3] (art 7.4.2.2)}$$

V_u : l'effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section brute.

F_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : est un coefficient correcteur.

t : l'espacement des armatures transversales .

- L'espacement :

D'après le RPA99[3] (art 7.4.2.2), la valeur maximale est fixée comme suit :

Dans la zone nodale :

$$t \leq \min (10\phi, 15\text{cm}) = 16 \text{ cm} \quad (\text{zone IIa})$$

On opte $t = 15 \text{ cm}$

Dans la zone courante :

$$t' \leq 15\phi = 24 \text{ cm} \quad (\text{zone IIa})$$

On opte $t = 20 \text{ cm}$

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- Résumé :

Armatures longitudinales : 20HA20

Armatures transversales : 1cadreHA8

Armatures constructives : HA12

Espacement de : 15cm en zone nodale et 20cm en zone courante.

$h = b = 100\text{cm}$.

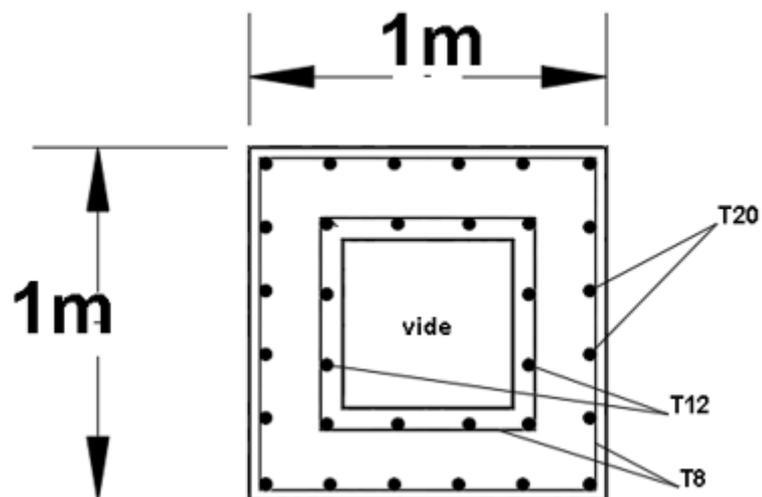


Figure VII.13 : schéma de ferrailage.

Le vide de fut est réservé pour recevoir les clames.

VII.12 Calcul de dallage :

Le dallage des hangars de maintenance des avions est un élément sensible et délicat qui doit être rigide et indéformable qui nécessite un calcul approprié pour assurer le bon fonctionnement de ce hangar.

Le dallage prévu pour ce hangar doit être calculer en fonction des charges mobiles transmises par l'avion lors de sa circulation et en repos.

Vu la surface importante de dallage qui nécessite des joints de fractionnements afin de limiter les effets de dilatation, il y a lieu de prévoir des longrines dans les deux sens, pour assurer des bandes de dalle de (6m*6m).

Conformément à l'art10.1.1a du RPA99[3] (solidarisation des point d'appuis) qui exige la liaison des fondations par des longrines dans les deux directions pour s'opposer au déplacement relatifs des semelles dans le plan horizontal , pour prévoir ces longrines nous avons créé des poteaux intermédiaires (40*40) en béton armée avec leur semelle à chaque

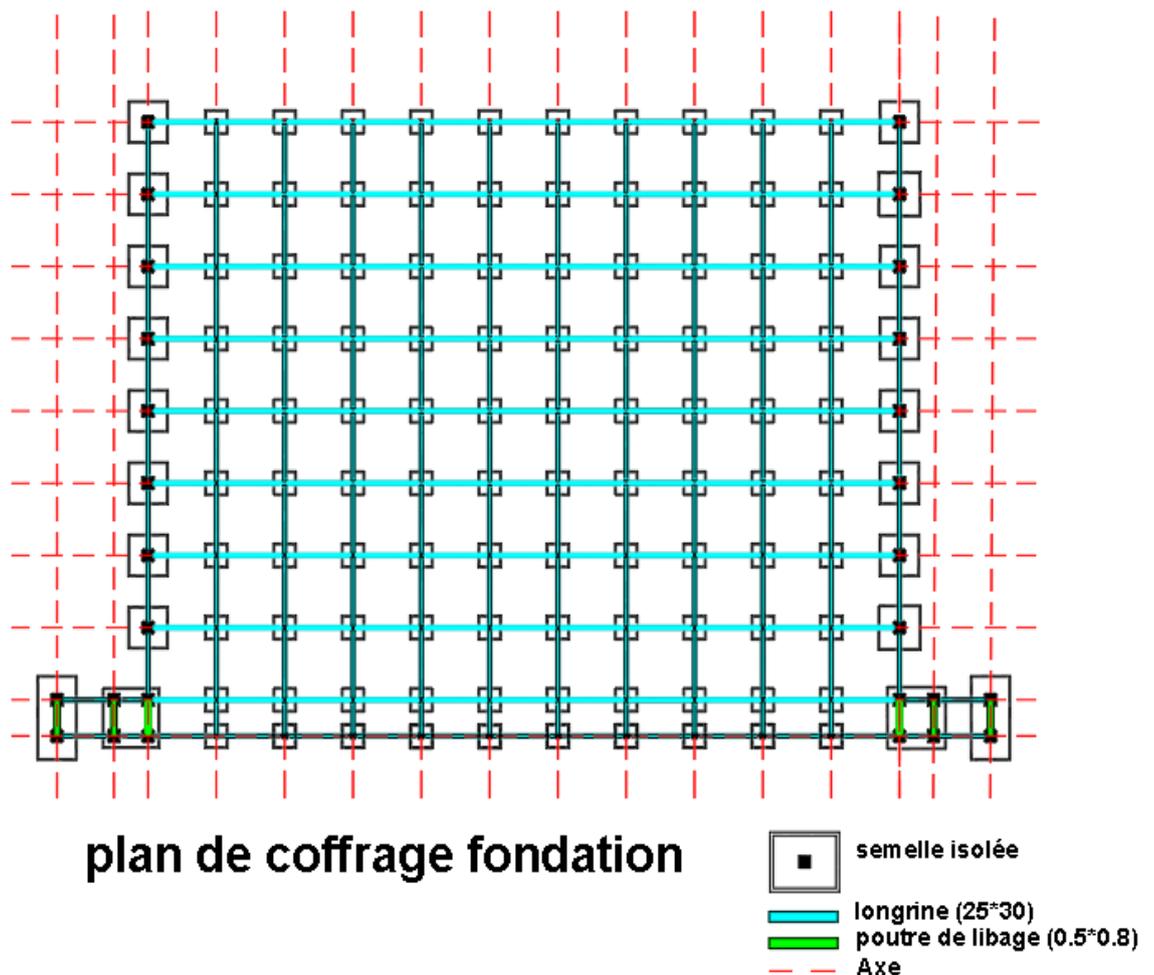


Figure VII.14: plan de coffrage fondation.

6m dans le sens transversal, au vu de la portée importante entre les deux poteau pignon (sens transversal).

VII.12.1 Pré dimensionnement de dallage :

VII.12.1.1 Condition de poinçonnement :

D'après les règles BAEL91[8] ; la vérification au poinçonnement de la dalle doit se faire sous la charge la plus sollicitée :

On doit vérifier :

$$N \leq 0,045 \mu_x \cdot f_{c28} \cdot h$$

Avec :

μ_x : Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen.

h : L'épaisseur du dallage.

N : La charge d'avions sur la roue.

b : largeur de la roue.



Figure VII.15: présentation d'effet de poinçonnement.

$$\mu_x = 2 (L + b + 2 \cdot h_{\text{dallage}})$$

$$\mu_x = 2 (6 + 1 + 2 \cdot h) = 16,8 \text{ m}$$

$$0,045 \mu_x \cdot f_{c28} \cdot h = 0,045 \cdot 16,8 \cdot 25 \cdot 0,7 = 13,23 \text{ MN}$$

Masse vide d'avions Boeing 757-200 : 57840 Kg

Nombres de roues : 5 roues.

$$N = \frac{57840}{5} = 11568 \text{ N}$$

$$N \leq 0,045 \mu_x \cdot f_{c28} \cdot h \rightarrow 0,039h^2 + 13,62h = 0$$

$$h \geq 349,23 \text{ mm}$$

On prend : $h = 40 \text{ cm}$.

VII.12.2 Ferrailage du dallage :**VII.12.2.1 METHODE DE CALCUL**

Notre dallage comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité (1ml) et ont pour valeurs :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$

- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

μ_x ; μ_y : sont des coefficient fonction de $\alpha = l_x/l_y$ et ν (prend 0 à l'ELS, 0,2 à l'ELU) (cours béton arme BAEL 91[8]).

d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- Moment en travée : ($M_{tx} = 0.75 \cdot M_x$; $M_{ty} = 0.75 \cdot M_y$)

- Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0.5 \cdot M_x$; $M_{ay} = 0.5 \cdot M_y$)

VII.12.2.2 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

- Les valeurs des charges limite ultimes ELU :

$$q_u = \frac{N_U}{S} = 1.566 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1.566 \text{ KN/m}^2$$

- Les valeurs des charges limite services ELS :

$$q_{ser} = 1.16 \text{ KN/m}^2$$

VII.12.2.3 CALCUL DU FERRALLAGE :

Le ferrailage se fera pour le panneau le plus sollicité :

- Détermination des efforts :

Les efforts à L'ELU $\nu = 0$

Tableau VII.9: les efforts dans les deux sens

Lx (m)	Ly (m)	Lx/Ly	Sens x-x				Sens y-y			
			μ_x	M_x kNm	M_{tx} kN.m	M_a kNm	μ_y	M_y kNm	M_{ty} kNm	M_a kNm
6	6	1	0,0368	0.259	0.194	0.130	1	0.259	0.194	0.130

- Pour les armatures longitudinales et transversales :

On prend **M=0.259 KN.m**

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.259 \times 10^6}{1000 \times 360^2 \times 14.17}$$

$$\mu = 0.0014 .$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}$$

$$\alpha = 0.0017$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$Z = 359.97 \text{ mm}$$

$$A = \frac{M}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{0.259 \times 10^6}{359.97 \times \frac{500}{1.15}}$$

$$A = 1.65 \text{ cm}^2$$

VII.12.2.4 La condition de non fragilité :

$$A_{s\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 3.48 \text{ cm}^2 \quad (\text{Cette condition non vérifiée}).$$

Donc : $A_s = A_{s\min} = 3.48 \text{ cm}^2$

VII.12.2.5 Dispositions constructives :

L'armature inférieure : $A_s = A_s(7T8) = 3.5 \text{ cm}^2$

L'armature transversale : $\phi t = \frac{\phi l}{3} = 4 \text{ mm} \cong 8 \text{ mm}$

Espacement : $e = 15 \text{ cm}$

Pour éviter la fissuration de la dalle du au retrait il Ya lieu de prévoir une nappe supérieure conformément à l'exigence du DTU 13.3

VII.12.2.6 Schéma de ferrailage :

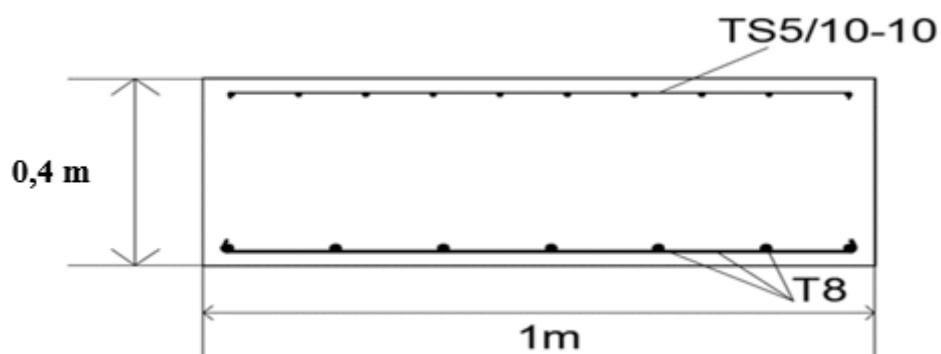


Figure VII.16: schéma de ferrailage de dallage.

Conclusion générale

Arrivant à la fin de ce modeste travail, qui nous a donné une occasion pour appliquer et approfondir toutes nos connaissances acquises durant le cursus de notre formation. Cette expérience nous a permis aussi de faire mieux comprendre le domaine de la construction en charpente métallique qui nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques ainsi que l'utilisation de plusieurs logiciels de calcul et de vérifications

Aussi nous a poussé à connaître la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans ce domaine, et développée les idées à partir de la lecture des différentes références bibliographiques et surtout grâce au côtoiement d'ingénieurs et les enseignants dans le domaine de génie civil.

Notre but principal lors de dimensionnement de cet ouvrage qui est caractérisé par sa portée considérable du pignon de 66m et sa hauteur de 22m est d'optimiser au maximum les sections des profiles en utilisant le système treillis au niveau de tous les éléments structuraux verticaux et horizontaux (poteaux-poutre treillis et fermes) cette conception a amélioré considérablement la stabilité de notre ouvrage en particulier le sens transversal et a réduit suffisamment le cout du projet.

A la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience dans un domaine très vaste, ou nous avons acquis des grandeurs très importantes pour mettre le premier pas dans la vie professionnelle.

Références bibliographiques

[1] : Règles de conception et de calcul des structures en acier "CCM 97 ";(Document technique réglementaire **D.T.R-B.C.2.44**).

[2]: Charges permanentes et charges d'exploitation (**DTR B.C 2.2**).

[3] : Règles parasismique Algérienne **RPA99 version 2003** ; (Document technique réglementaire (**D.T.R-B.C.2.48**)).

[4] Règlement Neige et Vent **RNVA 2013, D.T.R C 2-4.7** ;

[5]: EC3, Calcul des structures en acier, partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments.

[6] : règles de calcul des fondations superficielles, **DTR-BC2.331**

[7] : traité de génie civil vol 10 construction métallique.

[8] : Le BAEL99, D.T.U, Béton armé aux états limites 91, modifié 99.

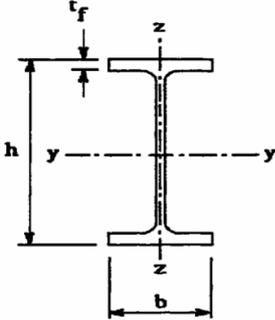
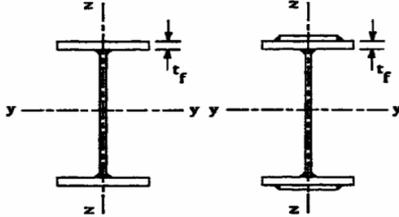
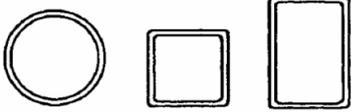
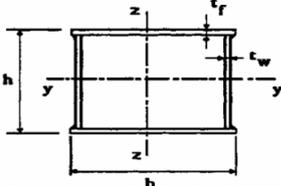
- Université Saad Dahlab de Blida ; **Guide de rédaction d'un projet de fin d'études.**

- Cours charpente métallique 1, **Mr MENNADI.**
- Calcul des éléments résistants d'une construction métallique, **Mr Lahlou DAHMANI.**
- Cours charpente métallique 1, **Mr MENNADI.**

ANNEXE

Annexe 01 :

Courbe de flambement	a_0	a	b	c	d
Facteur d'imperfection α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$ $40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	$y - y$ $z - z$	a b
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	$y - y$ $z - z$	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	$y - y$ $z - z$	b c c d
Sections creuses 	laminées à chaud formées à froid - en utilisant f_{yb} *) formées à froid - en utilisant f_{ya} *)	quel qu'il soit quel qu'il soit	a b c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous) Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	quel qu'il soit $y - y$ $z - z$	b c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

Facteurs de moment uniforme équivalent β_M

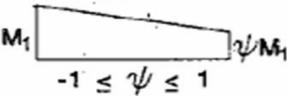
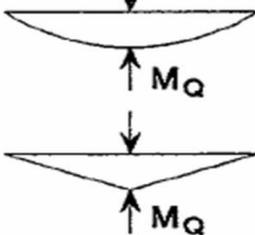
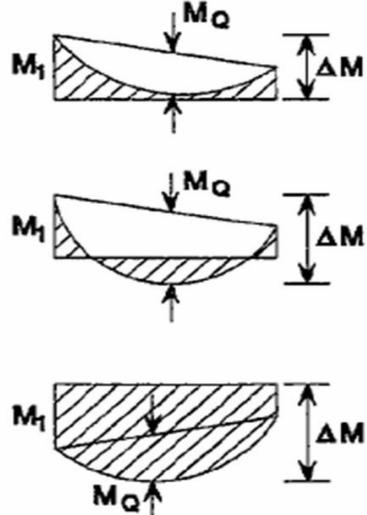
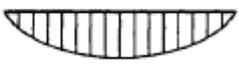
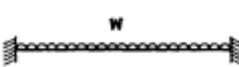
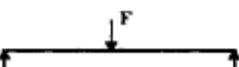
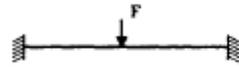
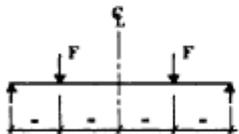
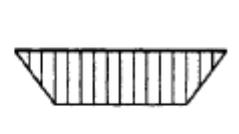
Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
<p>Moments d'extrémité</p>  <p>$-1 \leq \psi \leq 1$</p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan</p> 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité</p> 	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = Max M \quad \text{dû aux charges transversales seulement}$ $\Delta M = \begin{cases} max M & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\ max M + min M & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

Tableau F.1.2

Coefficients C_1 , C_2 et C_3 pour différentes valeurs de k , dans le cas de charges transversales

Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

Annexe 02 :

BATICOMPOS - Société de composants industrialisés est une société à capitaux privés
(SPA)

2.3. POIDS SPECIFIQUE (Kg/m²) :

Tableau 3 : poids spécifique

Type de panneau	TL75	TL95	TL115
Poids spécifique (0.5mm/0.6mm)	15.137	17.137	19.287

3. Autres informations techniques

3.1. ISOLATION THERMIQUE :

Le coefficient de conduction thermique (λ) = 0.037 w/m.k (selon la norme EN 13162)

Tableau 4 : Isolation thermique

Panneau	TL75	TL95	TL115
Coefficient de transmission thermique (w/m ² .K)	0.66	0.491	0.385

3.2. CLASSEMENT DE REACTION AU FEU (laine de roche) :

Classement de la réaction au feu conformément à la NF EN 13501-1+A1 :2013

(Selon la fiche technique de laine de roche)

Classement de la réaction au feu	A1
----------------------------------	----

Annexe 03 :

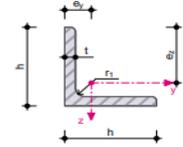


L-equal

Cornières à ailes égales

L-equal

- EN 10056-1:2017
- ArcelorMittal (2018)



Section	Géométrie						Aire de la section A [cm ²]	Flexion				
	h [mm]	t [mm]	r ₁ [mm]	r ₂ [mm]	r ₃ [mm]	r ₄ [mm]		e _y [mm]	e _z [mm]	I _y [cm ⁴]	I _{yz} [cm ⁴]	I _u [cm ⁴]
L 100x100x10	100.0	10.0	12.0	6.0	0.0	0.0	19.20	28.2	71.8	176.70	104.00	280.70
L 100x100x12	100.0	12.0	12.0	6.0	0.0	0.0	22.70	29.0	71.0	206.70	121.30	327.90
L 120x120x12	120.0	12.0	13.0	6.5	0.0	0.0	27.50	34.0	86.0	367.70	216.60	584.30
L 120x120x15	120.0	15.0	13.0	6.5	0.0	0.0	33.90	35.1	84.9	444.90	260.70	705.60
L 150x150x14	150.0	14.0	16.0	8.0	0.0	0.0	40.30	42.1	107.9	845.40	498.50	1344.00
L 150x150x15	150.0	15.0	16.0	8.0	0.0	0.0	43.00	42.5	107.5	898.10	529.10	1427.00
L 180x180x15	180.0	15.0	18.0	9.0	0.0	0.0	52.10	49.8	130.2	1589.00	938.00	2527.00

Section	Flexion											
	I _y [cm ⁴]	I _p [cm ⁴]	I _{p,SC} [cm ⁴]	α [deg]	I _y [mm]	I _{yz} [mm]	I _u [mm]	I _v [mm]	I _p [mm]	I _{p,SC} [mm]	max S _y [cm ³]	max S _u [cm ³]
L 100x100x10	72.66	353.36	559.91	-45.00	30.4	23.3	38.3	19.5	43.0	54.0	25.17	31.48
L 100x100x12	85.44	413.34	654.30	-45.00	30.2	23.1	38.0	19.4	42.7	53.7	29.60	37.09
L 120x120x12	151.10	735.40	1166.00	-45.00	36.5	28.1	46.1	23.4	51.6	65.1	43.62	54.54
L 120x120x15	184.20	889.80	1408.43	-45.00	36.2	27.7	45.6	23.3	51.2	64.5	53.15	66.59
L 150x150x14	346.90	1690.90	2681.96	-45.00	45.8	35.2	57.7	29.3	64.8	81.6	80.06	100.05
L 150x150x15	369.00	1796.00	2848.31	-45.00	45.7	35.1	57.6	29.3	64.6	81.4	85.22	106.55
L 180x180x15	650.60	3177.60	5042.92	-45.00	55.2	42.4	69.6	35.3	78.1	98.4	124.86	155.99

Section	Géométrie						Aire de la section A [cm ²]	Flexion				
	h [mm]	t [mm]	r ₁ [mm]	r ₂ [mm]	r ₃ [mm]	r ₄ [mm]		e _y [mm]	e _z [mm]	I _y [cm ⁴]	I _{yz} [cm ⁴]	I _u [cm ⁴]
L 100x100x10	100.0	10.0	12.0	6.0	0.0	0.0	19.20	28.2	71.8	176.70	104.00	280.70
L 100x100x12	100.0	12.0	12.0	6.0	0.0	0.0	22.70	29.0	71.0	206.70	121.30	327.90
L 120x120x12	120.0	12.0	13.0	6.5	0.0	0.0	27.50	34.0	86.0	367.70	216.60	584.30
L 120x120x15	120.0	15.0	13.0	6.5	0.0	0.0	33.90	35.1	84.9	444.90	260.70	705.60
L 150x150x14	150.0	14.0	16.0	8.0	0.0	0.0	40.30	42.1	107.9	845.40	498.50	1344.00
L 150x150x15	150.0	15.0	16.0	8.0	0.0	0.0	43.00	42.5	107.5	898.10	529.10	1427.00
L 180x180x15	180.0	15.0	18.0	9.0	0.0	0.0	52.10	49.8	130.2	1589.00	938.00	2527.00

ANNEXE 04 :

Tableau 1 – Valeurs nominales de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance ultime à la traction f_{ub} des boulons ordinaires							
Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (MPa)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (MPa)	400	400	500	500	600	800	1 000

Tableau 5 – Diamètre d_0 des trous de perçage pour boulons												
d(mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30	36
d_0(mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33	39

Tableau 1 – Coefficient de frottement		
Classe	Caractéristiques	μ
A	Surfaces décapées par grenailage ou sablage, avec enlèvement de toutes les plaques de rouille non adhérentes et sans piqûres de corrosion Surfaces décapées par grenailage ou sablage et métallisées par projection d'aluminium Surfaces décapées par grenailage ou sablage et métallisées par projection d'un revêtement à base de zinc, garantissant un coefficient de frottement qui ne soit pas inférieur à 0,5	0,50
B	Surfaces décapées par grenailage ou sablage et recouvertes d'une couche de peinture au silicate de zinc alcalin d'épaisseur 50 à 80 μm	0,40
C	Surfaces nettoyées par brossage métallique ou à la flamme avec enlèvement de toutes les plaques de rouille non adhérentes	0,30
D	Surfaces non traitées	0,20

Tableau 7 – Catégories d'assemblages boulonnés		
Catégorie	Critères	Remarques
Attaches en cisaillement		
A En pression diamétrale	$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Aucune précontrainte exigée. Toutes classes de 4.6 à 10.9
B Résistant au glissement à l'ELS	$F_{v,Ed,ser} \leq F_{s,Rd,ser}$ $F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Boulons précontraints 8.8 ou 10.9 requis.
C Résistant au glissement à l'ELU	$F_{v,Ed} \leq F_{s,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq N_{net,Rd}$	Boulons précontraints 8.8 ou 10.9 requis.
Attaches en traction		
D Sans précontrainte	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Aucune précontrainte exigée. Toutes classes de 4.6 à 10.9
E Avec précontrainte	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Boulons précontraints 8.8 ou 10.9 requis.

Notations :

$F_{v,Ed}$ effort de cisaillement de calcul par boulon à l'état limite ultime

$F_{v,Rd}$ résistance de calcul au cisaillement par boulon

$F_{b,Rd}$ résistance de calcul en pression diamétrale par boulon

$F_{v,Ed,ser}$ effort de cisaillement de calcul par boulon à l'état limite de service

$F_{s,Rd,ser}$ résistance de calcul au glissement par boulon à l'état limite de service

$F_{s,Rd}$ résistance de calcul au glissement par boulon à l'état limite ultime

$N_{net,Rd}$ résistance de calcul à traction de la section nette au droit des trous de fixation :

$$N_{net,Rd} = A_{net} f_y / \gamma_{M0} \quad (\text{pour } \gamma_{M0} \text{ cf. [C 2 520, tableau 1]})$$

$F_{t,Ed}$ effort de traction de calcul par boulon à l'état limite ultime

$F_{t,Rd}$ résistance de calcul à la traction par boulon

$B_{p,Rd}$ résistance de calcul au cisaillement par poinçonnement de la tête de boulon et de l'écrou

Annexe 05 :

Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre Ø en mm

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre ϕ en mm.