

المملكة المغربية
Royaume du Maroc

*Ecole Hassania
des Travaux Publics*



المدرسة الحسنانية للأشغال العمومية



Conception et dimensionnement de la charpente métallique d'un hangar de maintenance d'avions

**Mémoire du Travail de Fin d'Etude pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur
d'Etat de l'Ecole Hassania des Travaux Public**



Travail réalisé par : DIBA Aboubaker et ERRAJI Redoin

Dirigé par:

Mr. Abdelmajid NIAZI (EHTP)

Mr. Ahmed BAAKOUK (BETAB S3i)

Juin 2011



*À mes chers parents, mon modeste lexique ne
saurait jamais leur exprimer ma reconnaissance et
mon amour.*

À dada.

À mes chères sœurs.

*Au nouveau né, mon petit frère, Salaheddine,
bienvenu à mes côtés.*

À toute ma famille.

À mes collègues et amis.

Redoin Erraji



*A mes chers parents en témoignage de ma
reconnaissance pour leur amour, leur affection ainsi
que les sacrifices qu'ils ont consentis pour mon
éducation et ma formation*

A mes frères pour leur soutien et encouragement

A toute ma famille

A tous mes amis et collègues

Je dédie ce modeste travail

Aboubaker Diba



REMERCIEMENT

Au terme de ce travail, Nous tenons à exprimer notre immense gratitude, et à présenter nos remerciements les plus sincères et les plus respectueux à Mr. Ahmed BAAKOUK, directeur du bureau d'études B.E.T.A.B S3i, qui nous a offert l'opportunité d'effectuer ce stage et qui a eu l'amabilité d'assurer notre encadrement durant la période de réalisation de notre travail étant toujours disponible, avec son œil d'expert en la matière, pour nous guider et nous fournir les informations nécessaires pour notre travail.

Nous ne saurons oublier de remercier monsieur Abdelmajid NIAZI, docteur d'état en calcul de structure et professeur à l'EHTP, qui a assuré notre encadrement et qui nous a prêté son assistance précieuse par le biais de ces judicieux conseils et les directives qu'il nous a prodigués.

Un merci spécial à monsieur Hamid NACIRI, ingénieur chez ROBOBAT, pour le temps qu'il nous a offert, et l'aide qu'il nous a procuré.

Nos sincères remerciements vont également à tout le personnel du bureau d'études B.E.T.A.B S3i qui nous ont offert l'occasion de travailler dans un cadre professionnel aussi agréable.

Nous adressons par la même occasion, nos plus vifs remerciements aux responsables et au corps professoral de L'école Hassania des Travaux Publics pour les efforts qu'ils n'ont cessés de déployer pour nous assurer une meilleure formation.

Enfin, nos remerciements vont à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce projet.



RÉSUMÉ

Le présent rapport présente les différentes étapes de l'étude que nous avons menée sur la structure d'un hangar industriel destiné à la maintenance d'avions.

Nous entamons cette étude par une analyse détaillée des efforts du vent sur le bâtiment. Ensuite, nous passons au calcul des éléments secondaires de la structure tels que les pannes, les lisses, les potelets et le contreventement.

En partie centrale du travail, nous modélisons l'ossature principale de la construction sur le logiciel Robot Structural Analysis pour dimensionner les éléments principaux de celle-ci.

Nous menons enfin une étude de quelques assemblages souvent rencontrés dans la structure ainsi qu'un dimensionnement des semelles portant le système.

A la fin de cette étude, nous sortons avec les solutions qui nous semblent les plus adéquates pour la réalisation du projet.



Sommaire

1	Présentation du projet _____	14
1.1	Description et fonction du bâtiment _____	15
1.2	Structure porteuse du hangar _____	16
2	Calcul du vent _____	19
2.1	Introduction _____	20
2.2	Pression de base _____	21
2.3	Variation de la pression dynamique de base _____	21
2.3.1	Effet de la hauteur au-dessus du sol _____	21
2.3.2	Effet de site _____	22
2.3.3	Effet de masque _____	23
2.3.4	Effet des dimensions _____	23
2.4	Actions dynamiques du vent _____	24
2.5	Actions statiques du vent _____	26
2.5.1	Rapport de dimensions λ et coefficient γ_0 _____	27
2.5.2	Actions extérieures _____	28
2.5.3	Actions intérieures _____	30
2.5.4	Récapitulatif des actions résultantes _____	36
3	Calcul des pannes _____	45
3.1	Hypothèses de calcul : _____	46
3.2	Toiture T1 _____	47
3.2.1	Pannes à 7.75 m de portée _____	47
3.2.2	Pannes à 10,925 m de portée _____	59
3.3	Toiture T3 _____	62
3.3.1	Panne à 7.75 m de portés _____	62
3.3.2	Pannes à 10,925 m de portée _____	63
3.4	Toiture T2 _____	65
3.4.1	Panne à 7.75 m de portés _____	65
3.4.2	Pannes à 10,925 m de portée _____	67
3.5	Récapitulatif des sections des pannes _____	68
3.6	Calcul des liernes _____	69
3.6.1	Introduction _____	69
3.6.2	Dimensionnement des liernes _____	69
4	Calcul des lisses _____	71



4.1	Introduction	72
4.2	Lisses du pignon	72
4.2.1	Exemple de calcul : lisse de 8m de portée	72
4.2.2	Résultats de calculs des lisses du pignon	81
4.3	Lisses du long pan	85
4.3.1	Lisses de portée 7,75m	85
4.3.2	Lisses de portée 10,925m	86
5	Calcul des potelets du pignon	88
5.1	Introduction	89
5.2	Potelet P4	89
5.2.1	Evaluation des charges	89
5.2.2	Vérification de la flèche	91
5.2.3	Vérification de la contrainte	91
5.3	Récapitulatif des sections des potelets du pignon	93
6	Calcul des portes	94
6.1	Introduction	95
6.2	Calcul des lisses de la porte	96
6.2.1	Vérification de la résistance et de la flèche	96
6.2.2	Vérification au déversement	97
6.2.3	Calcul des suspentes	97
6.3	Calcul des treillis	98
6.3.1	Détermination des efforts aux nœuds	98
6.3.2	Modélisation	99
7	Calcul du contreventement	101
7.1	Introduction	102
7.2	Transmission des efforts du vent sur le pignon	102
7.3	Contreventement de toiture (poutre au vent):	103
7.3.1	Poutre au vent 1	103
7.3.2	Poutre au vent 2	109
7.4	Contreventement de façades (palée de stabilité)	109
8	Modélisation de la structure	111
8.1	Modélisation des éléments de la structure	112
8.2	Définition des charges	119
8.2.1	Cas de charges	119



8.2.2	Combinaison des charges	121
8.3	Dimensionnement des barres en acier	122
8.3.1	Type de barres	122
8.3.2	Vérifications menées	122
8.4	Résultats	122
9	calcul des assemblages	133
9.1	Soudure des éléments treillis	134
9.1.1	Introduction	134
9.1.2	Soudure du montant	135
9.1.3	Soudure de la diagonale	138
9.2	Assemblage par éclissage	141
9.3	Assemblage de pied de poteau articulé	144
9.3.1	Introduction	144
9.3.2	Surface de la platine	145
9.3.3	Epaisseur de la platine	145
9.3.4	Les tiges d'ancrage	146
9.4	Assemblage de pied de poteau encastré	147
9.4.1	Introduction	147
9.4.2	Surface de la platine	148
9.4.3	Vérification des goujons	149
9.4.4	Epaisseur de la platine	150
9.4.5	Calcul de l'épaisseur de la platine avec raidisseurs	153
10	calcul des fondations	155
10.1	semelle sous poteau en béton armé	156
10.1.1	Dimensions de la semelle	156
10.1.2	Calcul des armatures	158
10.2	Semelle sous poteau en treillis métallique	160
10.2.1	Calcul des efforts	161
10.2.2	Dimensions de la semelle	162
10.2.3	Vérification de la semelle dans la direction x	162
10.2.4	Vérification de la semelle dans la direction y	163
10.2.5	Calcul des armatures	164
11	Conclusion	166



Liste des figures

Figure 1: Position des avions dans le hangar	15
Figure 2: Poutres composant l'ossature principale du hangar	16
Figure 3: Vue en plan des poutres	17
Figure 4: Tours en acier	17
Figure 5: Poteaux en béton	18
Figure 6: Portiques en béton	18
Figure 7: Effet de la hauteur	22
Figure 8: Effet des dimensions	23
Figure 9: Coefficient de réponse	25
Figure 10: Orientation du bâtiment	26
Figure 11: Pentas des toitures	26
Figure 13: Coefficient Gamma	27
Figure 12: Notations des dimensions du bâtiment	27
Figure 14: Effort extérieur du vent	29
Figure 15: Vent Ouest-Est Cas des portes ouvertes	30
Figure 16: Vent Est-Ouest Cas des portes ouvertes	31
Figure 17: Vent Nord-sud Cas des portes ouvertes	31
Figure 18: Vent sud-nord Cas des portes ouvertes	32
Figure 19: Vent Ouest-Est Cas des portes fermées (Surpression)	32
Figure 20: Vent Est-Ouest Cas des portes fermées (Surpression)	33
Figure 21: Vent Nord-sud Cas des portes fermées (Surpression)	33
Figure 22: Vent Sud-Nord Cas des portes fermées (Surpression)	34
Figure 23: Vent Ouest-Est Cas des portes fermées (dépression)	34
Figure 24: Vent est-ouest Cas des portes fermées (dépression)	35
Figure 25: Vent Nord-sud Cas des portes fermées (dépression)	35
Figure 26: Vent sud-nord Cas des portes fermées (dépression)	36
Figure 27: récapitulatif Structure ouverte/Vent ouest-est	37
Figure 28: récapitulatif Structure ouverte/Vent est-ouest	37
Figure 29: récapitulatif Structure ouverte/Vent Nord-sur	38
Figure 30: récapitulatif Structure ouverte/Vent Sud-nord	39
Figure 31: Récapitulatif structure fermée/Surpression/Vent ouest-est	40
Figure 32: Récapitulatif structure fermée/Surpression/Vent est-ouest	40
Figure 33: Récapitulatif structure fermée/Surpression/Vent nord-sud	41
Figure 34: Récapitulatif structure fermée/Surpression/Vent sud-nord	42
Figure 35: Récapitulatif structure fermée/dépression/Vent ouest-est	42
Figure 36: Récapitulatif structure fermée/dépression/Vent est-ouest	43
Figure 37: Récapitulatif structure fermée/dépression/Vent Nord-sud	44
Figure 38: Récapitulatif structure fermée/dépression/Vent sud-nord	44
Figure 39: Efforts sur les pannes	46
Figure 40: Repère local d'une panne	47
Figure 41: Effort appliqué à la panne dans le plan YZ	50
Figure 42: Efforts sur pannes dans le plan XZ	51
Figure 43: Flèche maximale pour une poutre bi-appuyée	52
Figure 44: Flèche maximale pour une poutre triplement appuyée	53
Figure 45: Effort tranchant dans une panne	56
Figure 46: Effort tranchant maximal dans une poutre bi-appuyé et triplement appuyée	57
Figure 47: Section IPE	58
Figure 48: Liernes	69



Figure 49: Exemple de calcul des lisses	72
Figure 50: Lisse sur potelet	73
Figure 51: Cas de charge des lisses	75
Figure 52: Flèche maximale pour les lisses	76
Figure 53: Déversement d'un élément en acier	77
Figure 54: Suspentes pour lisses	79
Figure 55: Potelet du pignon	89
Figure 56: Charges du vent appliquées sur le potelet	90
Figure 57: modélisation du potelet	91
Figure 58: Disposition des portes (vue en plan)	95
Figure 59: Schéma de construction d'une porte	95
Figure 60: Repère local de la porte	98
Figure 61: Modélisation du treillis de la porte	99
Figure 62: Système de contreventement au niveau de la toiture	103
Figure 63: Surface d'application de la force d'entraînement du vent	105
Figure 64: Poutre au vent 1	106
Figure 65: Effort normal dans les diagonales de la poutre au vent	106
Figure 66: Poutre au vent 2	109
Figure 67: Palée de stabilité	110
Figure 68: Vue 3D de la poutre principale	112
Figure 69: Vue transversale de la poutre principale	113
Figure 70: Vue 3D des poutres treillis 40m	114
Figure 71: Vue transversale d'une poutre 40m appuyée sur la poutre principale	114
Figure 72: Tour en treillis (Vue 3D et vue transversale)	115
Figure 73: Vue 3D des poutres consoles	116
Figure 74: Vue transversale des poutres consoles	116
Figure 75: Poutres secondaires 100m	117
Figure 76: Vues transversales de la poutre secondaire en treillis spatial (sur la face devant)	117
Figure 77: Vue transversale de la poutre secondaire en treillis plan (sur la face arrière)	118
Figure 78: Poutres simples	118
Figure 79: Système de contreventement	119
Figure 80: Position des ponts roulants	120
Figure 81: Structure avec portes au milieu	121
Figure 82: Structure avec portes aux extrémités	121
Figure 83: Membrure supérieure, montants et diagonales étudiées pour la poutre principale	134
Figure 84: Effort axial dans le montant de la poutre principale	135
Figure 85: Dimensions de la surface de soudure	136
Figure 86: Projection de l'effort axiale sur les cordons	136
Figure 87: Notations des dimensions du cordon de soudure	137
Figure 88: Effort axial dans la diagonale de la poutre principale	138
Figure 89: Soudures d'une diagonale de la poutre principale	139
Figure 90: Dimensions des cordons pour la soudure de la diagonale (poutre principale)	139
Figure 91: Dimensions des cordons pour la soudure S_b	140
Figure 92: Membrure supérieure de la poutre principale	141
Figure 93: Schéma d'un éclissage	142
Figure 94: Disposition des boulons de l'éclissage	143
Figure 95: Ligne tangentes au contour du poteau	144
Figure 96: Platine pour élément de la tour en acier	146
Figure 97: Appuis poutre principale sur poteaux en béton	147
Figure 98: Vue en plan de l'assemblage poutre principale/Poteau en Y	148



Figure 99: Efforts sur la platine de l'assemblage poutre principale/Poteau en Y	149
Figure 100: Goujons	150
Figure 101: Lignes de pliage de la platine	151
Figure 102: Diagramme des contraintes dans la platine	151
Figure 103: Platine avec raidisseurs	152
Figure 104: Raidisseurs et boulons	153
Figure 105: Vue latérale du raidisseur	154
Figure 106: Dimensions de la semelle sous poteau en béton	157
Figure 107: Efforts dans la fondation sous poteau en béton (plan XZ)	158
Figure 108: Efforts dans la fondation sous poteau en béton (plan YZ)	159
Figure 109: Méthode des poutres	159
Figure 110: Poteau en treillis	160
Figure 111: Fondation sous tour métallique	161
Figure 112: Efforts sur la semelle sous tour métallique (direction X)	162
Figure 113: Efforts sur la semelle sous tour métallique (direction Y)	163



Liste des tableaux

Tableau 1: Pressions de base	21
Tableau 2: Valeur du coefficient de la hauteur	22
Tableau 3: Valeurs du coefficient du site	23
Tableau 4: récapitulatif Structure ouverte/Vent ouest-est	36
Tableau 5: récapitulatif Structure ouverte/Vent est-ouest	37
Tableau 6: récapitulatif Structure ouverte/Vent Nord-Sud	38
Tableau 7: récapitulatif Structure ouverte/Vent Sud-nord	38
Tableau 8: récapitulatif structure fermée/Surpression/Vent ouest-est	39
Tableau 9: Récapitulatif structure fermée/Surpression/Vent est-ouest	40
Tableau 10: Récapitulatif structure fermée/Surpression/Vent nord-sud	41
Tableau 11: Récapitulatif structure fermée/Surpression/Vent sud-nord	41
Tableau 12: Récapitulatif structure fermée/dépression/Vent ouest-est	42
Tableau 13: Récapitulatif structure fermée/dépression/Vent est-ouest	43
Tableau 14: Récapitulatif structure fermée/dépression/Vent Nord-sud	43
Tableau 15: Récapitulatif structure fermée/dépression/Vent sud-nord	44
Tableau 16: Valeurs de Ce-Ci pour la toiture T1	48
Tableau 17: Efforts sur pannes donnés par les combinaisons de calcul	49
Tableau 18: Tableau des contraintes - panne de 7,75 de portée sur la toiture T1	51
Tableau 19: Valeurs des flèches pour la panne de 7,75m de portée sur la toiture T1 (Plan YZ)	52
Tableau 20: Valeurs de la flèche dans le plan XZ (panne 7,75 sur la toiture T1)	53
Tableau 21: Caractéristiques d'un IPE 160	55
Tableau 22: coefficient de déversement (panne 7,75m sur la toiture T1)	55
Tableau 23: Valeurs des contraintes pour les pannes de portée 10,925 sur la toiture T1	60
Tableau 24: Valeurs de la flèche pour les pannes de portée 10,925 sur la toiture T1	60
Tableau 25: Caractéristiques d'un IPE200	61
Tableau 26: Calcul du déversement pour les pannes de portée 10,925 sur la toiture T1	61
Tableau 27: Valeurs des contraintes pour les pannes de portée de 7,75m sur la toiture T3	62
Tableau 28: Valeurs de la flèche pour les pannes de 7,75m de portée sur la toiture T3	62
Tableau 29: Caractéristiques d'un IPE 160	63
Tableau 30: Calcul du déversement pour les pannes de portée 7,75m sur la toiture T3	63
Tableau 31: Valeurs des contraintes pour les pannes de portée 10,925m sur la toiture T3	63
Tableau 32: Valeurs de la flèche pour les pannes de portée 10,925 sur la toiture T3	64
Tableau 33: Caractéristiques d'un IPE200	64
Tableau 34: Calcul du déversement pour les pannes de portée 10,925 sur la toiture T3	64
Tableau 35: Valeurs des contraintes pour les pannes de portée 7,75m sur la toiture T2	65
Tableau 36: Valeur de la flèche pour les pannes de portée 7,75m sur la toiture T2	65
Tableau 37: Caractéristiques d'un IPE160	66
Tableau 38: Calcul du déversement pour les pannes de portée 7,75 sur la toiture T2	66
Tableau 39: Valeurs des contraintes pour les pannes de portée 10,925m sur la toiture T2	67
Tableau 40: Valeur de la flèche pour les pannes de portée 10.925 sur la toiture T2	67
Tableau 41: Caractéristiques d'un IPE270	68
Tableau 42: Calcul du déversement pour les pannes de portée 10,925 sur la toiture T2	68
Tableau 43: Récapitulatifs des profilés utilisés pour les pannes	68
Tableau 44: Caractéristiques d'un UPN140	73
Tableau 45: Effort du vent sur le bardage	74
Tableau 46: Valeurs des contraintes et des flèches pour les lisses du pignon de portée 8m	76
Tableau 47: Caractéristiques d'un UPN160	81



Tableau 48: Valeurs des contraintes et des déplacements pour les lisses de 8,5m de portée au niveau du pignon

	81
Tableau 49: Déversement dans les lisses du pignon (8,5m de portée)	82
Tableau 50: Caractéristiques d'un UPN180	82
Tableau 51: Valeurs des contraintes et des déplacements pour les lisses du pignon (9,75m de portée)	83
Tableau 52: Déversement dans les lisses du pignon (9,75m de portée)	83
Tableau 53: Caractéristiques d'un UPN100	84
Tableau 54: Valeurs des contraintes et des déplacements pour les lisses du pignon (5,57m de portée)	84
Tableau 55: Déversement dans les lisses du pignon (5,57m de portée)	84
Tableau 56: Caractéristiques d'un UPN140	85
Tableau 57: Valeur des contraintes et des déplacements pour les lisses du long pan (7,75m de portée)	85
Tableau 58: Déversement dans les lisses du long pan (7,75m de portée)	85
Tableau 59: Caractéristiques d'un UPN200	86
Tableau 60: Valeurs des contraintes et des déplacements pour les lisses du long pan (10,925m de portée)	86
Tableau 61: Déversement dans les lisses du long pan (10,925m de portée)	86
Tableau 62: Effort du vent sur les portes	96
Tableau 63: Caractéristiques d'un UPN120	96
Tableau 64: Contraintes et déplacements pour les lisses des portes	97
Tableau 65: Déversement dans les lisses des portes	97
Tableau 66: Effort du vent sur les noeuds des portes	98
Tableau 67: Réactions des potelets sur les noeuds de la poutre au vent	104
Tableau 68: Force d'entraînement aux noeuds de la poutre au vent	105
Tableau 69: Effort total aux noeuds de la poutre au vent	105
Tableau 70: Caractéristiques d'un HEA140	108
Tableau 71: Déversement de la panne montante de la poutre au vent	108
Tableau 72: Efforts maximaux dans la poutre au vent 2	109
Tableau 73: Sections des éléments étudiés pour illustrer l'assemblage à la soudure	135
Tableau 74: Dimensions de la platine de l'assemblage poutre principale/Poteau en Y	148
Tableau 75: Sollicitation dans les semelles sous poteau en béton	156
Tableau 76: Données en contraintes	156
Tableau 77: Dimensions de la semelle sous poteau en béton	156
Tableau 78: Efforts au pied des éléments de la tour en treillis	161
Tableau 79: Effort équivalent au centre de la fondation de la tour métallique	161
Tableau 80: Dimension de la semelle sous tour métallique	162



INTRODUCTION

La charpente métallique est actuellement l'un des modes de construction les plus sollicités partout dans monde, surtout pour les constructions industrielles telles que les centres commerciaux et les hangars de stockage ou de production de toute sorte.

En effet, la construction en acier offre la possibilité de franchir de grandes portées vu les bonnes qualités en résistance du matériau acier et permet d'exécuter des édifices dont les sections occupent moins d'espace comparés aux autres matériaux. D'autre part, la charpente métallique est caractérisée par son aspect esthétique très convaincant et par sa légèreté, elle permet donc de joindre l'utile à l'agréable.

Cette tendance vers la construction métallique a été, outre les avantages cités, boostée par le travail énorme de recherche et de normalisation qui s'y est intéressé, ceci a permis de maîtriser le calcul de ce genre de structure.

Pour ce projet, la solution de la charpente métallique est la mieux adaptée pour répondre aux exigences du maître d'ouvrage. Mais la spécificité du hangar réside, dans notre cas, dans les immenses portées libres imposées par la fonction vers laquelle est destinée la construction.

Nous essayons donc de répondre à ce problème en travaillons sur le choix d'une structure en treillis, travail qu'on va essayer d'étaler sur le présent rapport.



1 Présentation du projet

1.1 Description et fonction du bâtiment

Le bâtiment est un hangar dans la zone industrielle de la Royale Air Maroc à NOUACEUR. Il est destiné à la maintenance des avions de type Airbus 321.

Le hangar devrait abriter trois avions à la fois, il est donc d'une portée libre de 100m en longueur et de 60m en largeur vu que la présence de poteaux intermédiaire ne permettrait pas de satisfaire cette condition.

Le bâtiment compte quatre ponts roulants

Afin de limiter la portée en longueur du bâtiment, les avions seront disposés sous la configuration explicitée dans le dessin suivant :

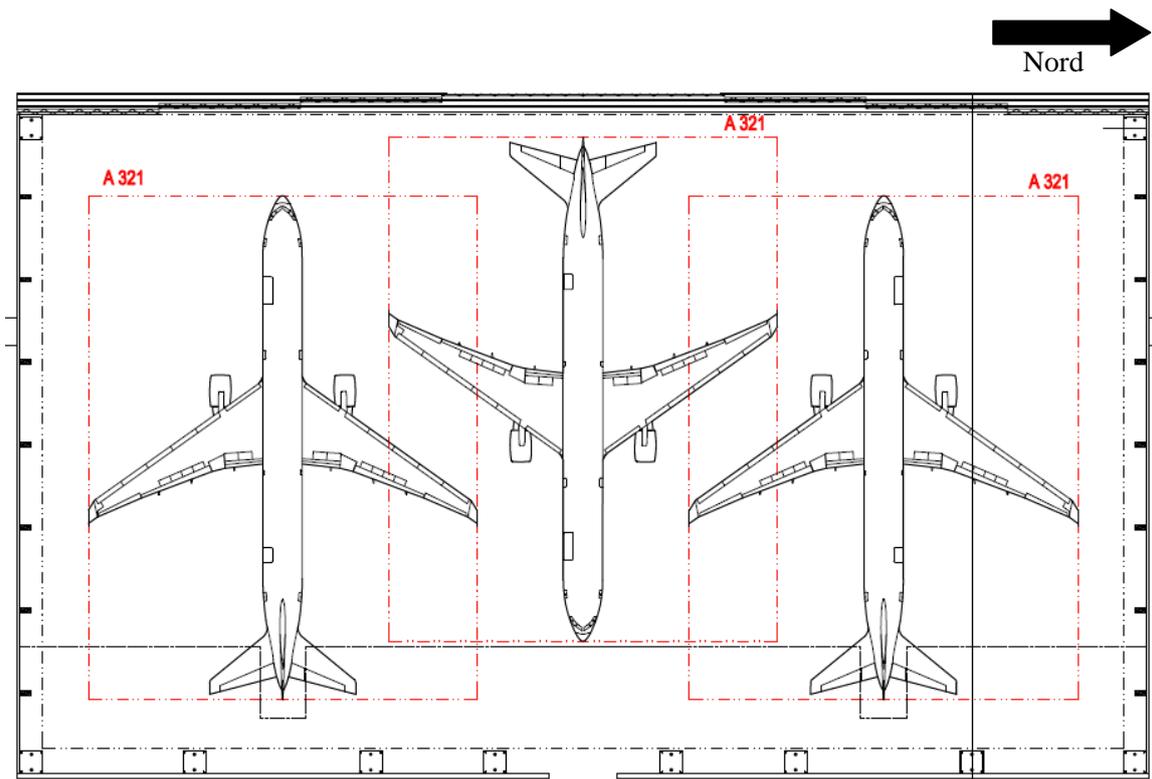


Figure 1: Position des avions dans le hangar

Le hangar sera équipé de quatre ponts roulants monorail pour assurer la manutention des pièces nécessaires à la maintenance des avions.

1.2 Structure porteuse du hangar

La structure du hangar se caractérise par les grandes portées libres (dans les deux sens de la longueur et de la largeur) qui ont été imposées par le maître d'ouvrage. En effet, le hangar doit pouvoir accueillir trois avions à la fois, et donc la présence de poteaux intermédiaires n'est pas autorisée. Ceci dit, le choix était de travailler sur des poutres en treillis pour pouvoir subvenir au grand besoin en portée qui s'impose.

La structure porte donc sur seize poutres en treillis (en vert sur le dessin) disposées en largeur, supportées par une grande poutre principale (en rouge sur le dessin) disposée suivant la longueur du bâtiment ainsi que sur deux autres poutres treillis au front et au dos du bâtiment.

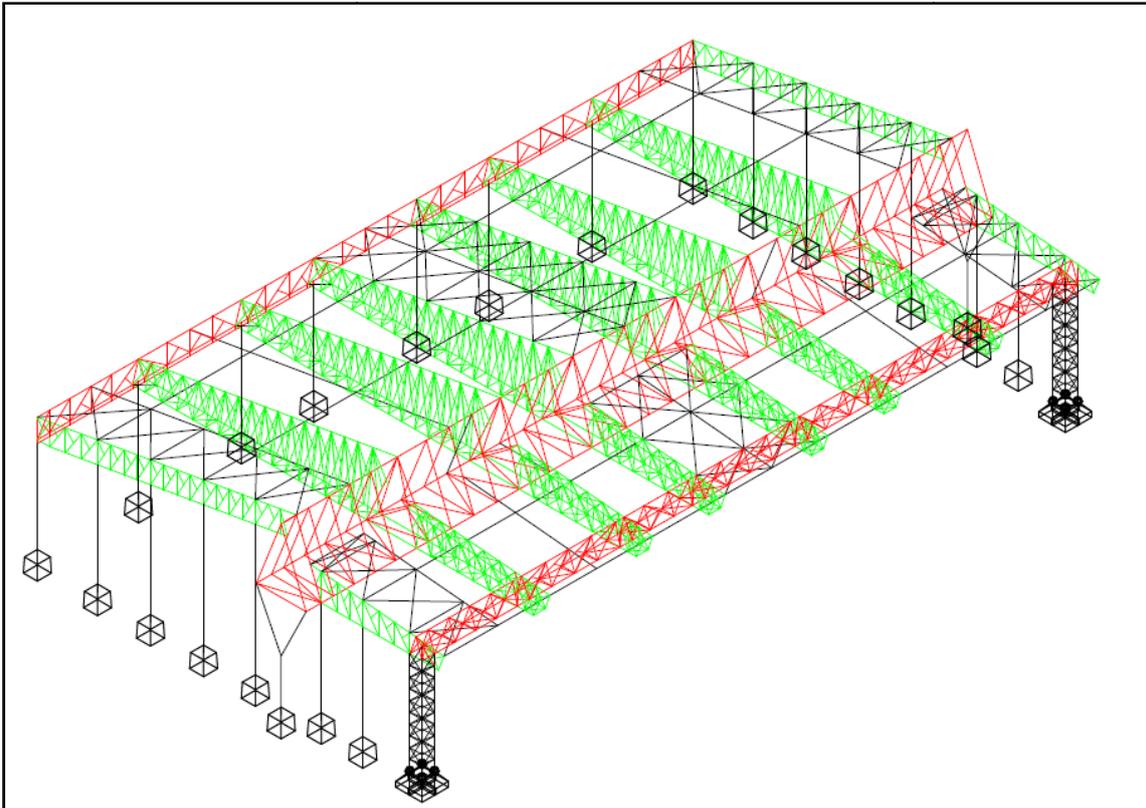


Figure 2: Poutres composant l'ossature principale du hangar

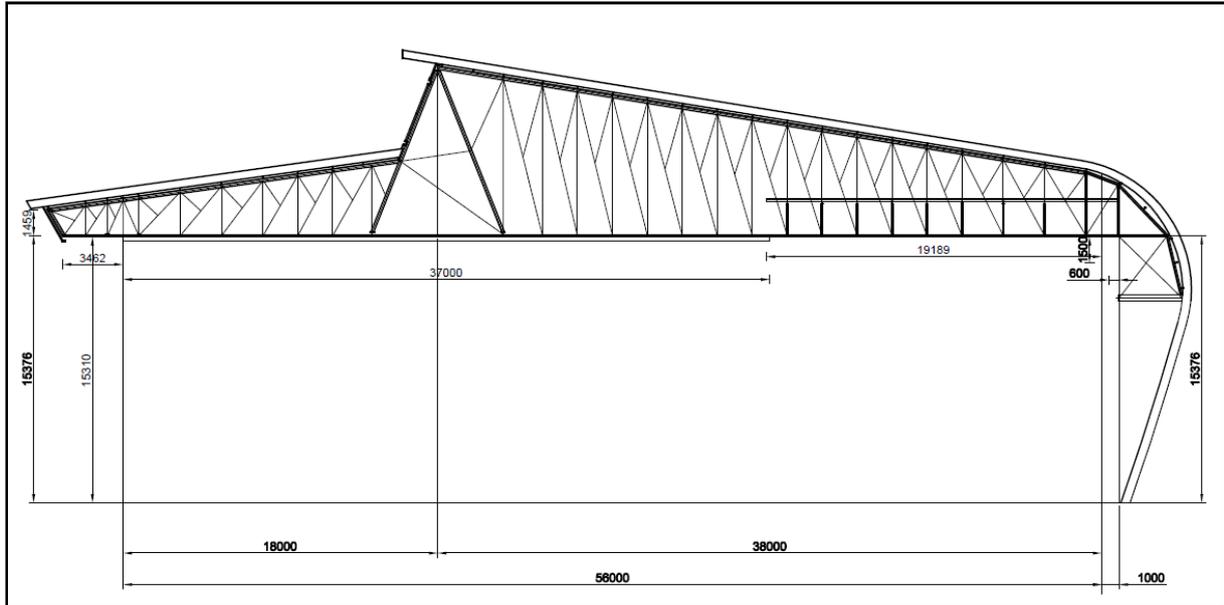


Figure 3: Vue en plan des poutres

Les efforts repris sont transmis aux fondations à l'aide des poteaux. La structure est supportée par deux tours portant la poutre en treillis du côté ouest du bâtiment (côté contenant les portes). Ces deux tours ont chacune une base carrée de 2m de coté (voir dessin).

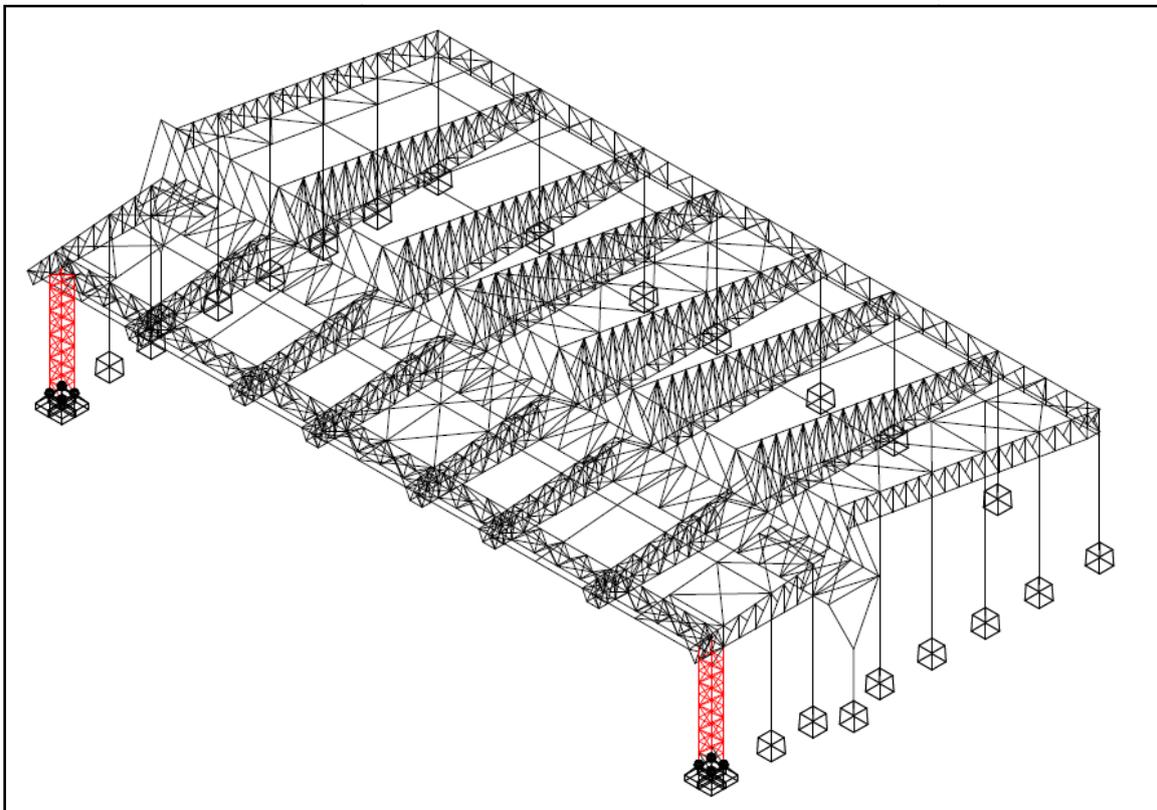


Figure 4: Tours en acier

La poutre principale du bâtiment est supportée par deux poteaux en béton en « Y » qui la portent pas ses extrémités (voir dessin)

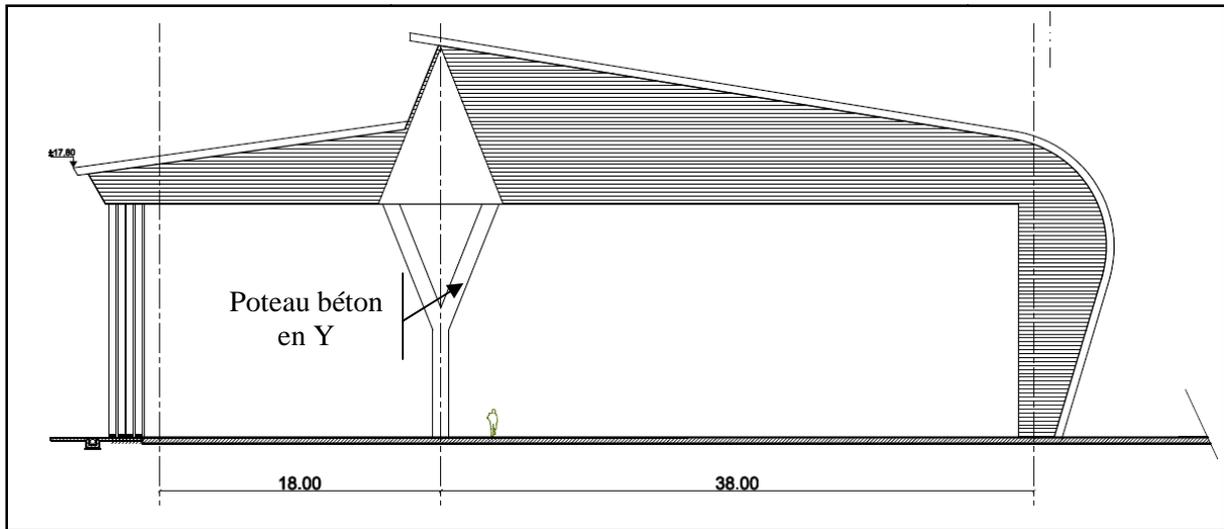


Figure 5: Poteaux en béton

La poutre treillis arrière quant à elle est supportée par deux portiques en béton armé, qui assurent en même temps le contreventement dans le sens du vent perpendiculaire au pignon.

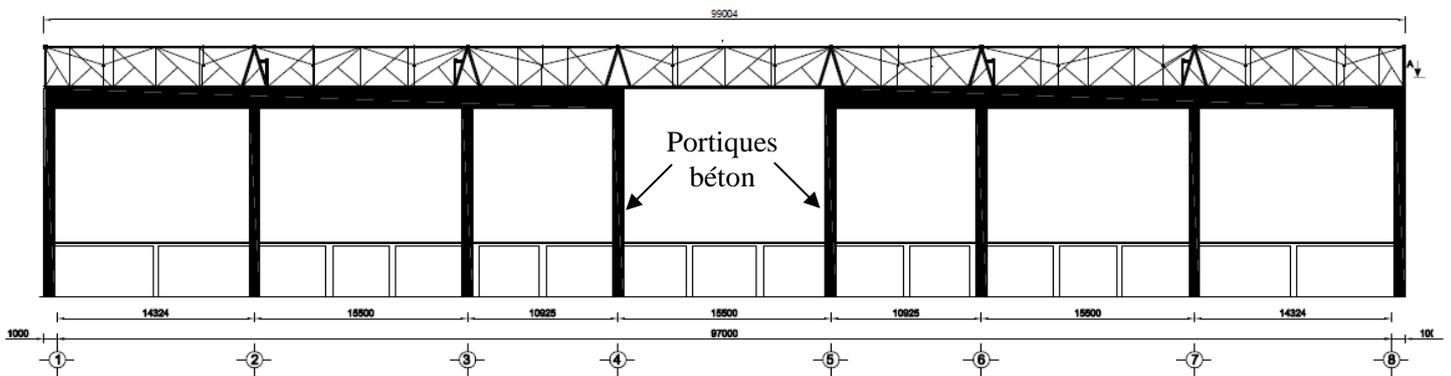


Figure 6: Portiques en béton

Dans le présent travail nous nous proposons donc d'étudier la structure de ce hangar, de trouver les solutions adéquates pour assurer sa stabilité et sa tenue aux conditions climatiques et de dimensionner les différents éléments qui le composent.



2 Calcul du vent



2.1 Introduction

Dans le domaine de la charpente métallique, le vent peut enduire des efforts qui sont très importants et qu'on ne peut pas négliger. Ces actions du vent sont calculées à partir de valeurs de référence de vitesse ou de la pression dynamique.

Elles sont représentées par des pressions exercées normalement aux surfaces, et dépendent de :

- ⊗ La vitesse du vent
- ⊗ La catégorie de la construction et ses proportions d'ensemble
- ⊗ L'emplacement de l'élément considéré dans la construction et son orientation par rapport à la direction du vent
- ⊗ Les dimensions de l'élément considéré
- ⊗ La forme de la paroi (plan ou courbe) à laquelle appartient l'élément.

Dans cette partie, les calculs seront effectués conformément aux règles NV65, ainsi peut-on définir la pression élémentaire s'exerçant sur l'une des faces d'un élément de parois par :

$$W = q_{10} \times K_m \times K_s \times K_h \times \delta \times (C_e - C_i) \times \beta \quad (1)$$

Où

- ⊗ q_{10} pression dynamique de base à 10 m à partir du sol.
- ⊗ K_h est un coefficient correcteur du à la hauteur au dessus du sol.
- ⊗ K_s est un coefficient qui tient compte de la nature du site où se trouve la construction considérée.
- ⊗ K_m est le coefficient de masque.
- ⊗ δ est un coefficient de réduction des pressions dynamiques, en fonction de la plus grande dimension de la surface offerte au vent.
- ⊗ C_e et C_i sont les coefficients de pression extérieure et intérieure
- ⊗ β : coefficient de majoration dynamique



2.2 Pression de base

Par convention et conformément à la norme NV 65, les pressions dynamiques de base normale et extrême sont celles qui s'exercent à une hauteur de 10 m au-dessus du sol, pour un site normal, sans effet de masque sur un élément dont la plus grande dimension est égale à 0,50 m.

Le hangar étudié étant situé sur la zone NOUACER, il est considéré comme appartenant à la région I qui est caractérisée par :

Région I	
Pression dynamique de base normale	Pression dynamique de base extrême
53,5daN/m²	93,63daN/m²

Tableau 1: Pressions de base

2.3 Variation de la pression dynamique de base

2.3.1 Effet de la hauteur au-dessus du sol

Pour des hauteurs comprises entre 0 et 500m à partir du sol, la pression dynamique de base est multipliée par un coefficient K_H qui est défini par la formule suivante :

$$K_h = \left[2.5 \times \left(\frac{H+18}{H+60} \right) \right] \quad (2)$$

Ceci sachant que la zone de construction du hangar est sensiblement horizontale sur un grand périmètre.

Vu la grande hauteur de la construction, qui est de 24m, on ne peut pas appliquer le coefficient K_H correspondant à cette hauteur sur toute la construction, on a adopté le diagramme simplifié suivant :

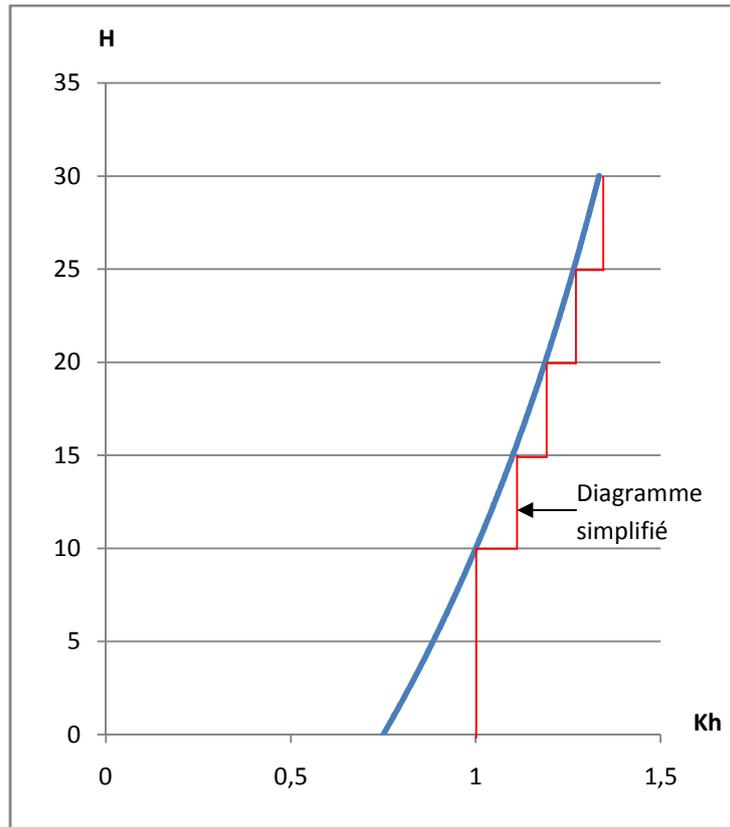


Figure 7: Effet de la hauteur

Cette simplification du diagramme consiste à prendre une valeur constante de K_H sur chaque 5m à partir des premiers 10m sur lesquels K_H est égal à 1.

Les valeurs à prendre en compte pour K_H sont résumées dans le tableau suivant :

H(m)	0-10	10-15	15-20	20-25
K_H	1	1,1	1,18	1,26

Tableau 2: Valeur du coefficient de la hauteur

2.3.2 Effet de site

Le coefficient de site est un coefficient d'augmentation pour les sites exposés comme les littoraux et de réduction pour les sites protégés comme au fond d'une cuvette bordée de collines sur tout son pourtour.

Les valeurs du coefficient du site sont données sur le tableau suivant:

Région	IV	III	II	I
Site protégé	-	0.8	0.8	0.8
Site normal	1	1	1	1
Site exposé	1.2	1.25	1.3	1.35

Tableau 3: Valeurs du coefficient du site

Pour notre construction, il s'agit d'un site normal, donc $K_s = 1$.

2.3.3 Effet de masque

Il y a effet de masque lorsque la construction envisagée est masquée et protégée par d'autres constructions de grande probabilité de durée.

L'environnement de construction étant sans obstacles, on prend alors $K_m = 1$

2.3.4 Effet des dimensions

Les pressions dynamiques s'exerçant sur les éléments d'une construction (pannes, poteaux, etc.), doivent être affectés d'un coefficient de réduction en fonction de la plus grande dimension (horizontale, verticale) de la surface offerte au vent (maître-couple) intéressant l'élément considéré, et de la cote H du point le plus haut de la surface considérée.

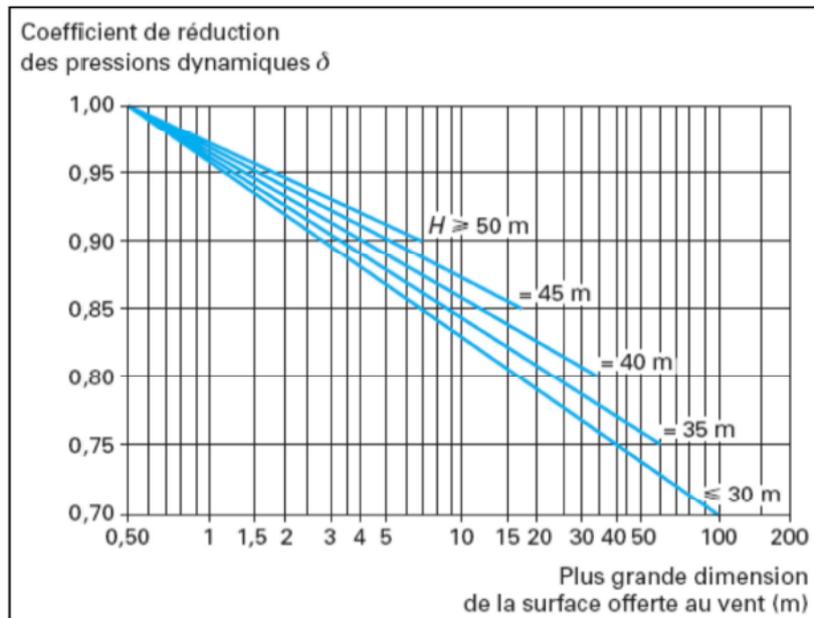


Figure 8: Effet des dimensions

A partir de cet abaque nous déterminons le coefficient pour chaque élément étudié et ce au moment de nécessité vu la variété des longueurs du projet.



2.4 Actions dynamiques du vent

Dans la direction du vent, il existe une interaction dynamique entre les forces engendrées par les rafales de vent et la structure qui lui est exposée. Cette interaction peut engendrer des vibrations dans la structure et si une résonance y a lieu, de grandes périodes d'oscillation pouvant causer la ruine. Pour tenir compte de cet effet, il faut pondérer les pressions dynamiques de base par un coefficient « d'amplification dynamique » noté β .

La période propre T du mode fondamental d'oscillation d'une construction fait l'objet de l'annexe 4 des règles NV 65, qui fournit une formule forfaitaire pour les bâtiments à ossature métallique :

$$T = 0,10 \frac{H}{I} \quad (3)$$

- Vent perpendiculaire au pignon : $l=60,4\text{m} \rightarrow T=0,1 \frac{24}{60,4} = 0,3$
- Vent perpendiculaire au long pan : $l=99,4\text{m} \rightarrow T=0,1 \frac{24}{99,4} = 0,24$

⊗ *Cas du vent normal*

Le coefficient de majoration dynamique β est donné par la formule suivante :

$$\beta = \theta (1 + \tau \cdot \xi) \quad (4)$$

Où :

- θ : Coefficient global dépendant du type de la structure. Dans notre cas $\theta = 0,7$ puisque la construction a une hauteur inférieure à 30m.
- τ : Coefficient de pulsation fonction de H : pour $H=24$ nous avons $\tau = 0,33$
- ξ : Coefficient de réponse dépend du mode propre d'oscillation de la structure, il est donné par l'abaque suivant :

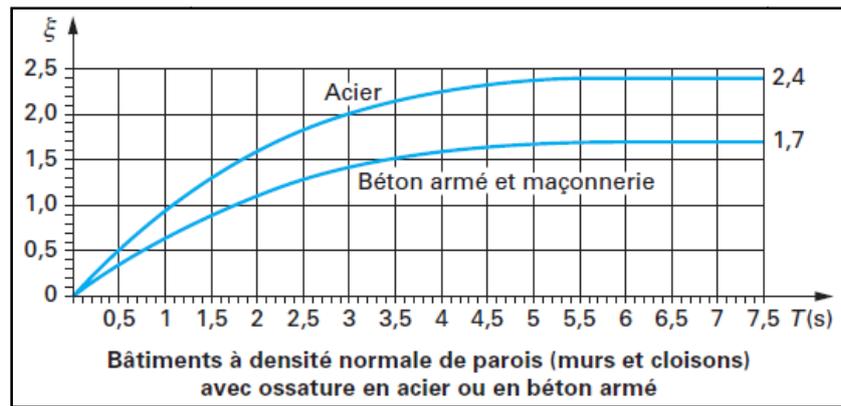


Figure 9: Coefficient de réponse

Pour notre cas nous obtenons :

- Vent perpendiculaire au pignon : $\xi = 0,3 \rightarrow \beta = 1,09$
- Vent perpendiculaire au long pan : $\xi = 0,24 \rightarrow \beta = 1,057$

Ⓢ Cas du vent extrême

Dans le cas du vent extrême, le coefficient β devient :

$$\beta_{\text{extreme}} = \beta_{\text{norm}} \left(0.5 + \frac{\theta}{2} \right) \quad (5)$$

Nous obtenons :

- Vent perpendiculaire au pignon : $\beta = 1,09$
- Vent perpendiculaire au long pan : $\beta = 1,057$

2.5 Actions statiques du vent

Le schéma suivant présente l'orientation du bâtiment ainsi que les notations avec lesquelles nous travaillons le long de ce travail concernant les parois de la construction.

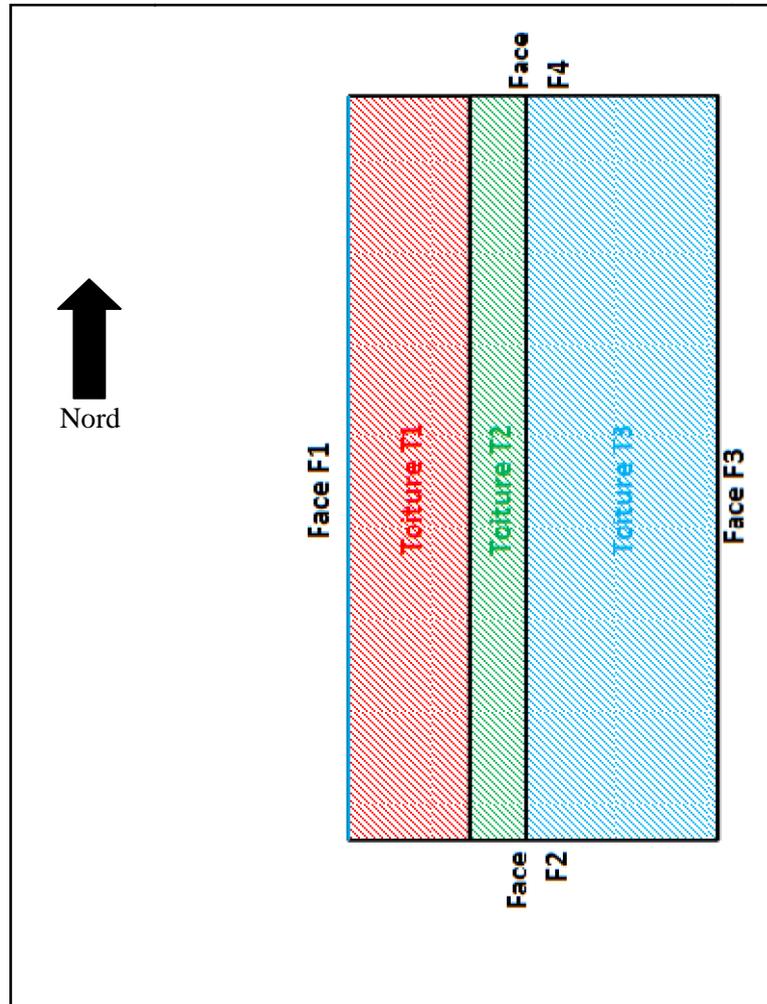


Figure 10: Orientation du bâtiment

NB : les portes sont sur la face F1.

Pour les inclinaisons des toitures, nous avons les valeurs présentées sur le schéma suivant :

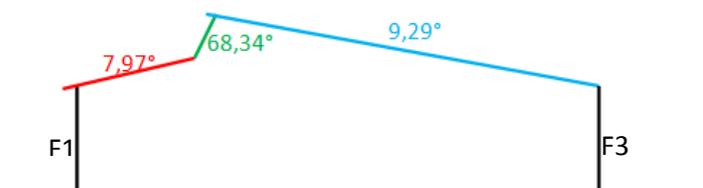


Figure 11: Pentés des toitures

2.5.1 Rapport de dimensions λ et coefficient γ_0

Le coefficient γ_0 est le rapport entre la hauteur du bâtiment et la dimension offerte au vent.

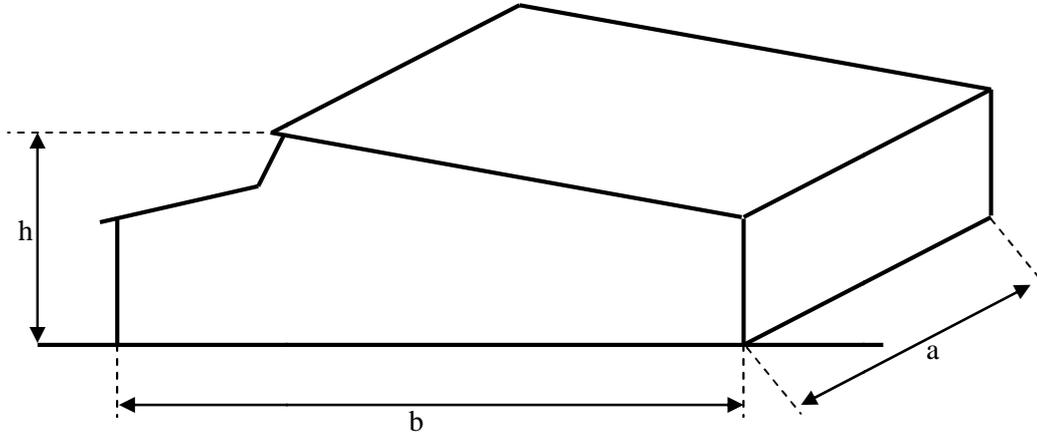


Figure 12: Notations des dimensions du bâtiment

Donc suivant la direction du vent on a : $\lambda_a = \frac{h}{b}$ ou $\lambda_b = \frac{h}{a}$

Le coefficient γ_0 quant à lui est déterminé selon λ à partir de l'abaque suivant :

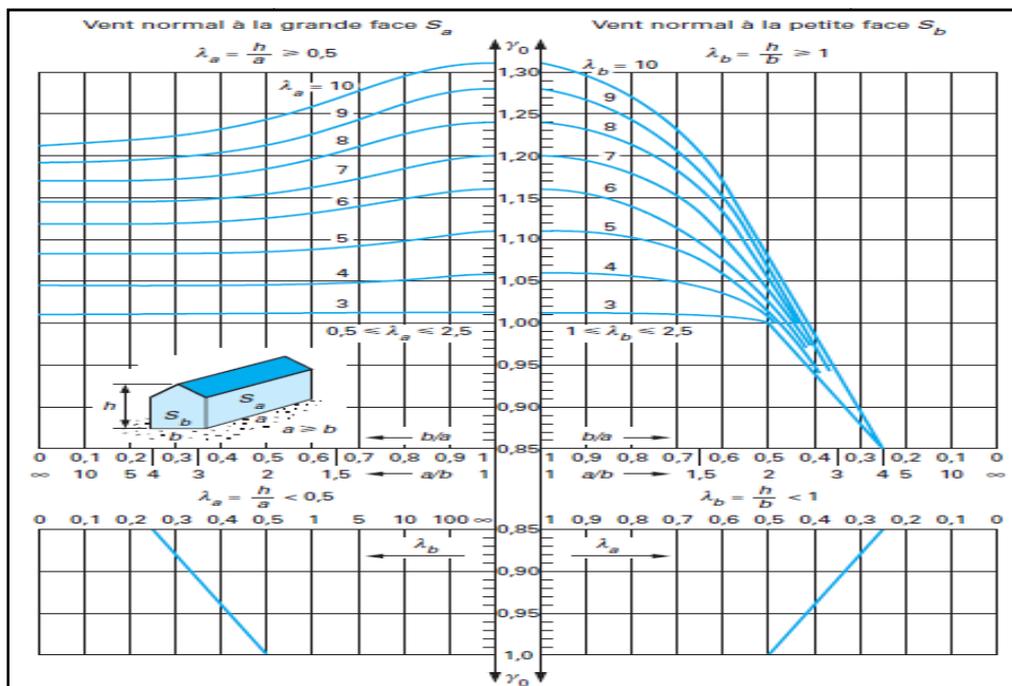


Figure 13: Coefficient Gamma



Pour ce qui est de notre projet nous avons les données suivantes :

- ⊙ Vent perpendiculaire au pignon : $b = \frac{h}{b} = \frac{24}{60,4} = \mathbf{0,40}$
- ⊙ Vent perpendiculaire au long pan : $b = \frac{h}{a} = \frac{24}{99,4} = \mathbf{0,24}$

Ce qui donne pour s_0 les valeurs suivantes :

- ⊙ Vent perpendiculaire au pignon : $s_0 = \mathbf{0,85}$
- ⊙ Vent perpendiculaire au long pan : $s_0 = \mathbf{0,94}$

2.5.2 Actions extérieures

2.5.2.1 Parois verticales

- ⊙ Vent perpendiculaire au pignon
 - Face au vent : $C_e = \mathbf{0,8}$
 - Faces sous le vent : $C_e = -(1,3 s_0 - 0,8) = \mathbf{-0,305}$
- ⊙ Vent perpendiculaire au long pan
 - Face au vent : $C_e = \mathbf{0,8}$
 - Faces sous le vent : $C_e = -(1,3 s_0 - 0,8) = \mathbf{-0,422}$

2.5.2.2 Toitures

- ⊙ Vent perpendiculaire aux génératrices

Les valeurs de C_e pour les toitures sont directement lues sur l'abaque suivant :

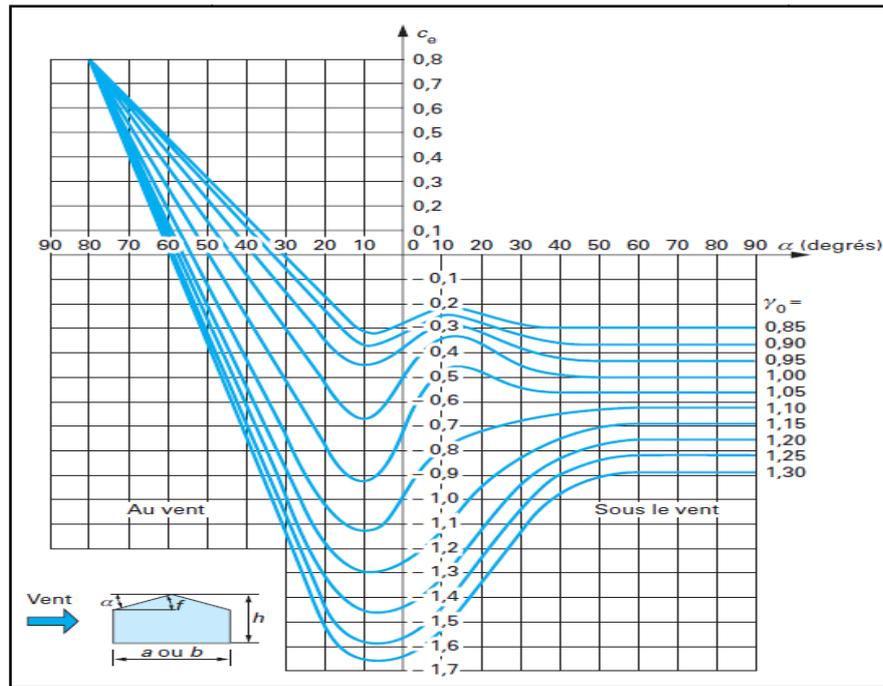


Figure 14: Effort extérieur du vent

Ⓜ Vent Est-Ouest

- Versant face au vent : $=9,29^\circ$ & $\gamma_0=0,94 \rightarrow C_e = -0,44$
- Versant sous le vent : $=7,97^\circ$ & $\gamma_0=0,94 \rightarrow C_e = -0,30$
- Versant intermédiaire : $=68,34^\circ$ & $\gamma_0=0,94 \rightarrow C_e = 0,75 \times -0,43 = -0,32$

Ⓜ Vent Ouest-Est

- Versant face au vent : $=7,97^\circ$ & $\gamma_0=0,94 \rightarrow C_e = -0,42$
- Versant sous le vent : $=9,29^\circ$ & $\gamma_0=0,94 \rightarrow C_e = -0,30$
- Versant intermédiaire : $=68,34^\circ$ & $\gamma_0=0,94 \rightarrow C_e = 0,75 \times 0,6 = 0,45$

Ⓜ Vent parallèle aux génératrices : $=0$ & $\gamma_0=0,85 \rightarrow C_e = -0,28$

2.5.3 Actions intérieures

Les coefficients de pression C_i qui s'exercent de façon homogène sur toutes les surfaces de l'intérieur de ce hangar, dépendent de la perméabilité μ de la construction, qui est égale au rapport de la surface totale de ses ouvertures à sa surface totale.

Dans notre cas, les portes coulissantes peuvent s'ouvrir à 79% de la face Ouest du bâtiment (ce qui dépasse la limite de 35% imposée par la NV65), mais peuvent aussi être fermée complètement. Nous étudions donc les deux cas de la structure ouverte et puis de la structure fermée.

2.5.3.1 Cas des portes ouvertes

⊙ vent Ouest-Est $\rightarrow \mu = 0,94$

- Parois fermées : $C_i = 0,8$
- Paroi ouverte : $C_i = -0,6(1,3 \mu - 0,8) = -0,253$

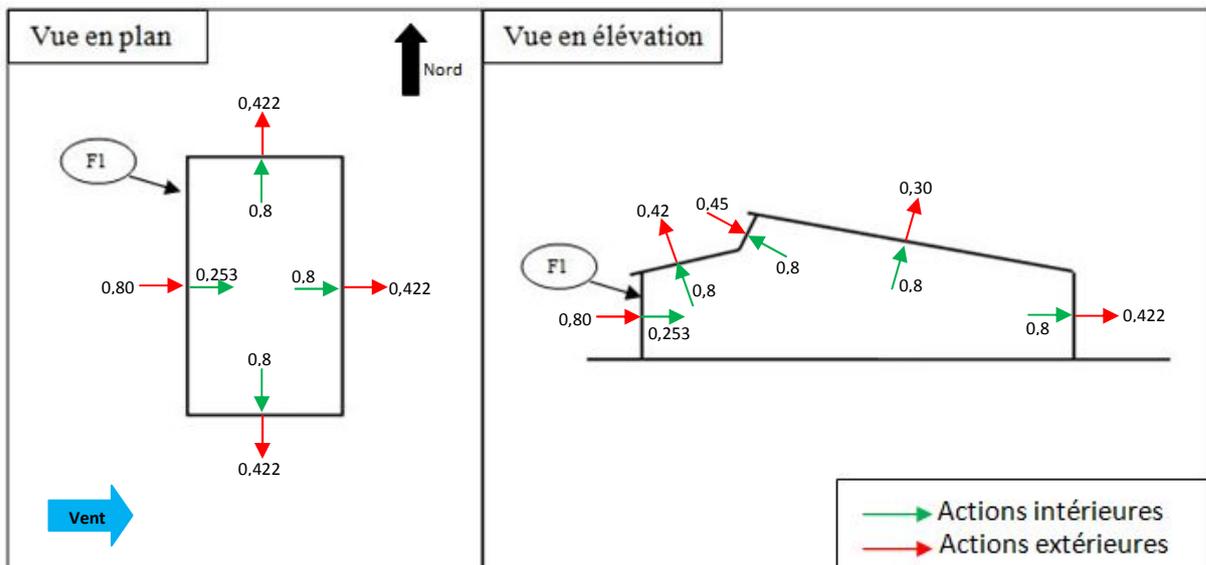


Figure 15: Vent Ouest-Est Cas des portes ouvertes

⊙ Vent Est-Ouest : $\mu = 0,94$

- Parois fermées : $C_i = -(1,3 \mu - 0,8) = -0,422$
- Paroi ouverte : $C_i = 0,6(1,8 - 1,3 \mu) = 0,347$

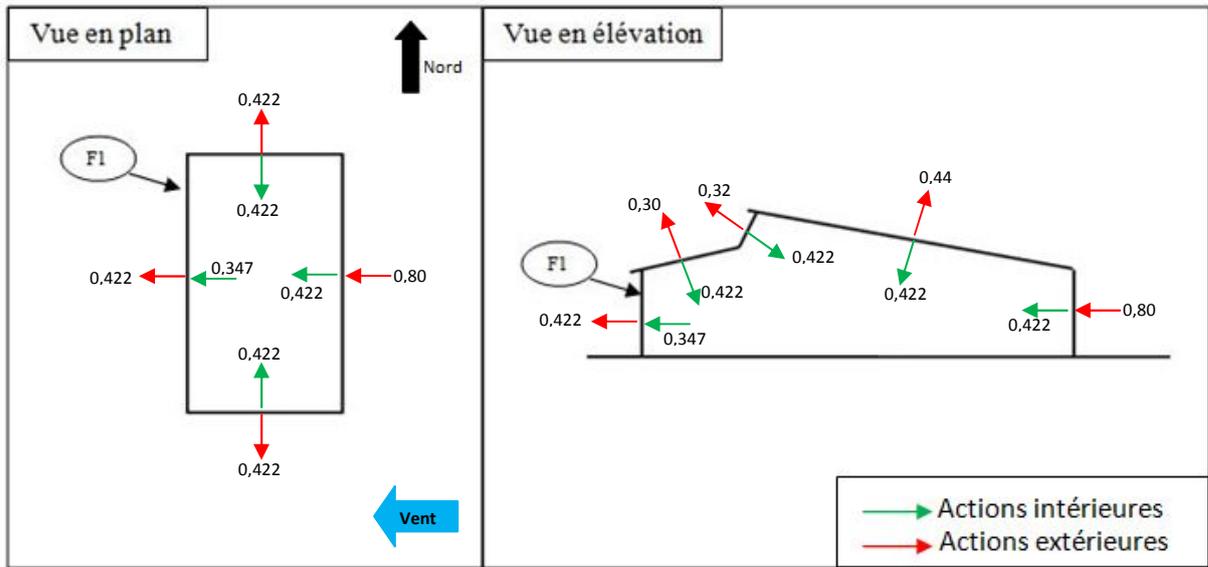


Figure 16: Vent Est-Ouest Cas des portes ouvertes

⊙ Vent Nord-sud : $s_0 = 0,85$

- Parois fermées : $C_i = -(1,3 s_0 - 0,8) = -0,305$
- Paroi ouverte : $C_i = 0,6(1,8 - 1,3 s_0) = 0,417$

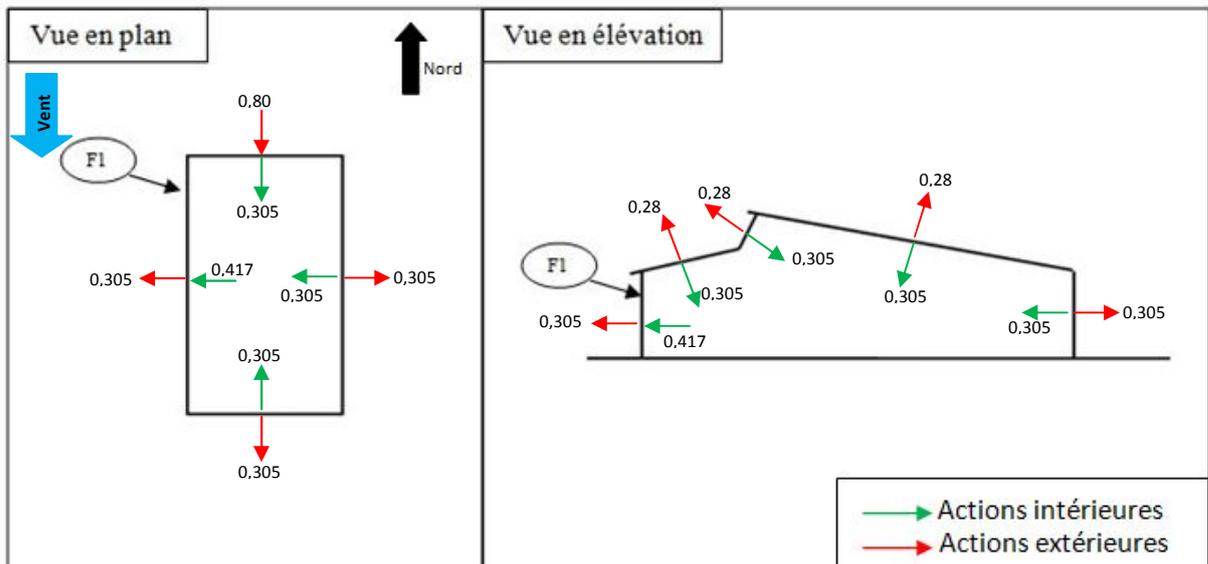


Figure 17: Vent Nord-sud Cas des portes ouvertes

⊙ Vent Sud-Nord : $s_0 = 0,85$

- Parois fermées : $C_i = -(1,3 s_0 - 0,8) = -0,305$
- Paroi ouverte : $C_i = 0,6(1,8 - 1,3 s_0) = 0,417$

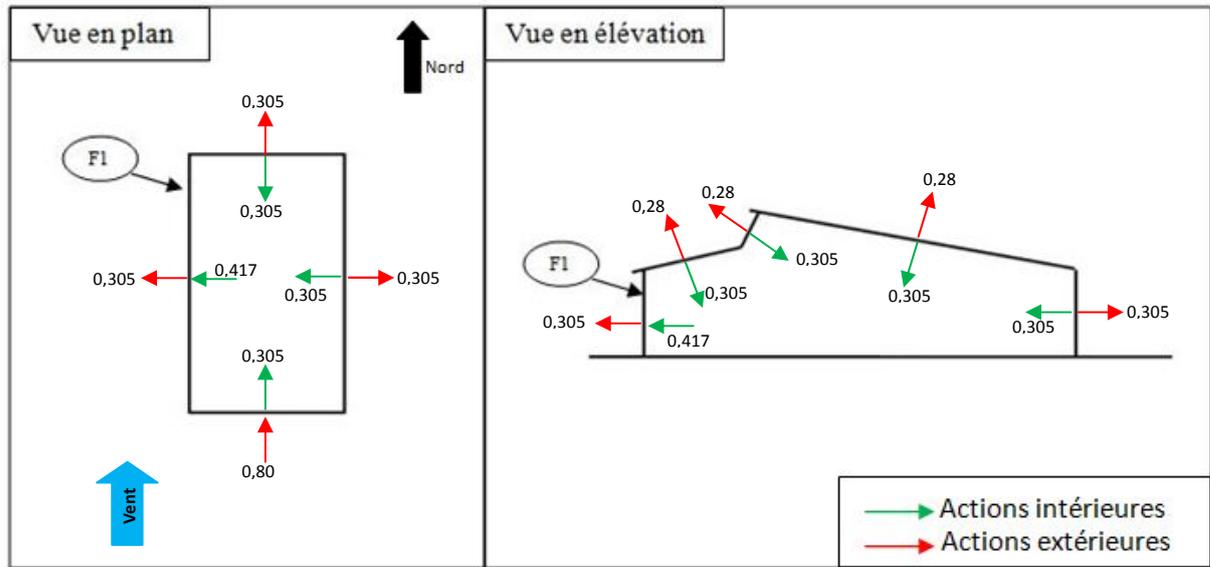


Figure 18: Vent sud-nord Cas des portes ouvertes

2.5.3.2 Cas des portes fermées

Dans ce cas, la structure est considérée comme fermée, nous avons donc soit une dépression soit une surpression de la même valeur sur toutes les parois de la construction.

2.5.3.2.1 Surpression

⊙ vent Ouest-Est : $\theta = 0,94 \rightarrow C_i = 0,6(1,8 - (1,3 \theta)) = 0,347$

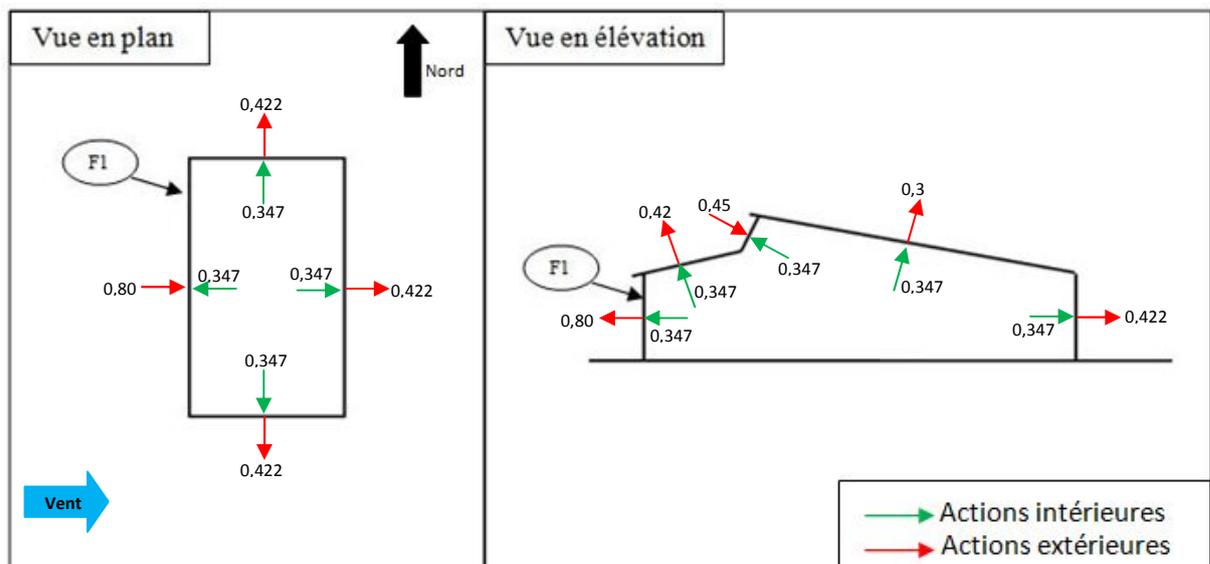


Figure 19: Vent Ouest-Est Cas des portes fermées (Surpression)

Ⓜ Vent Est-Ouest : $\phi_0 = 0,94 \rightarrow C_i = 0,6(1,8 - (1,3 \phi_0)) = 0,347$

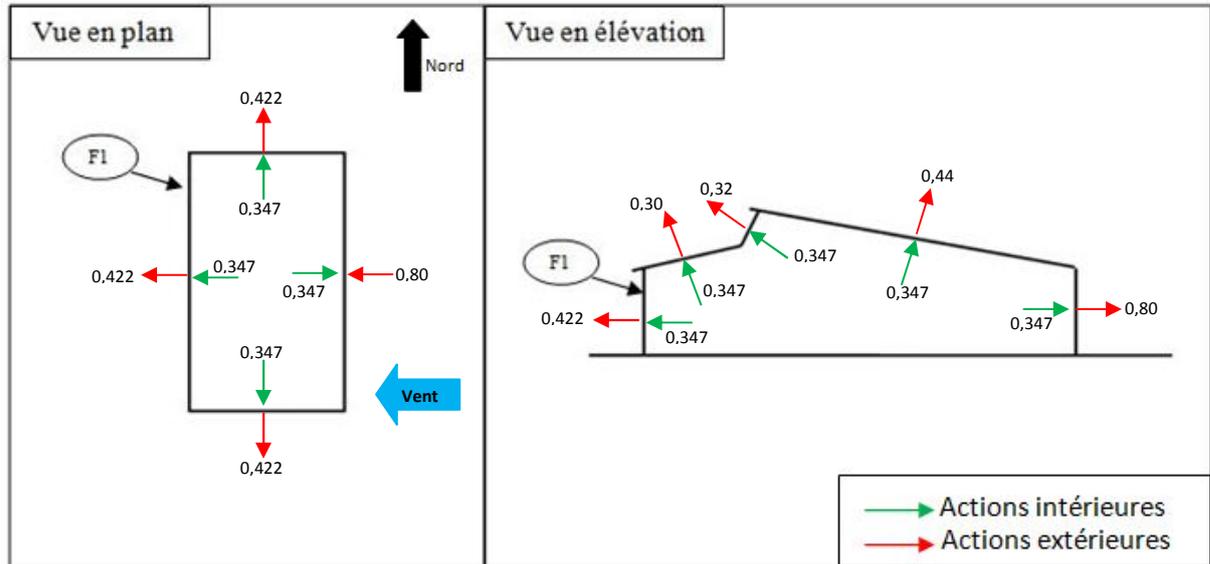


Figure 20: Vent Est-Ouest Cas des portes fermées (Surpression)

Ⓜ Vent Nord-sud : $\phi_0 = 0,85 \rightarrow C_i = 0,6(1,8 - (1,3 \phi_0)) = 0,417$

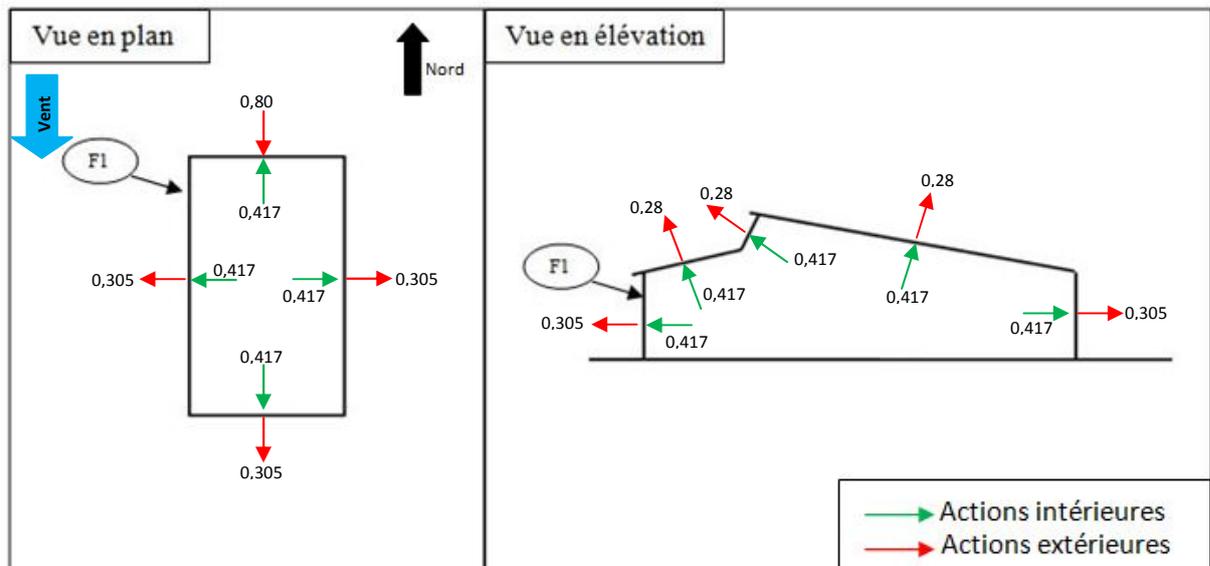


Figure 21: Vent Nord-sud Cas des portes fermées (Surpression)

Ⓢ Vent Sud-Nord : $\phi_0 = 0,85 \rightarrow C_i = 0,6(1,8 - (1,3 \phi_0)) = 0,417$

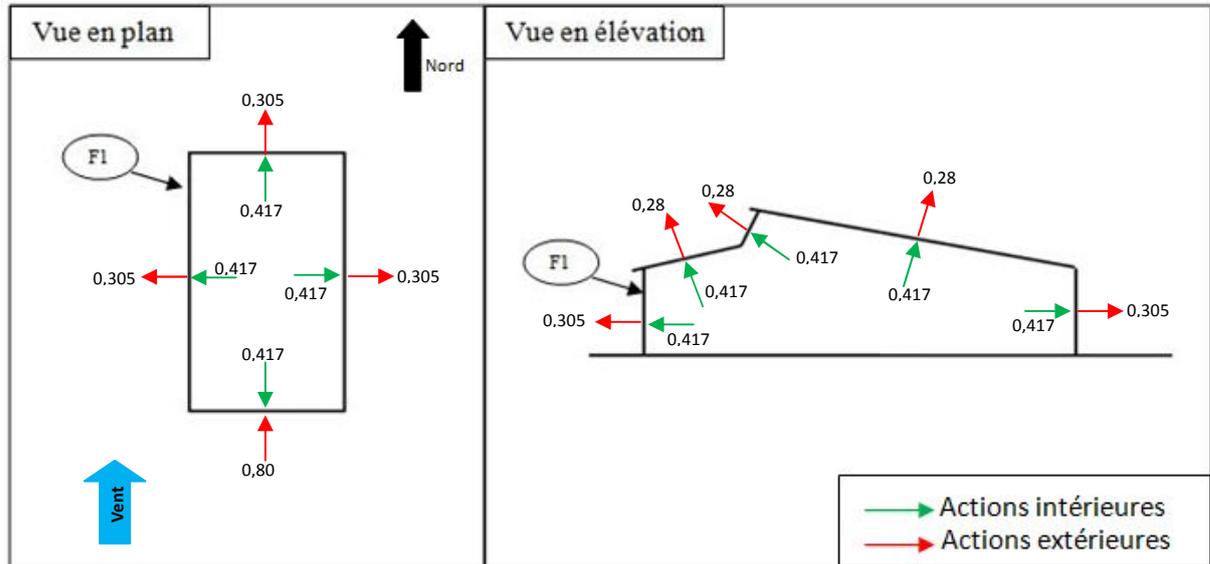


Figure 22: Vent Sud-Nord Cas des portes fermées (Surpression)

2.5.3.2.2 Dépression

Ⓢ vent Ouest-Est : $\phi_0 = 0,94 \rightarrow C_i = -0,6(1,3 \phi_0 - 0,8) = -0,253$

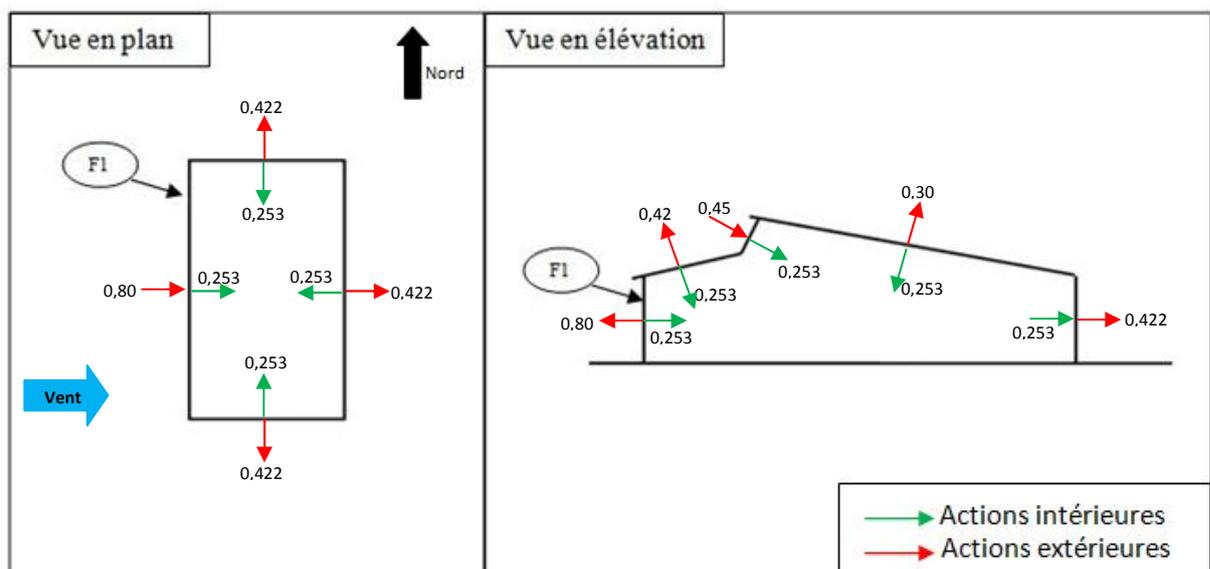


Figure 23: Vent Ouest-Est Cas des portes fermées (dépression)

Ⓜ Vent Est-Ouest : $s_0 = 0,94 \rightarrow C_i = -0,6(1,3 s_0 - 0,8) = -0,253$

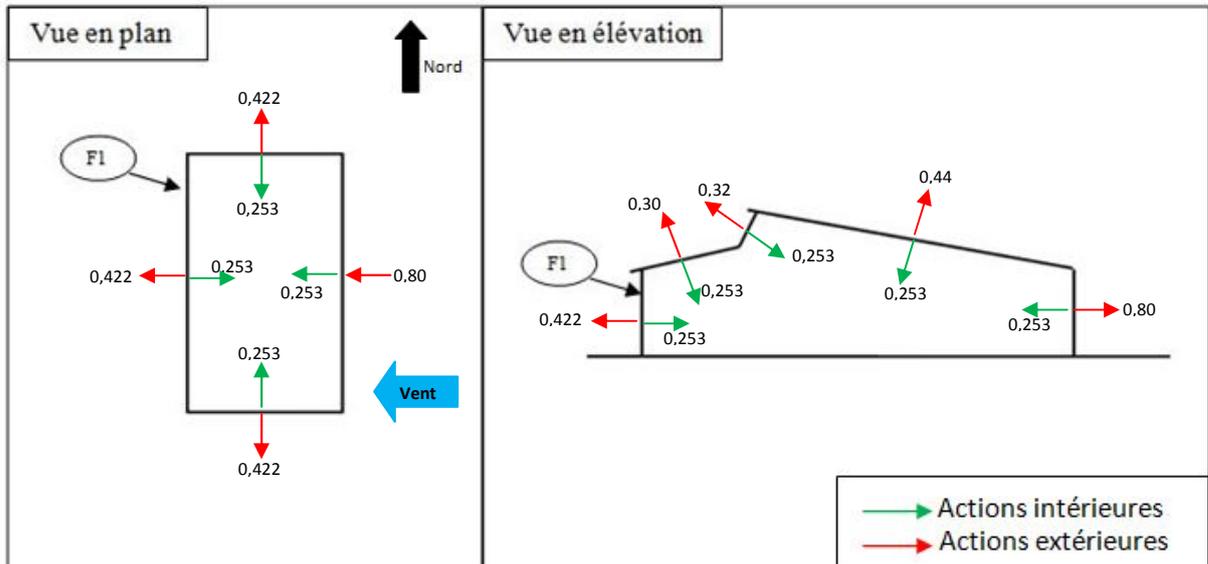


Figure 24: Vent est-ouest Cas des portes fermées (dépression)

Ⓜ Vent Nord-sud : $s_0 = 0,85 \rightarrow C_i = -0,6(1,3 s_0 - 0,8) = -0,183$

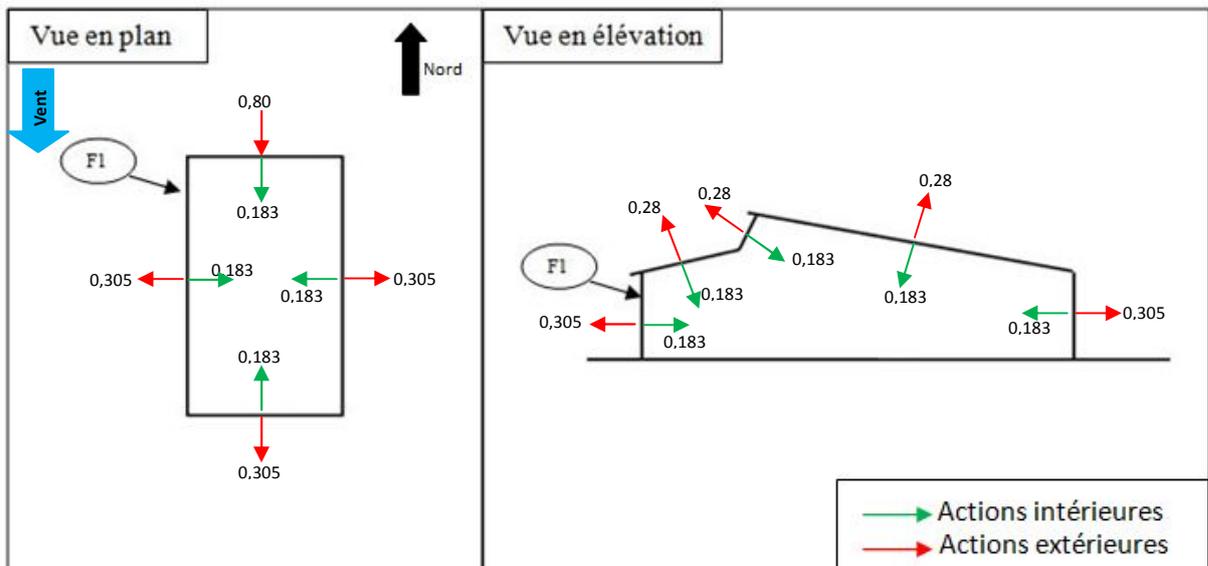


Figure 25: Vent Nord-sud Cas des portes fermées (dépression)

Ⓢ Vent Sud-Nord : $\phi = 0,85 \rightarrow C_i = -0,6(1,3 \phi - 0,8) = -0,183$

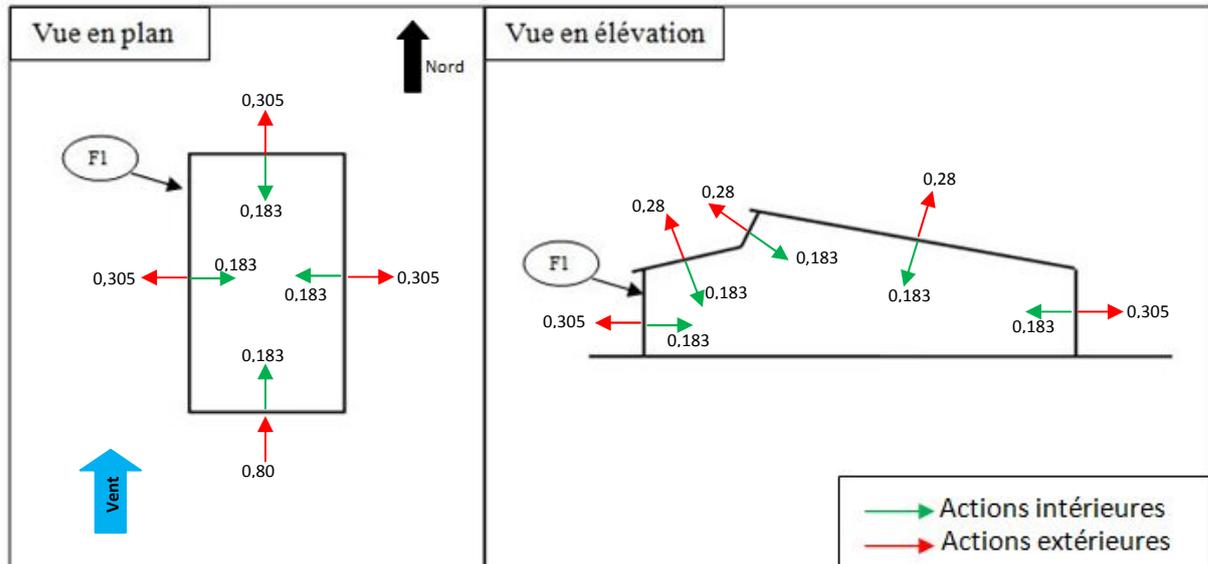


Figure 26: Vent sud-nord Cas des portes fermées (dépression)

2.5.4 Récapitulatif des actions résultantes

2.5.4.1 Portes ouvertes

Parois	F1	F2	F3	F4	T1	T2	T3
C_e	0,8	-0,422	-0,422	-0,422	-0,42	0,45	-0,3
C_i	-0,253	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
C_r	1,053	-1,222	-1,222	-1,222	-1,22	-0,35	-1,1

Tableau 4: récapitulatif Structure ouverte/Vent ouest-est

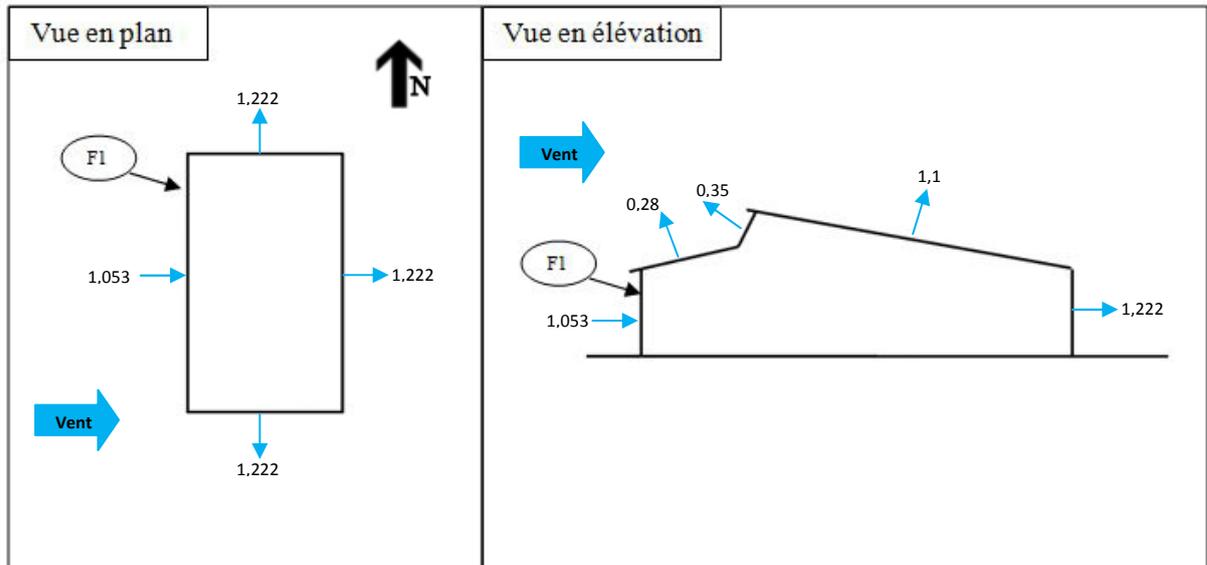


Figure 27: récapitulatif Structure ouverte/Vent ouest-est

Parois	F1	F2	F3	F4	T1	T2	T3
C _e	-0,422	-0,422	0,8	-0,422	-0,3	-0,32	-0,44
C _i	0,347	-0,422	-0,422	-0,422	-0,422	-0,422	-0,422
C _r	-0,769	0	1,222	0	0,122	0,102	-0,018

Tableau 5: récapitulatif Structure ouverte/Vent est-ouest

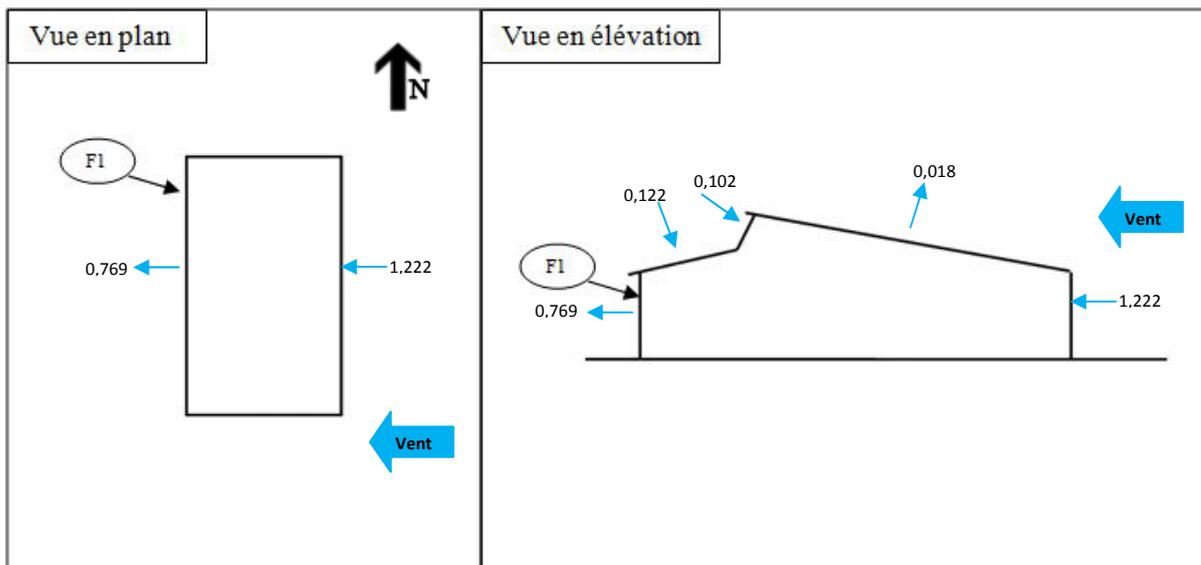


Figure 28: récapitulatif Structure ouverte/Vent est-ouest

Parois	F1	F2	F3	F4	T1	T2	T3
C _e	-0,305	-0,305	-0,305	0,8	-0,28	-0,28	-0,28
C _i	0,417	-0,305	-0,305	-0,305	-0,305	-0,305	-0,305
C _r	-0,722	0	0	1,105	0,025	0,025	0,025

Tableau 6: récapitulatif Structure ouverte/Vent Nord-Sud

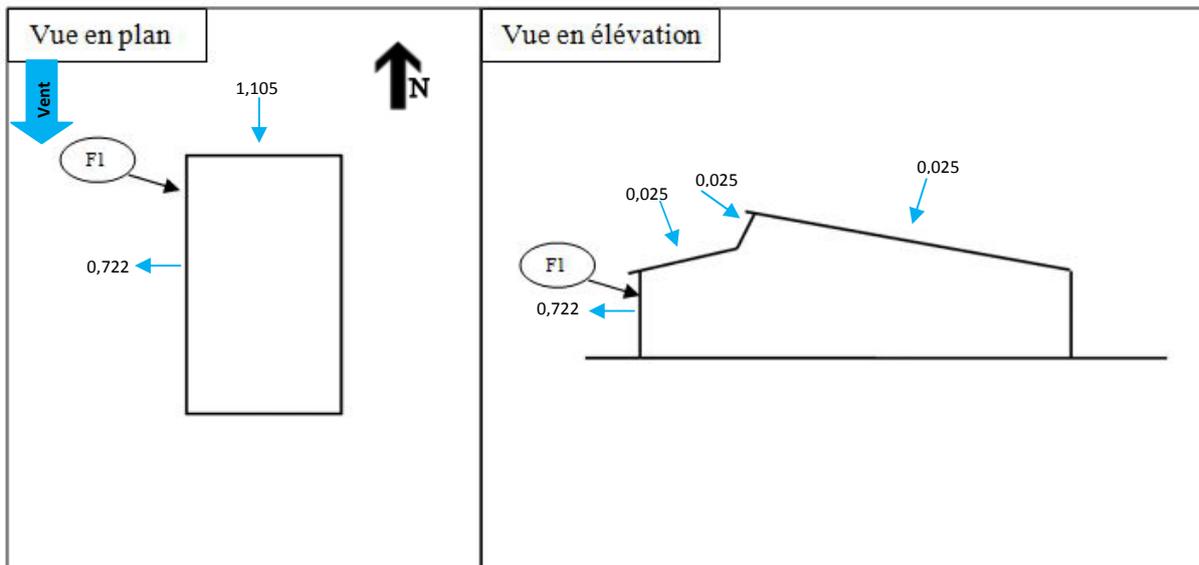


Figure 29: récapitulatif Structure ouverte/Vent Nord-sur

Parois	F1	F2	F3	F4	T1	T2	T3
C _e	-0,305	0,8	-0,305	-0,305	-0,28	-0,28	-0,28
C _i	0,417	-0,305	-0,305	-0,305	-0,305	-0,305	-0,305
C _r	-0,722	1,105	0	0	0,025	0,025	0,025

Tableau 7: récapitulatif Structure ouverte/Vent Sud-nord

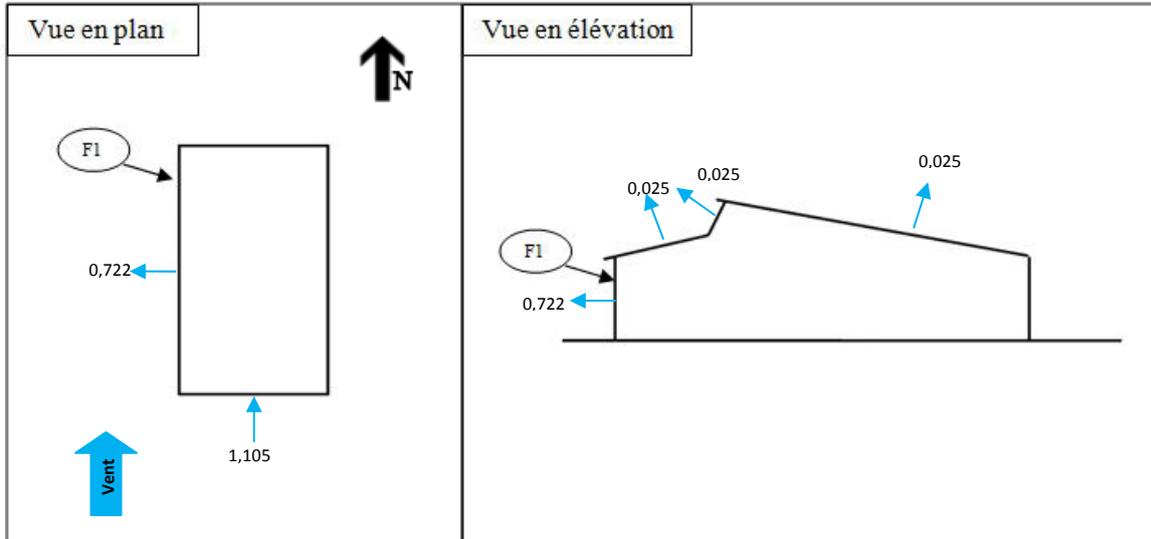


Figure 30: récapitulatif Structure ouverte/Vent Sud-nord

2.5.4.2 Portes fermées

⊗ Cas de la surpression

Parois	F1	F2	F3	F4	T1	T2	T3
C _e	0,8	-0,422	-0,422	-0,422	-0,42	0,45	-0,3
C _i	0,347	0,347	0,347	0,347	0,347	0,347	0,347
C _r	0,453	-0,769	-0,769	-0,769	-0,767	0,103	-0,647

Tableau 8: récapitulatif structure fermée/Surpression/Vent ouest-est

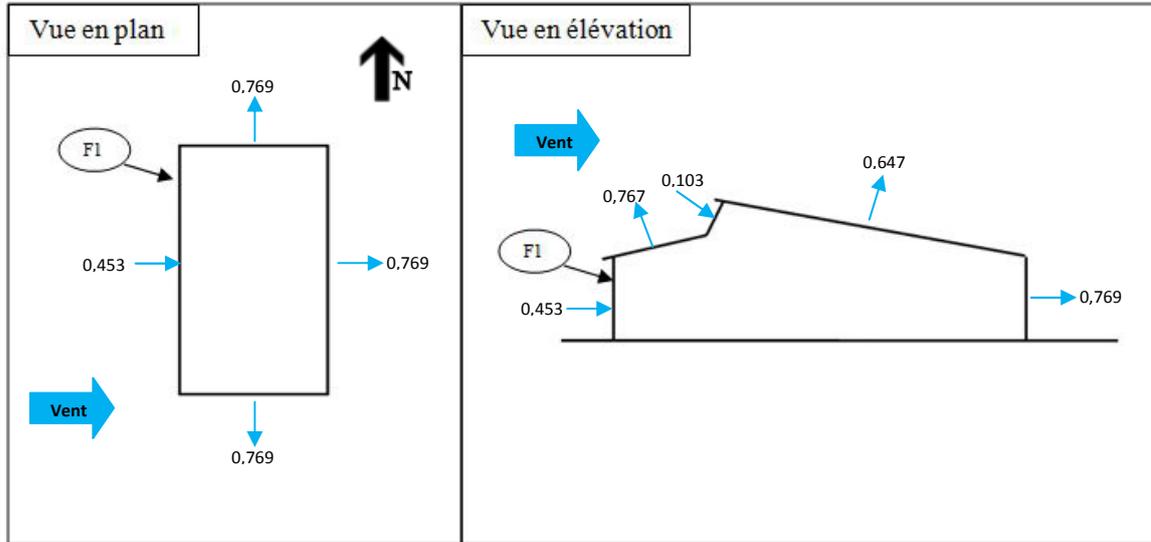


Figure 31: Récapitulatif structure fermée/Surpression/Vent ouest-est

Parois	F1	F2	F3	F4	T1	T2	T3
C_e	-0,422	-0,422	0,8	-0,422	-0,3	-0,32	-0,44
C_i	0,347	0,347	0,347	0,347	0,347	0,347	0,347
C_r	-0,769	-0,769	0,453	-0,769	-0,647	-0,667	-0,787

Tableau 9: Récapitulatif structure fermée/Surpression/Vent est-ouest

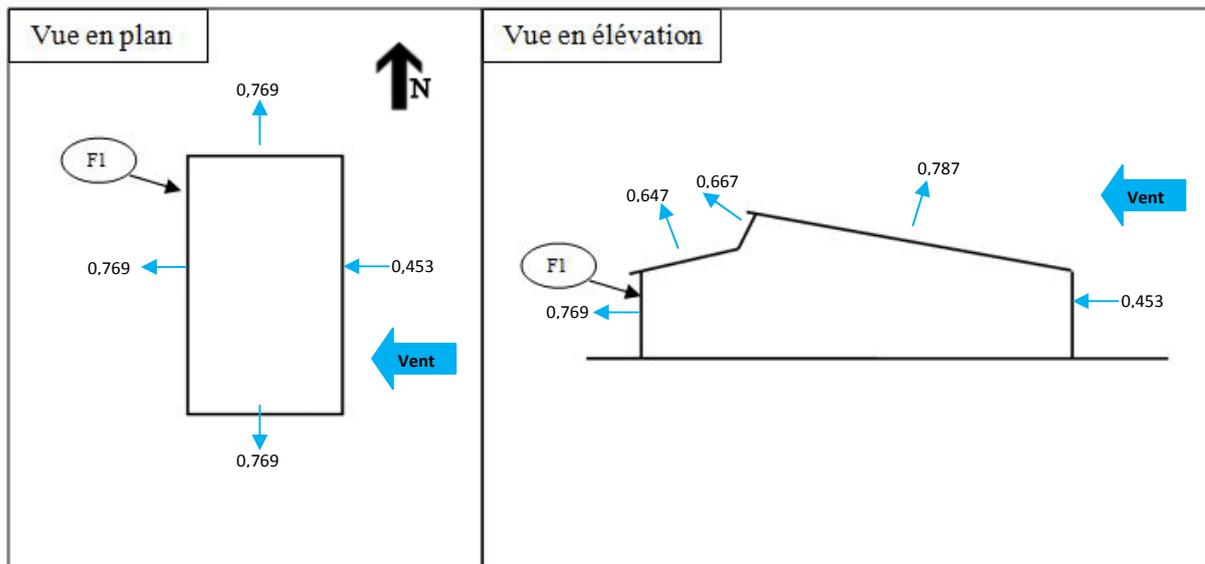


Figure 32: Récapitulatif structure fermée/Surpression/Vent est-ouest

Parois	F1	F2	F3	F4	T1	T2	T3
C_e	-0,305	-0,305	-0,305	0,8	-0,28	-0,28	-0,28
C_i	0,417	0,417	0,417	0,417	0,417	0,417	0,417
C_r	-0,722	-0,722	-0,722	0,383	-0,697	-0,697	-0,697

Tableau 10: Récapitulatif structure fermée/Surpression/Vent nord-sud

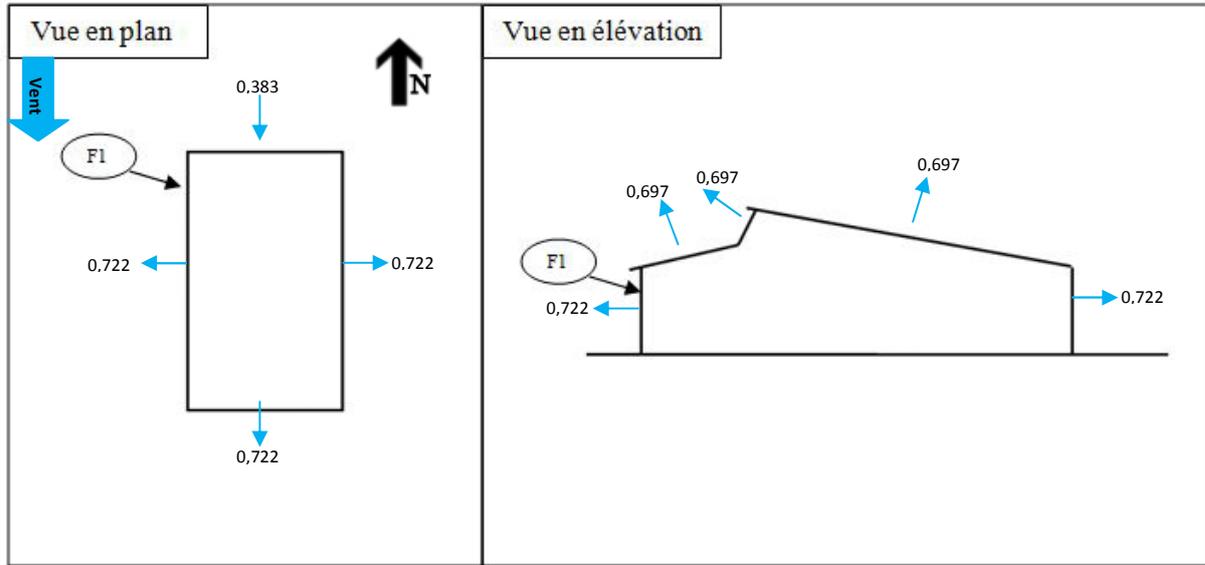


Figure 33: Récapitulatif structure fermée/Surpression/Vent nord-sud

Parois	F1	F2	F3	F4	T1	T2	T3
C_e	-0,305	0,8	-0,305	-0,305	-0,28	-0,28	-0,28
C_i	0,417	0,417	0,417	0,417	0,417	0,417	0,417
C_r	-0,722	0,383	-0,722	-0,722	-0,697	-0,697	-0,697

Tableau 11: Récapitulatif structure fermée/Surpression/Vent sud-nord

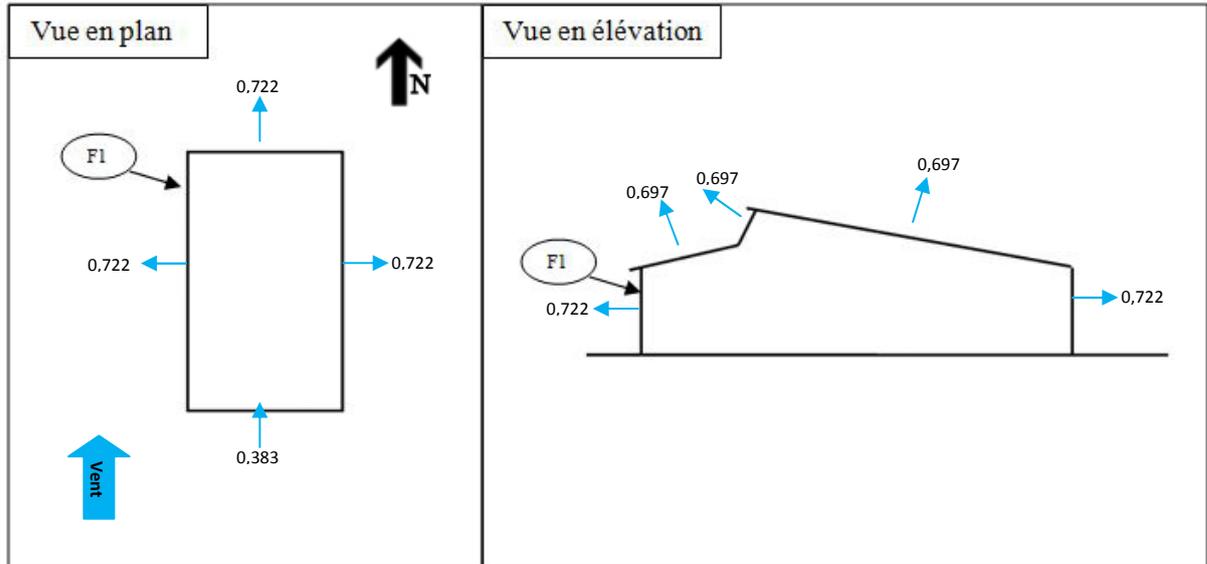


Figure 34: Récapitulatif structure fermée/Surpression/Vent sud-nord

Ⓢ Cas de la dépression

Parois	F1	F2	F3	F4	T1	T2	T3
C_e	0,8	-0,422	-0,422	-0,422	-0,42	0,45	-0,3
C_i	-0,253	-0,253	-0,253	-0,253	-0,253	-0,253	-0,253
C_r	1,053	-0,169	-0,169	-0,169	-0,167	0,703	-0,047

Tableau 12: Récapitulatif structure fermée/dépression/Vent ouest-est

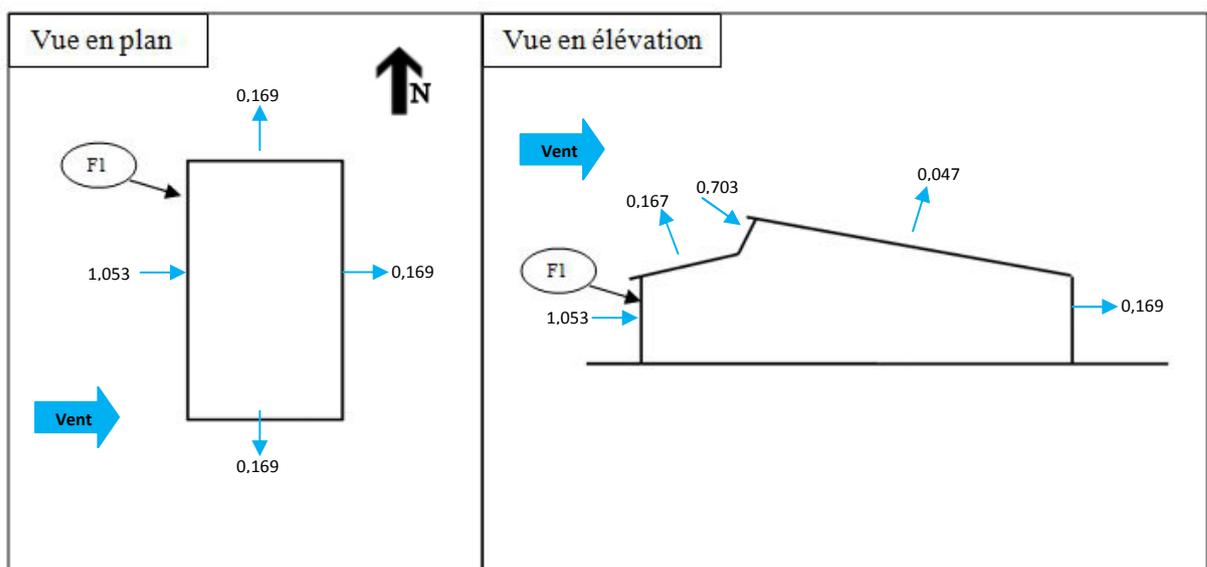


Figure 35: Récapitulatif structure fermée/dépression/Vent ouest-est

Str fermée/Dépression/Vent Est Ouest							
Parois	F1	F2	F3	F4	T1	T2	T3
C_e	-0,422	-0,422	0,8	-0,422	-0,3	-0,32	-0,44
C_i	-0,253	-0,253	-0,253	-0,253	-0,253	-0,253	-0,253
C_r	-0,169	-0,169	1,053	-0,169	-0,047	-0,067	-0,187

Tableau 13: Récapitulatif structure fermée/dépression/Vent est-ouest

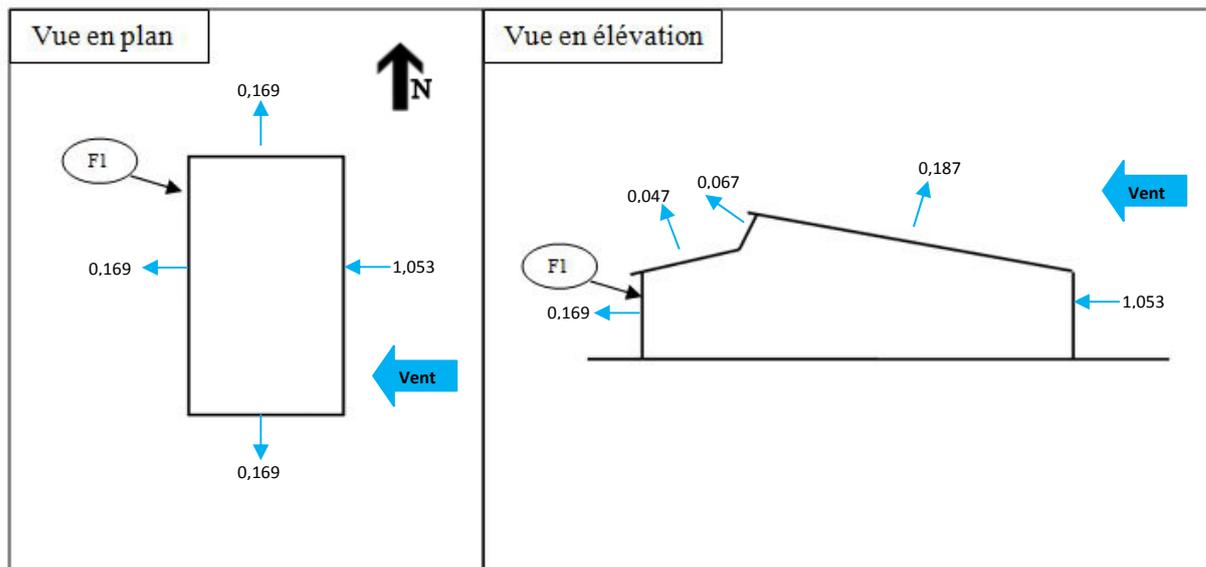


Figure 36: Récapitulatif structure fermée/dépression/Vent est-ouest

Parois	F1	F2	F3	F4	T1	T2	T3
C_e	-0,305	-0,305	-0,305	0,8	-0,28	-0,28	-0,28
C_i	-0,183	-0,183	-0,183	-0,183	-0,183	-0,183	-0,183
C_r	-0,122	-0,122	-0,122	0,983	-0,097	-0,097	-0,097

Tableau 14: Récapitulatif structure fermée/dépression/Vent Nord-sud

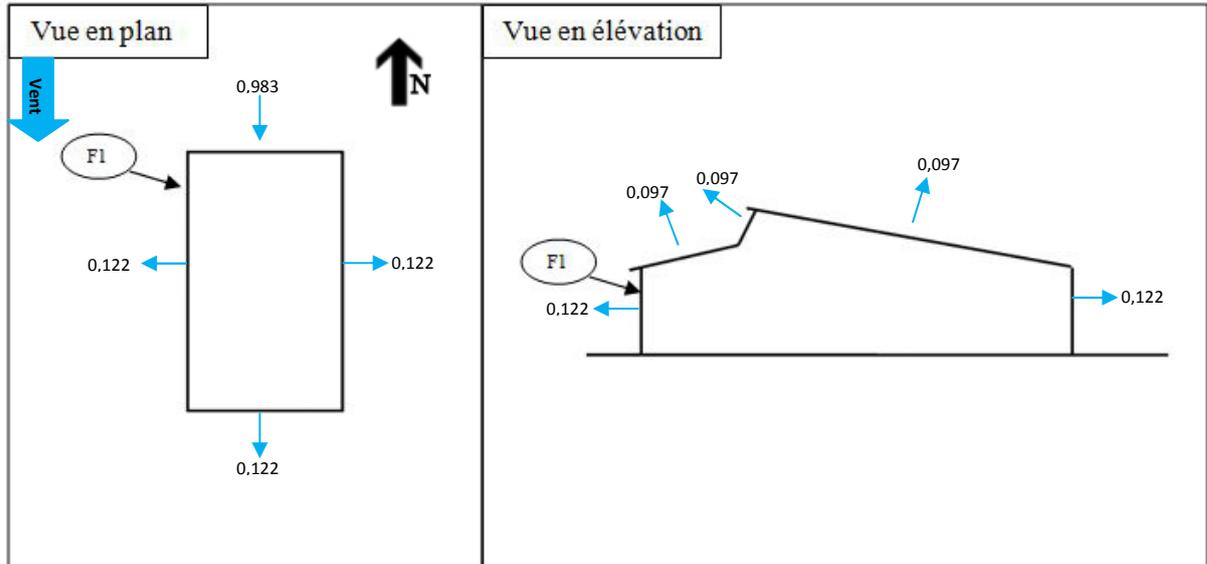


Figure 37: Récapitulatif structure fermée/dépression/Vent Nord-sud

Parois	F1	F2	F3	F4	T1	T2	T3
C_e	-0,305	0,8	-0,305	-0,305	-0,28	-0,28	-0,28
C_i	-0,183	-0,183	-0,183	-0,183	-0,183	-0,183	-0,183
C_r	-0,122	0,983	-0,122	-0,122	-0,097	-0,097	-0,097

Tableau 15: Récapitulatif structure fermée/dépression/Vent sud-nord

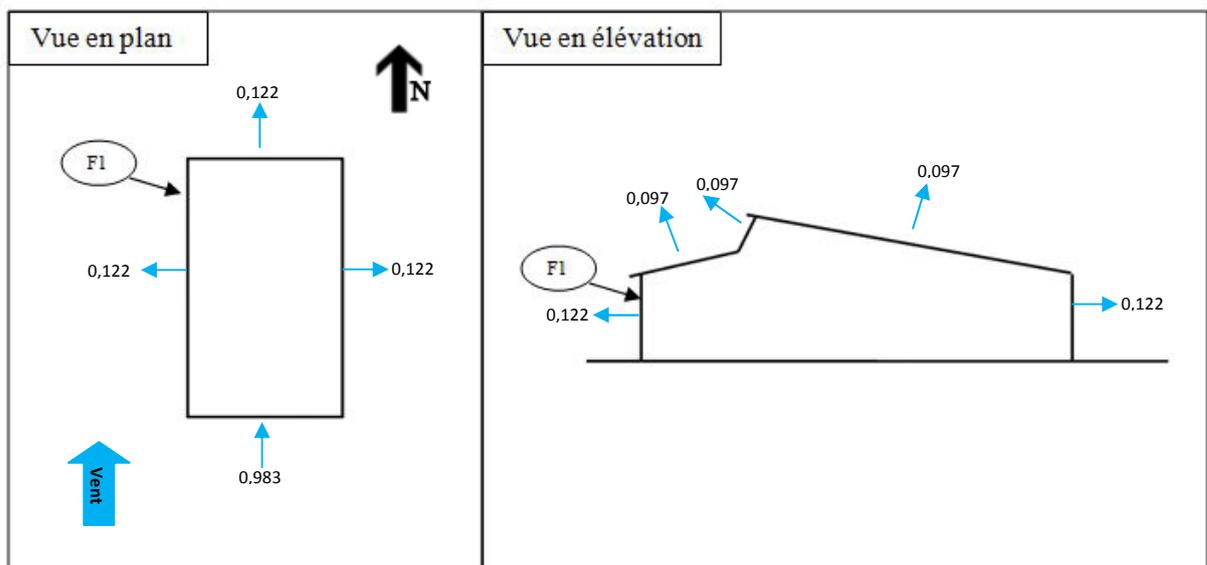


Figure 38: Récapitulatif structure fermée/dépression/Vent sud-nord



3 Calcul des pannes

3.1 Hypothèses de calcul :

Les pannes sont les éléments secondaires recevant directement la couverture. Elles sont des poutres généralement en I qui servent à assurer le transfert des actions appliquées à la couverture d'un bâtiment à sa structure principale.

Dans notre cas, elles sont posées à un entraxe de **2,4 m** et sont de deux catégories de portée : **10,925m** et **7,75m**. Elles sont appuyées à mi-portée par des liernes dans le plan horizontale.

La figure 11 de la partie « calcul du vent » donnant les pentes des toitures montre que toutes les toitures ont une pente supérieur à 3% ce qui nous conduira à mener un calcul à la flexion déviée pour les pannes sous les charges suivantes :

- de gravité : ces charges ont une composante selon l'âme du profilé et une autre selon la pente du versant.
- de vent : ces efforts sont perpendiculaire a la surface de la toiture ; ils agissent donc uniquement selon la plus grande inertie du profilé.

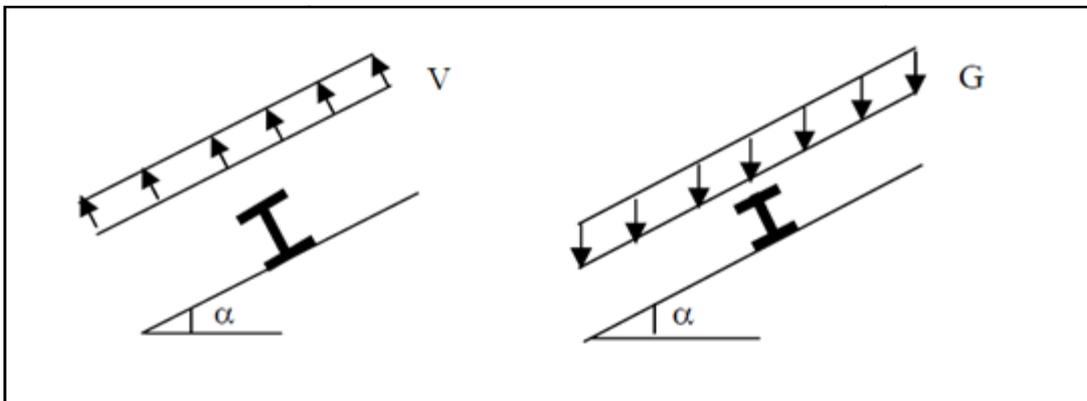


Figure 39: Efforts sur les pannes

Dans ce qui suit on va dimensionner les différents types de pannes selon leurs portées et la toiture à laquelle ils appartiennent. Les pannes seront dimensionnées pour satisfaire simultanément:

- ✓ les conditions de flèche
- ✓ les conditions de résistance
- ✓ Au déversement

3.2 Toiture T1

3.2.1 Pannes à 7.75 m de portée

3.2.1.1 Evaluation des charges

3.2.1.1.1 Charge permanente

- Poids de la couverture+liernes : 20kg/m²
- Poids propre de la panne : 18.8 kg/m₁ car on a opté pour un profilé IPE 160.

Nous avons donc: $G = 20 * 2,4 + 18,8 = 66,8 \text{ kg/m}_1$

On calcule ensuite les composantes de cette charge suivant les deux axes principaux de la panne, Etant donné l'inclinaison de la toiture T1 est $\alpha = 7,97^\circ$ nous avons :

$$G_x = G * \sin(\alpha) = 8,84 \text{ kg/m}_1$$

$$G_y = G * \cos(\alpha) = 63,18 \text{ kg/m}_1$$

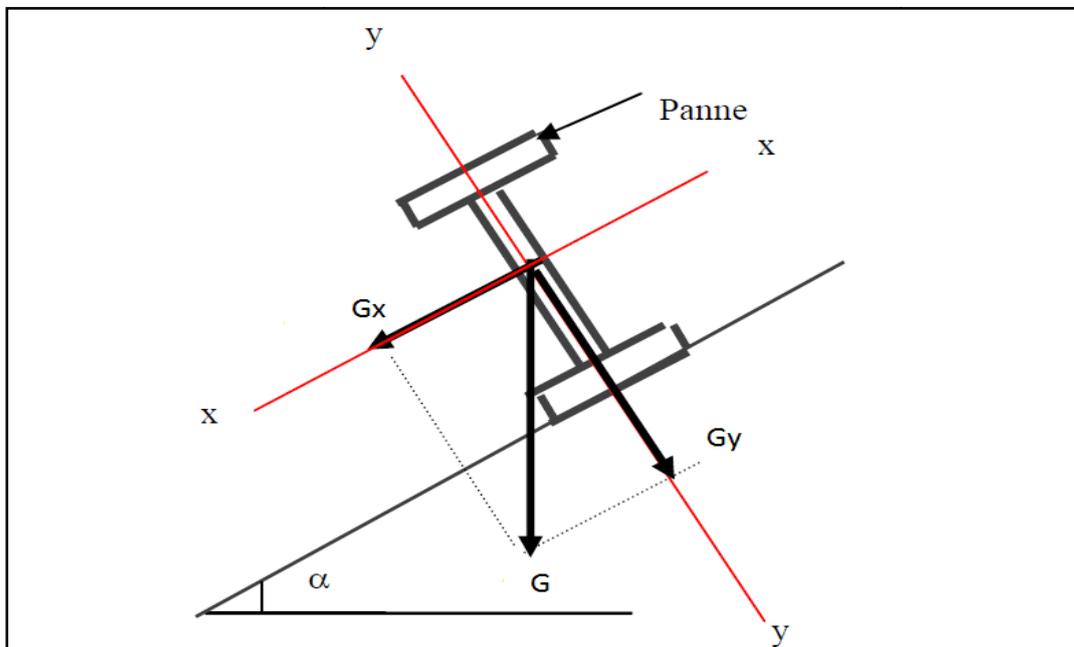


Figure 40: Repère local d'une panne



3.2.1.1.2 Charge d'exploitation :

Le poids de la poussière est 20 kg/m², on aura donc $Q = 20 \times 2,4 = 48 \text{ kg/m}_1$ et on projetant on trouve :

$$Q_x = Q \cdot \sin(\) = 47,53 \text{ kg/m}_1$$

$$Q_y = Q \cdot \cos(\) = 6,65 \text{ kg/m}_1$$

3.2.1.1.3 Charge du vent :

La charge est donnée par la formule (1) déjà présentée dans la partie « calcul du vent » :

$$W = q_{10} \times K_m \times K_s \times K_h \times \delta \times (C_e - C_i) \times \beta$$

- Dans le cas de toiture $K_h = 1,25$
- La grande dimension de la surface offerte au vent est 7,75 m donc $\delta = 0,84$
- Le calcul du vent donne les coefficients $(C_e - C_i)$ suivants :

$(C_e - C_i)$	Vent ouest-est	Vent Est-Ouest	Vent Nord-Sud	Vent Sud-Nord
Cas fermé (dépression)	-0,167	-0,047	-0,097	-0,097
Cas fermé (surpression)	-0,767	-0,647	-0,697	-0,697
Cas ouvert	-1,22	0,122	0,025	0,025

Tableau 16: Valeurs de $C_e - C_i$ pour la toiture T1

On remarque que la valeur de $C_r = C_e - C_i$ qui donne l'effet le plus défavorable est $C_r = -1,22$

Cette valeur est obtenue dans le cas ouvert avec le vent ouest-est, et c'est elle qui sera la plus défavorable pour les deux toitures T1 et T3.

Donc l'effort du vent est:

$$W = 53,5 \times 1 \times 1 \times 1,25 \times 0,84 \times -1,22 \times 2,4 = -164,5 \text{ kg/ml}$$

Notons que le vent a une seule composante suivant y



3.2.1.2 Combinaisons des charges :

Selon la norme CM66 on utilise les combinaisons suivantes :

- ELU :
 - ✓ $1.33G + 1.5Q$
 - ✓ $G + 1.75W$
 - ✓ $1.33G + 1.42(Q+W)$
 - ✓ $1.33G + 1.5W$
- ELS
 - ✓ $G + Q$
 - ✓ $G + W$

Dans le cas de la panne étudiée on aura les valeurs suivantes :

Type de combinaison	formules	Fy (kg/m)	Fx (kg/m)
Combinaison ELU	$1.33G+1.5Q$	155,3244	21,5972
	$G+1.75W$	-224,695	8,84
	$1.33G+1.42(Q+W)$	-82,068	21,0724
	$1.33G+1.5W$	-162,7206	11,7572
Combinaison ELS	$G+Q$	110,71	15,4
	$G+W$	-101,32	8,84

Tableau 17: Efforts sur pannes donnés par les combinaisons de calcul

Où F_x et F_y sont les projections de l'effort provenant de chaque combinaison sur les deux axes X et Y.

On va continuer à travailler avec toutes les combinaisons car on ne peut pas déterminer à ce stade la combinaison la plus défavorable.

3.2.1.3 Vérification des contraintes :

Les pannes sont soumises à la flexion déviée, donc nous serons amenés à calculer les deux contraintes σ_x et σ_y pour trouver la contrainte totale $\sigma = \sigma_x + \sigma_y$ et la comparer à $\sigma_e = 24 \text{ kg/mm}^2$.



Les combinaisons de charge pour la vérification des contraintes sont celles de l'état limite ultime.

- Dans le plan YZ : la charge est uniformément répartie sur la panne avec deux appuis simples et une portée $l = 7,75\text{m}$.

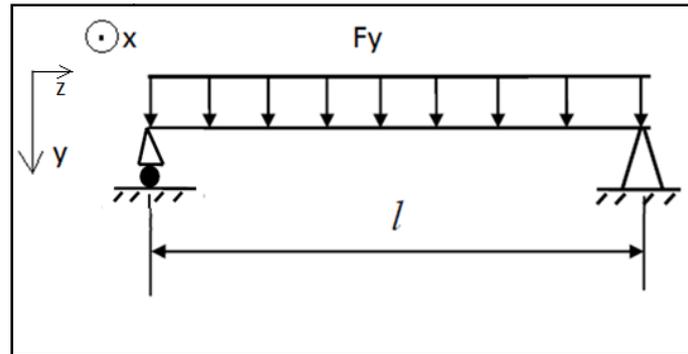


Figure 41: Effort appliqué à la panne dans le plan YZ

Dans ce cas on a :

$$M_x = \frac{Fy \times l^2}{8} \quad (6)$$

$$\sigma_x = \frac{Mx}{\left(\frac{Ix}{vx}\right)} \quad (7)$$

Avec $\left(\frac{Ix}{vx}\right) = 109 \text{ cm}^3$ pour IPE 160.

- Dans le plan XZ : la panne est appuyée sur 3 appuis puisqu'on a ajouté des liernes pour diviser la portée en deux, on aura donc comme portée $l/2 = 3,875 \text{ m}$

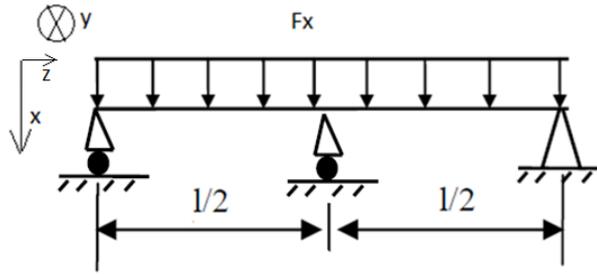


Figure 42: Efforts sur pannes dans le plan XZ

Dans ce cas on a

$$M_y = \frac{Fx \times (\frac{l}{2})^2}{8} \quad (8)$$

$$\sigma_x = \frac{My}{\left(\frac{I_y}{vy}\right)} \quad (9)$$

Avec $\left(\frac{I_y}{vy}\right) = 16,7 \text{ cm}^3$ pour IPE 160.

- Contrainte totale : Le tableau ci-après résume les valeurs des contraintes trouvées pour les combinaisons de l'ELU :

formule	Fy (kg/m)	Fx (kg/m)	Mx (kg.m)	My (kg.m)	σ_y (kg/mm ²)	σ_x (kg/mm ²)	σ (kg/mm ²)
1.33G+1.5Q	155,324	21,5972	1166,14	40,536	10,6985	2,427	13,125
G+1.75W	-224,69	8,84	1686,967	16,592	15,476	0,9935	16,47
1.33G+1.42(Q+W)	-82,068	21,0724	616,151	39,551	5,6527	2,3683	8,021
1.33G+1.5W	-162,72	11,757	1221,67	22,0677	11,2080	1,3214	12,52

Tableau 18: Tableau des contraintes - panne de 7,75 de portée sur la toiture T1

La valeur maximale de contrainte $\sigma = \sigma_x + \sigma_y = 16,47 \text{ kg/mm}^2 < 24 \text{ kg/mm}^2$ donc la contrainte est bien vérifiée pour IPE 160.

3.2.1.4 Vérification de la flèche

Les combinaisons de charges pour l'étude des flèches sont celles de l'état limite de service.

3.2.1.4.1 Plan YZ :

Dans ce plan, la poutre est simplement appuyée avec une portée libre de $l=7,75$ m.

La flèche admissible dans ce cas est $f_{ad} = L/200 = 3,87$ cm

D'après les formules de la RDM la flèche maximale est donnée par la relation :

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{F_y \times l^4}{EI_x} \quad (10)$$

Avec $I_x = 869 \text{ cm}^4$ pour IPE 160.

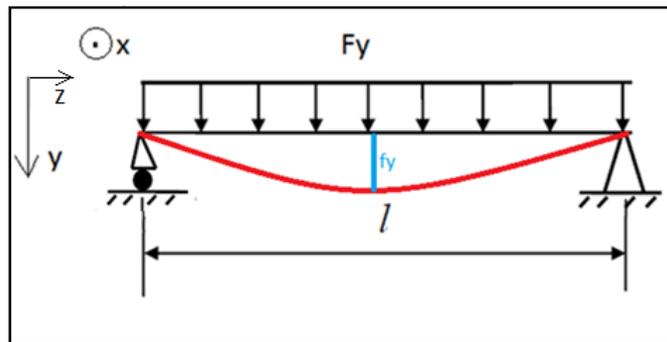


Figure 43: Flèche maximale pour une poutre bi-appuyée

Le tableau suivant montre la flèche correspondante à chaque combinaison ELS :

formules	Fy(kg/m)	fy(cm)
G+Q	110,71	2,849
G+W	-101,32	-2,607

Tableau 19: Valeurs des flèches pour la panne de 7,75m de portée sur la toiture T1 (Plan YZ)

On remarque que $f_{y,max} = -2,849 \text{ cm} < 3,87 \text{ cm}$ donc la flèche est vérifiée.

3.2.1.4.2 Plan XZ :

Dans ce plan la poutre est simplement appuyée sur trois appuis avec une portée de $L/2=3,875$ m

La flèche admissible dans ce cas est $f_{adm} = \frac{L/2}{200} \equiv 1,93$ cm

D'après les formules de la RDM la flèche maximale est donnée par :

$$f_x = \frac{2,05}{384} \times \frac{F_x \times (L/2)^4}{EI_y} \quad (11)$$

Avec $I_y=68,3$ cm⁴ pour IPE 160.

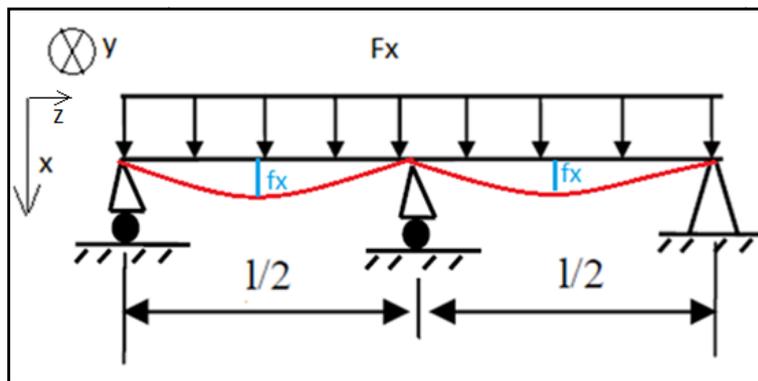


Figure 44: Flèche maximale pour une poutre triplement appuyée

Le tableau suivant montre la flèche correspondante à chaque combinaison ELS :

formule	Fx(kg/m)	fx(cm)
G+Q	15,4	0,1292
G+W	8,84	0,0741

Tableau 20: Valeurs de la flèche dans le plan XZ (panne 7,75 sur la toitureT1)

On remarque que $f_{x,max} = 0,1292$ cm $<$ 1,93 cm donc la flèche est vérifiée dans les deux directions.



3.2.1.5 Vérification au déversement :

Les pannes doivent faire l'objet d'une vérification au déversement, la membrure comprimée de la panne est plus ou moins sujette à la déformation latérale hors son plan.

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

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

3.2.1.5.1 Démarche de calcul

Les règles tiennent compte du déversement en multipliant la contrainte de flexion par un coefficient de déversement K_d (**CM 66 – 3,6 – page 81**)

La démarche consiste à comparer la contrainte limite σ_e à la contrainte de non déversement σ_d .

$$\sigma_d = 40000 \frac{I_x h^2}{I_y l^2} (D - 1) BC \quad (12)$$

Si on a $\sigma_d > \sigma_e$, la vérification de la stabilité au déversement n'est pas nécessaire.

Sinon on effectue les opérations suivantes :

On détermine l'élanement :

$$\lambda_0 = \frac{l}{h} \sqrt{\frac{4 I_x}{BC I_y} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_e}\right)} \quad (13)$$

On en déduit le coefficient de flambement K_0 d'après les tableaux de l'**annexe 13, 411** ou d'après la formule :

$$k_0 = \left(0.5 + 0.65 \frac{\sigma_e}{\sigma_k}\right) + \sqrt{\left[\left(0.5 + 0.65 \frac{\sigma_e}{\sigma_k}\right)^2 - \frac{\sigma_e}{\sigma_k}\right]} \quad (14)$$



Avec :

$$\sigma_k = \frac{\pi^2 E}{\lambda_0^2} \quad \text{Contrainte d'Euler} \quad (15)$$

Puis on détermine le coefficient de déversement K_d :

$$k_d = \frac{k_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e}(k_0 - 1)} \quad (16)$$

Remarque :

Les coefficients B, C et D sont définis dans l'article 3,64 du CM66 :

$$D = \sqrt{1 + \left(\frac{le}{bh}\right)^2} \quad (17)$$

$$B = \sqrt{1 + \left(0,405 \times \frac{\beta \times C}{D}\right)^2} - 0,405 \times \frac{\beta \times C}{D} \quad (18)$$

Les coefficients C et β sont donnés par les tableaux de la norme.

3.2.1.5.2 Résultats de calcul

On a pour un IPE 160 :

L(m)	e(m)	b(m)	h(m)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)
3,875	0,0074	0,082	0,16	869	68,28

Tableau 21: Caractéristiques d'un IPE 160

L est la longueur de flambement qui est égale à 7,75/2=3,875m puisqu'on a des liernes.

Finalement on trouve:

D	C	B	σ_d	λ_0	k ₀	k _d
2,403502	1,13	0,8272829	7,02	38,772162	1,06	1,04172

Tableau 22: coefficient de déversement (panne 7,75m sur la toiture T1)



Or on a: $\sigma_x = 0,9935 \text{ kg/mm}^2$ et $\sigma_y = 15,476 / \text{mm}^2$

Donc $\sigma_x + k_d \sigma_y = 17.115 \text{ kg/mm}^2 < 24 \text{ kg/mm}^2$

Conclusion : Il n'y a pas risque de déversement

3.2.1.6 Vérification au cisaillement :

Pour vérifier la pièce au cisaillement, il faut calculer la contrainte de cisaillement τ , et vérifier que:

$$1,45\tau < \sigma_e \quad (19)$$

Dans notre cas l'effort tranchant a deux composantes T_x et T_y :

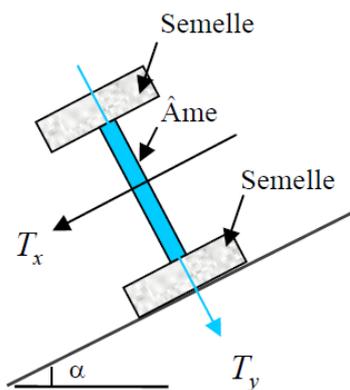


Figure 45: Effort tranchant dans une panne

L'effort tranchant T_x est repris par la section de l'âme, et l'effort tranchant T_y est repris par la section des deux semelles.

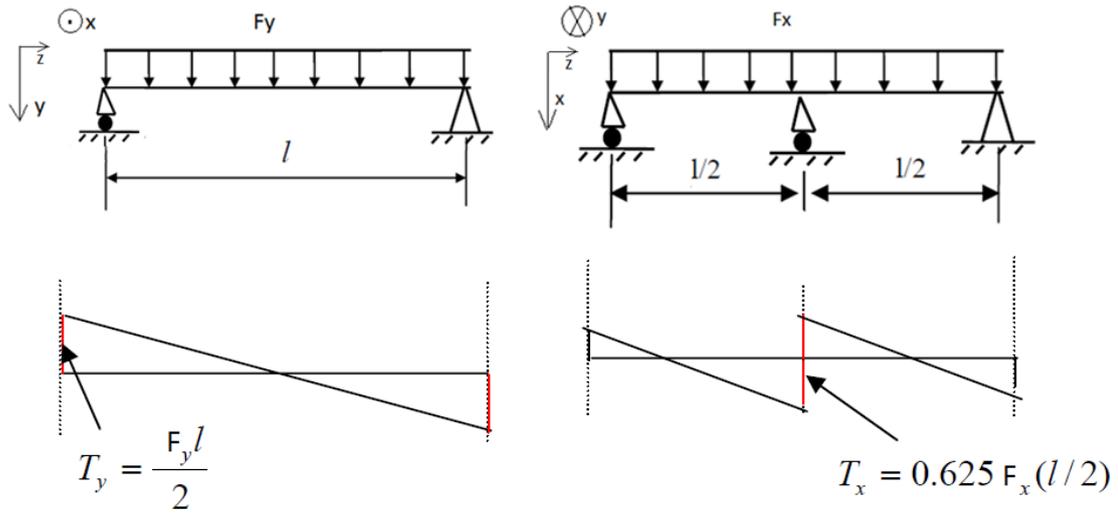


Figure 46: Effort tranchant maximal dans une poutre bi-appuyé et triplement appuyée

Ⓢ Dans le plan YZ :

On a :

$$\tau_y = \frac{T_y}{A1} \quad (20)$$

Où A1 est la section de l'âme.

Avec

$$T_y = \frac{F_y \times l}{2} \quad (21)$$

Sachant que l'on a $F_y = 224,96 \text{ kg/m}$ et $l = 7,75 \text{ m}$, on trouve $T_y = \frac{224,69 \times 7,75}{2} = 870,67 \text{ kg}$

Or $A1 = (h - 2 \times t_f) \times t_w = (160 - 2 \times 7,4) \times 5 = 726 \text{ mm}^2$

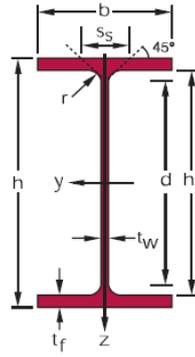


Figure 47: Section IPE

Donc on a $\tau_y = \frac{870,67}{726} = 1,199 \text{ kg/mm}^2$

Ⓢ Dans le plan XZ :

Nous avons de façon similaire

$$\tau_x = \frac{T_x}{2 \times A_2} \quad (22)$$

Où A2 est la section de l'aile.

Avec

$$T_x = \frac{0,625 \times F_x \times l}{2} \quad (23)$$

$F_x = 8,84 \text{ kg/m}$ et $l = 7,75 \text{ m}$ ce qui donne $T_x = \frac{0,625 \times 8,84 \times 7,75}{2} = 21,4 \text{ kg}$

$$2 \times A_2 = 2 \times b \times t_f = 2 \times 82 \times 7,4 = 1213,6 \text{ mm}^2$$

Donc on a $\tau_x = \frac{21,4}{1213,6} = 0,0176 \text{ kg/mm}^2$

Conclusion :

On a $1,54 \times \tau_{\max} = 1,54 \times 1,199 = 1,84 \text{ kg/mm}^2 < 24 \text{ kg/mm}^2$.

Donc la section résiste au cisaillement.



3.2.1.7 Vérification au voilement

Si l'on soumet une plaque rectangulaire à une compression uniforme sur deux côtés opposés, parallèlement à son plan moyen, on observe que la plaque, au delà d'une certaine charge, se déforme transversalement.

Il s'agit du phénomène de voilement, qui peut également apparaître sous un effort de cisaillement simple.

Les essais montrent également que les âmes, bien que voilées, résistent encore à des efforts additionnels. Autrement dit, le voilement ne conduit pas à une ruine rapide et brutale de ces pièces, ce qui en fait un phénomène finalement peu dangereux.

Pour éviter le voilement des âmes des poutres, deux moyens sont possibles:

- ✓ Soit augmenter l'épaisseur de l'âme.
- ✓ Soit disposer des raidisseurs d'âme, judicieusement positionnés.

Les profilés laminés normalisés en construction métallique ne sont pas sujets au voilement, leurs âmes étant dimensionnées largement pour éviter tout risque à ce sujet.

Seuls les profilés reconstitués peuvent être sujets au voilement. Leur vérification est régie par les règles CM66.

3.2.2 Pannes à 10,925 m de portée

Dans ce qui suit on présentera les résultats trouvés pour les autres types de pannes de façon brève.

Pour ces pannes travaille sur la base d'un profilé IPE 200.



3.2.2.1 Vérification des contraintes :

formule	Fy (kg/m)	Fx (kg/m)	Mx (kg.m)	My (kg.m)	σ_y (kg/mm ²)	σ_x (kg/mm ²)	σ (kg/mm ²)
1.33G+1.5Q	164,02	22,95	2447,127	85,621	12,614	3,004	15,618
G+1.75W	-215,53	9,76	3215,589	36,4034	16,575	1,27731	17,8525
1.33G+1.42(Q+W)	-71,23	22,42	1062,858	83,6377	5,4786	2,93465	8,41331
1.33G+1.5W	-151,77	12,98	2264,361	48,4166	11,671	1,6988	13,3707

Tableau 23: Valeurs des contrainte pour les pannes de portée 10,925 sur la toiture T1

On remarque que la contrainte maximale $\sigma = 17,8525/\text{mm}^2 < 24\text{kg}/\text{mm}^2$

Donc la contrainte est vérifiée.

3.2.2.2 Vérification de la flèche :

formule	Fy(kg/m)	Fx(kg/m)	fy(cm)	fx(cm)
G+Q	117,25	16,41	5,330222	0,261092
G+W	-93,28	9,76	-4,240538	0,155287

Tableau 24: Valeurs de la flèche pour les pannes de portée 10,925 sur la toiture T1

Dans cas on a :

- ✓ flèche admissible suivant x : $f_{x.adm} = \frac{10,925/2}{200} = 2,73 \text{ cm}$
- ✓ flèche admissible suivant y : $f_{y.adm} = \frac{10,925}{200} = 5,46 \text{ cm}$

Nous avons donc dans les deux directions : $f_y < f_{y.adm}$ et $f_x < f_{x.adm}$

Donc la condition de flèche est vérifiée.



3.2.2.3 Vérification au déversement

Pour IPE 200 on a

L(m)	e(m)	b(m)	h(m)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)
5,46	0,01	0,10	0,20	1943,20	142,31

Tableau 25: Caractéristiques d'un IPE200

Après calcul on trouve

D	C	B	σ_d	λ_0	k ₀	k _d
2,53	1,13	0,83	5,65	33,24	1,043	1,032

Tableau 26: Calcul du déversement pour les pannes de portée 10,925 sur la toiture T1

$$\sigma_x + k_d \cdot \sigma_y = 18,38 \text{ kg/mm}^2 < 24 \text{ kg/mm}^2$$

Donc il n'y a pas risque de déversement.

3.2.2.4 Vérification au cisaillement

On a :

$$\tau_x = 0,019 \text{ kg/mm}^2 \quad \text{et} \quad \tau_y = 1,148 \text{ kg/mm}^2$$

$$\text{Ce qui donne } 1,54 \times \tau_{\max} = 1,54 \times 1,148 = 1,76 \text{ kg/mm}^2 < 24 \text{ kg/mm}^2$$

Donc la section résiste au cisaillement.



3.3 Toiture T3

3.3.1 Panne à 7.75 m de portés

Pour ces pannes on va opter pour un IPE 160.

3.3.1.1 Vérification des contraintes :

formule	Fy (kg/m)	Fx (kg/m)	Mx (kg.m)	My (kg.m)	σ_y (kg/mm ²)	σ_x (kg/mm ²)	σ (kg/mm ²)
1.33G+1.5Q	154,845	25,309	1162,54	47,5038	10,695	2,853	13,548
G+1.75W	-196,525	10,3	1475,47	19,3326	13,57	1,161	14,7349
1.33G+1.42(Q+W)	-59,5306	24,689	446,94	46,34159	4,1117	2,783	6,895
1.33G+1.5W	-138,66	13,699	1041,03	25,712	9,5771	1,544	11,121

Tableau 27: Valeurs des contraintes pour les pannes de portée de 7,75m sur la toiture T3

On remarque que la contrainte maximale $\sigma = 14,7349 \text{ kg/mm}^2 < 20 \text{ kg/mm}^2$

Donc la contrainte est vérifiée.

3.3.1.2 Vérification de la flèche

formule	Fy(kg/m)	Fx(kg/m)	fy(cm)	fx(cm)
G+Q	110,37	18,04	2,8399	0,151
G+W	-85,3	10,3	-2,1948	0,0864

Tableau 28: Valeurs de la flèche pour les pannes de 7,75m de portée sur la toiture T3

Dans cas on a :

- ✓ flèche admissible suivant x : $f_{x.adm} = \frac{7,75/2}{200} = 1,9 \text{ cm}$
- ✓ flèche admissible suivant y : $f_{y.adm} = \frac{7,75}{200} = 3,87 \text{ cm}$

Nous avons donc : $f_y < f_{y.adm}$ et $f_x < f_{x.adm}$

Donc la condition de flèche est vérifiée.



3.3.1.3 Vérification au déversement

Pour IPE160 on a

L(m)	e(m)	b(m)	h(m)	Ix(cm ⁴)	Iy(cm ⁴)
3,375	0,0074	0,082	0,16	869,3	68,28

Tableau 29: Caractéristiques d'un IPE 160

Après calcul on trouve :

D	C	B	σ_d	λ_0	k0	kd
2,15026	1,132	0,80927	7,41427	38,73834	1,063	1,04271

Tableau 30: Calcul du déversement pour les pannes de portée 7,75m sur la toiture T3

$$\sigma_x + k_d \sigma_y = 15,49 \text{ kg/mm}^2 < 24 \text{ kg/mm}^2$$

Donc il n'y a pas risque de déversement.

3.3.1.4 Vérification au cisaillement

On a : $\tau_x = 0,02 \text{ kg/mm}^2$ et $\tau_y = 1,049 \text{ kg/mm}^2$

Ce qui donne $1.54 \times \tau_{\max} = 1.54 \times 1,049 = 1,61 \text{ kg/mm}^2 < 20 \text{ kg/mm}^2$

Donc la section résiste au cisaillement.

3.3.2 Pannes à 10,925 m de portée

Pour ces pannes on opte pour un IPE 200.

3.3.2.1 Vérification des contraintes

formule	Fy (kg/m)	Fx (kg/m)	Mx (kg.m)	My (kg.m)	σ_y (kg/mm ²)	σ_x (kg/mm ²)	σ (kg/mm ²)
1.33G+1.5Q	163,49	26,718	2439,18	99,657	12,55	3,50166	16,055
G+1.75W	-186,92	11,36	2788,856	42,371	14,353	1,4887	15,842
1.33G+1.42(Q+W)	-48,3722	26,099	721,686	97,3479	3,71429	3,4205	7,134
1.33G+1.5W	-127,36	15,108	1900,141	56,353	9,7794	1,9801	11,759

Tableau 31: Valeurs des contraintes pour les pannes de portée 10,925m sur la toiture T3



Nous avons donc $\sigma = 16,055 \text{ kg/mm}^2 < 20 \text{ kg/mm}^2$

Donc la contrainte est vérifiée.

3.3.2.2 Vérification de la flèche

formule	Fy(kg/m)	Fx(kg/m)	fy(cm)	fx(cm)
G+Q	116,87	19,1	5,31	0,3038
G+W	-77,03	11,36	-3,501	0,1807

Tableau 32: Valeurs de la flèche pour les pannes de portée 10,925 sur la toiture T3

Dans cas on a :

- ✓ flèche admissible suivant x : $f_{x.adm} = \frac{10,925/2}{200} = 2,7 \text{ cm}$
- ✓ flèche admissible suivant y : $f_{y.adm} = \frac{10,925}{200} = 5,46 \text{ cm}$

Nous vérifions donc que : $f_y < f_{y.adm}$ et $f_x < f_{x.adm}$

3.3.2.3 Vérification au déversement

Pour IPE200 on a

L(m)	e(m)	b(m)	h(m)	Ix(cm ⁴)	Iy(cm ⁴)
5,46	0,0085	0,10	0,20	1943,20	142,31

Tableau 33: Caractéristiques d'un IPE200

Après calcul on trouve

D	C	B	σ_d	λ_0	k0	kd
2,5268	1,132	0,835	5,6515	33,235170	1,043	1,032545

Tableau 34: Calcul du déversement pour les pannes de portée 10,925 sur la toiture T3

$$\sigma_x + k_d \sigma_y = 16,45 \text{ kg/mm}^2 < 24 \text{ kg/mm}^2$$

Donc il n'y a pas risque de déversement.



3.3.2.4 Vérification au cisaillement

On a :

$$\tau_x = 0,053 \text{ kg/mm}^2 \quad \text{et} \quad \tau_y = 0,87 \text{ kg/mm}^2$$

$$\text{Ce qui donne } 1.54 \times \tau_{\max} = 1.54 \times 0,87 = 1,34 \text{ kg/mm}^2 < 20 \text{ kg/mm}^2$$

Donc la section résiste au cisaillement.

3.4 Toiture T2

3.4.1 Panne à 7.75 m de portés

Pour ces pannes on va faire le calcul pour un IPE 200.

3.4.1.1 Vérification des contraintes

La combinaison la plus défavorable vis-à-vis du vent est celle obtenue pour le cas d'une structure fermée avec dépression et pour le vent ouest-est.

formule	Fy (kg/m)	Fx (kg/m)	Mx (kg.m)	My (kg.m)	σ_y (kg/mm ²)	σ_x (kg/mm ²)	σ (kg/mm ²)
1.33G+1.5Q	69,3439	174,627	520,620	327,766	2,67946	11,5167	14,196
G+1.75W	204,09	78,9	1532,26	148,091	7,8861	5,2034	13,089
1.33G+1.42(Q+W)	208,0503	170,9102	1562	320,790	8,0391	11,271	19,31
1.33G+1.5W	189,7489	104,937	1424,599	196,96	7,3319	6,9206	14,25

Tableau 35: Valeurs des contraintes pour les pannes de portée 7,75m sur la toiture T2

Nous avons donc comme contrainte maximale $\sigma = 19,31 \text{ kg/mm}^2 < 20 \text{ kg/mm}^2$

Donc la contrainte est vérifiée.

3.4.1.2 Vérification de la flèche

formule	Fy(kg/m)	Fx(kg/m)	fy(cm)	fx(cm)
G+Q	49,78	125,36	0,57301	0,5
G+W	130,05	78,9	1,4969	0,31

Tableau 36: Valeur de la flèche pour les pannes de portée 7,75m sur la toiture T2



Dans cas on a :

- ✓ flèche admissible suivant x : $f_{x.adm} = \frac{7,75/2}{200} = 1,9 \text{ cm}$
- ✓ flèche admissible suivant y : $f_{y.adm} = \frac{7,75}{200} = 3,87 \text{ cm}$

On a alors : $f_y < f_{y.adm}$ et $f_x < f_{x.adm}$

Donc la condition de flèche est vérifiée.

3.4.1.3 Vérification au déversement

Pour IPE160 on a

L(m)	e(m)	b(m)	h(m)	Ix(cm ⁴)	Iy(cm ⁴)
3,875	0,0085	0,1	0,2	1943,2	142,31

Tableau 37: Caractéristiques d'un IPE160

Après calcul on trouve

D	C	B	σ_d	λ_0	k0	kd
1,9267063	1,13E+00	0,7899702	6,44E+00	33,4210714	1,043	1,0310956

Tableau 38: Calcul du déversement pour les pannes de portée 7,75 sur la toiture T2

$$\sigma_x + k_d \sigma_y = 19,56 \text{ kg/mm}^2 < 24 \text{ kg/mm}^2$$

Donc il n y a pas risque de déversement.

3.4.1.4 Vérification au cisaillement

On a :

$$\tau_x = 0,24 \text{ kg/mm}^2 \text{ et } \tau_y = 0,78 \text{ kg/mm}^2$$

$$\text{Ce qui donne } 1.54 \times \tau_{\max} = 1.54 \times 0,78 = 1,2 \text{ kg/mm}^2 < 24 \text{ kg/mm}^2$$

Donc la section résiste au cisaillement.



3.4.2 Pannes à 10,925 m de portée

Pour ces pannes on va faire le calcul pour un IPE 270.

3.4.2.1 Vérification des contraintes

formule	Fy (kg/m)	Fx (kg/m)	Mx (kg.m)	My (kg.m)	σ_y (kg/mm ²)	σ_x (kg/mm ²)	σ (kg/mm ²)
1.33G+1.5Q	76,087	191,5579	1135,176	714,48	2,6467	11,488	14,1354
G+1.75W	207,235	91,63	3091,832	341,767	7,2087	5,49553	12,7042
1.33G+1.42(Q+W)	213,2314	187,8411	3181,295	700,621	7,41733	11,2658	18,683
1.33G+1.5W	194,842	121,8679	2906,936	454,55	6,777	7,309	14,0867

Tableau 39: Valeurs des contraintes pour les pannes de portée 10,925m sur la toiture T2

Nous avons donc comme contrainte maximale $\sigma = 18,683 \text{ kg/mm}^2 < 20 \text{ kg/mm}^2$

Donc la contrainte est vérifiée.

3.4.2.2 Vérification de la flèche

formule	Fy(kg/m)	Fx(kg/m)	fy(cm)	fx(cm)
G+Q	54,85	138,09	0,8367	0,7432
G+W	134,02	91,63	2,0446	0,4931

Tableau 40: Valeur de la flèche pour les pannes de portée 10.925 sur la toiture T2

Dans cas on a :

✓ flèche admissible suivant x : $f_{x.adm} = \frac{10,925/2}{200} = 2,7 \text{ cm}$

✓ flèche admissible suivant y : $f_{y.adm} = \frac{10,925}{200} = 5,46 \text{ cm}$

On a alors : $f_y < f_{y.adm}$ et $f_x < f_{x.adm}$

Donc la condition de flèche est vérifiée.



3.4.2.3 Vérification au déversement

Pour IPE270 on a

L(m)	e(m)	b(m)	h(m)	Ix(cm ⁴)	Iy(cm ⁴)
5,46	0,0102	0,135	0,270	5789,8	419,77

Tableau 41: Caractéristiques d'un IPE270

Après calcul on trouve

D	C	B	σ_d	λ_0	k0	kd
1,8260564	1,13E+00	0,7799697	5,15E+00	25,943858	1,023	1,0179720

Tableau 42: Calcul du déversement pour les pannes de portée 10,925 sur la toiture T2

$$\sigma_x + k_d \sigma_y = 18,809 \text{ kg/mm}^2 < 24 \text{ kg/mm}^2$$

Donc il n y a pas risque de déversement.

3.4.2.4 Vérification au cisaillement

On a :

$$\tau_x = 0,23 \text{ kg/mm}^2 \quad \text{et} \quad \tau_y = 0,7 \text{ kg/mm}^2$$

$$\text{Ce qui donne } 1.54 \times \tau_{\max} = 1.54 \times 0,7 = 1,078 \text{ kg/mm}^2 < 24 \text{ kg/mm}^2$$

Donc la section résiste au cisaillement.

3.5 Récapitulatif des sections des pannes

Toiture \ Portée	T1	T2	T3
7,75 m	IPE160	IPE200	IPE160
10,925	IPE200	IPE270	IPE200

Tableau 43: Récapitulatifs des profils utilisés pour les pannes

3.6 Calcul des liernes

3.6.1 Introduction

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

Compte tenu de la faible inertie transversale des pannes, et puisque la pente des versants () atteint 8 à 10%, l'effet de la charge F_x (perpendiculaire à l'âme de la panne) devient préjudiciable et conduit à des sections de pannes importantes, donc onéreuses.

La solution consiste à réduire la portée transversale des pannes en les reliant entre elles par des liernes (tirants), situés à mi - portée.

Les liernes sont soumis à des efforts croissants, au fur et à mesure qu'ils se rapprochent du faîtage. Les efforts de traction sollicitant les liernes ne peuvent pas être attachés aux pannes faîtères, qui périraient transversalement. Ils sont donc transmis aux fermes par des tirants en diagonale (bretelles).

3.6.2 Dimensionnement des liernes

3.6.2.1 Calcul des efforts

- La réaction R au niveau des liernes est :

$$R = \frac{5}{4} \times Fx \times \left(\frac{l}{2}\right) = \frac{5}{4} \times 26,71 \times \left(\frac{10,925}{2}\right) = 182,38 \text{ kg}$$

- Effort de traction dans le tronçon de lierne L1 provenant de la panne sablière :
 $T1 = R/2 = 91,19 \text{ kg}$
- Les efforts de traction dans les tirants sont comme suit : $T_i = T_{i-1} + R$

Donc on a : $T2 = T1 + R = 273,56 \text{ kg}$

$$T3 = T2 + R = 455,95 \text{ kg}$$

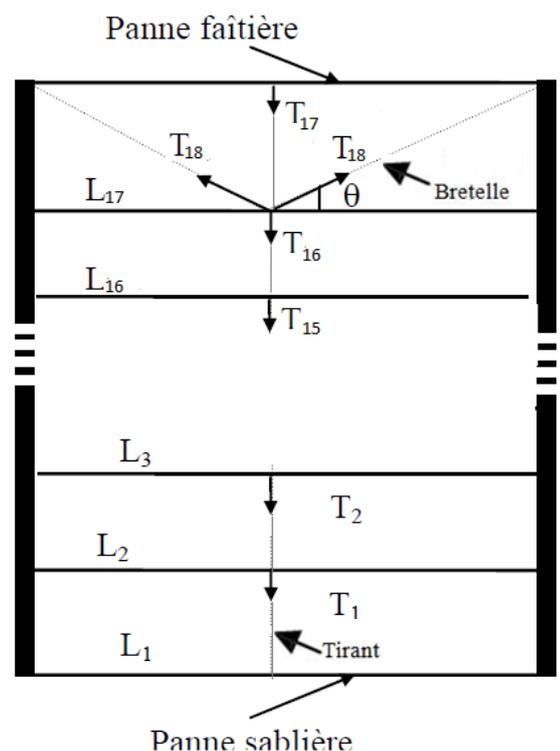


Figure 48: Liernes



Et ainsi on a : $T_{16}=2826,89 \text{ kg}$

- La dernière lierne travaille en compression et $T_{17}=R=182,83\text{kg}$
- Les efforts dans les bretelles sont comme suit

$$T_{18} = \frac{T_{16}+T_{17}}{2.\sin(\text{Arctg}(\frac{2,4}{5,46}))} = 3761,5 \text{ kg}$$

3.6.2.2 Calcul des sections

- Liernes verticales :

L'effort maximal dans les liernes est T_{16} , et c'est cet effort qu'on va utiliser dans leur dimensionnement. Il faut que les liernes aient un diamètre qui respecte la condition suivante :

$$\varphi \geq \sqrt{\frac{4T_{16}}{\pi.\sigma_e}} \quad (24)$$

$$\varphi > \sqrt{\frac{4 \times 2826,89}{\pi \times 24}} = 12,32 \text{ mm}$$

Donc on va utiliser des 14.

- bretelles

Le diamètre doit vérifier $\varphi \geq \sqrt{\frac{4T_{18}}{\pi.\sigma_e}} = \sqrt{\frac{4 \times 3761,5}{\pi \times 24}} = 14,12 \text{ mm}$

Donc on va utiliser des 16.



4 Calcul des lisses

4.1 Introduction

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles (IPE, UAP, UPN) ou de profils minces pliés. Disposées horizontalement, elles portent sur les poteaux de portiques ou éventuellement sur des potelets intermédiaires. L'entre axe des lisses est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage.

4.2 Lisses du pignon

Les lisses du pignon comportent plusieurs portées : 5,75m ; 8m ; 8,5m et 9,75m. Dans cette section nous présenterons le calcul détaillé pour une lisse de portée 8m, et nous donnerons les résultats de calcul pour les autres portées.

4.2.1 Exemple de calcul : lisse de 8m de portée

Nous nous intéressons aux lisses entre les deux poteaux mis en relief dans le dessin suivant :



Figure 49: Exemple de calcul des lisses

Dans cette partie nous adoptons les notations et les directions explicitées sur le dessin ci-contre pour les axes.

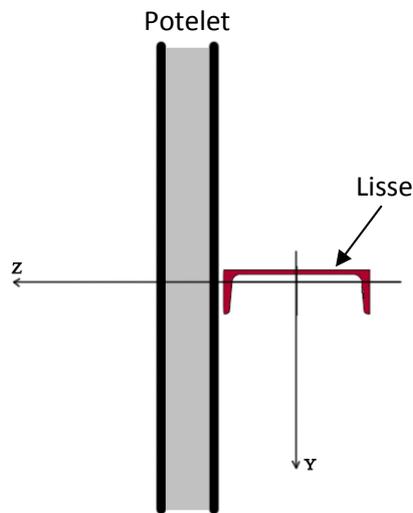


Figure 50: Lisse sur potelet

Les lisses sont soumises à deux actions, l'effort du vent suivant l'axe (Z) et l'effort dû au poids propre de l'élément et à celui du bardage et qui sont tous les deux suivant l'axe (Y).

La lisse est donc sollicitée en flexion déviée.

4.2.1.1 Evaluation des charges

4.2.1.1.1 Charges permanentes (G)

Ces charges comptent le poids propre de l'élément et le poids du bardage qu'il supporte. Nous entamons le calcul avec un UPN140 dont les caractéristiques sont les suivantes :

M	I_y/v_y	I_z/v_z	I_y	I_z
Kg/m _l	Cm ³	Cm ³	Cm ⁴	Cm ⁴
16	86,4	14,8	605	62,7

Tableau 44: Caractéristiques d'un UPN140



On prend pour le bardage un poids de $G_b=10\text{Kg/m}^2$.

Les lisses jusqu'aux dix premiers mètres de hauteur sont espacées de $e=1,5\text{m}$, lorsqu'on dépasse les dix mètres nous avons pensé à réduire l'espacement pour compenser l'augmentation de l'effort du vent, nous avons pris donc un espacement de $e=1,25\text{m}$.

Notons G_1 le poids de l'élément qui changera en changeant la section de celui-ci. Nous avons tenu à la changer pour chaque vérification afin de mener le calcul le plus exactement possible.

Nous avons donc :

$$G = (G_b \times e) + G_1 = (10 \times 1,5) + 16 = 31 \text{ Kg/m}_1 \text{ (Pour UPN140, } e=1,5)$$

$$G = (G_b \times e) + G_1 = (10 \times 1,25) + 16 = 28,5 \text{ Kg/m}_1 \text{ (Pour UPN140, } e=1,25)$$

4.2.1.1.2 Surcharge climatique

Le vent est dirigé suivant l'axe (Z), on dimensionne avec le vent le plus défavorable obtenue à travers l'analyse menée dans la partie « étude du vent » : $|C_e - C_i|_{\max} = 1,222$

La construction ayant une grande hauteur, nous travaillons avec une pression du vent changeant tous les 5m à partir des 10 premiers mètres comme on l'a déjà expliqué dans le chapitre « étude du vent » pour la partie concernant le coefficient de hauteur K_H .

Le coefficient de dimension pour la portée de 8m est égal à : $= 0,84$.

Le vent est donc donné par la formule simplifiée suivante :

$$W_H = 53,5 \times \delta \times K_H \times |C_e - C_i|_{\max} \times e \times \quad (25)$$

Nous obtenons donc les valeurs suivantes :

H (m)	K_H	Force du vent (Kg/m)
Entre 0 et 10	1	$W_{10} = 53,5 \times 0,84 \times 1 \times 1,222 \times 1,5 = 83 \text{ Kg/m}_1$
Entre 10 et 15	1,1	$W_{15} = 53,5 \times 0,84 \times 1,1 \times 1,222 \times 1,25 = 75,51 \text{ Kg/m}_1$
Entre 15 et 20	1,1875	$W_{20} = 53,5 \times 0,84 \times 1,1875 \times 1,222 \times 1,25 = 81,51 \text{ Kg/m}_1$

Tableau 45: Effort du vent sur le bardage

4.2.1.2 Dimensionnement

Les lisses sont disposées horizontalement sur les poteaux de façon à ce que le sens de l'effort engendré par le vent corresponde avec l'inertie maximale du profilé.

Pour assurer la stabilité des lisses, on utilise un renfort latéral avec des suspentes sous la configuration expliquée dans la figure suivant, afin de réduire l'effort dans le sens de l'inertie minimale de la section.

Les tirants constituent un appui supplémentaire dans le sens de l'axe (Y), ce qui donne le cas de chargement suivant :

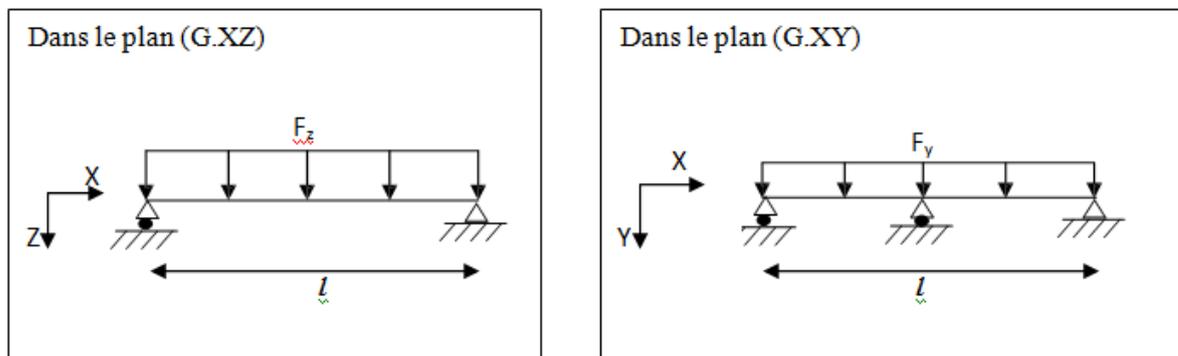


Figure 51: Cas de charge des lisses

Pour le calcul des lisses, on fait les vérifications avec les combinaisons suivantes :

$$\Rightarrow \text{ELU} : G+1,75W \quad \text{et} \quad 1,33G+1,5W$$

$$\Rightarrow \text{ELS} : G+W$$

Ces combinaisons donnent lieu à des efforts F_y et F_z que nous allons utiliser dans le calcul des sollicitations.

4.2.1.2.1 Vérification de la résistance et de la flèche

La flèche limite admissible pour cet élément est de : $f_{lim} = \frac{8}{200} = 4 \text{ cm}$

Les moments de flexion s'écrivent donc de la façon suivante :

$$M_y = \frac{F_z l^2}{8} \quad \text{ET} \quad M_z = \frac{F_y l^2}{32} \quad (26)$$

Quant aux contraintes, on écrit :

$$\sigma_y\left(\frac{l}{2}\right) = \frac{M_z}{I_z/v_z} \quad ET \quad \sigma_z\left(\frac{l}{2}\right) = \frac{M_y}{I_y/v_y} \quad (27)$$

Les flèches sont calculées, à partir des formules de la RDM, au milieu des travées :

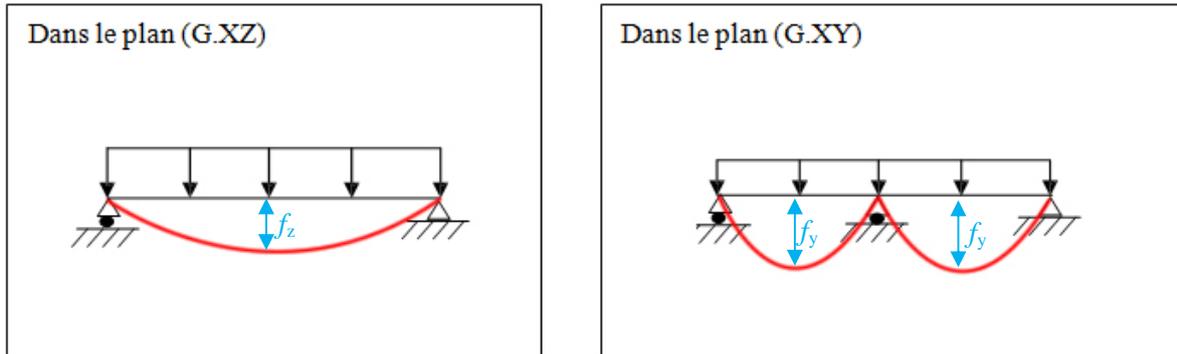


Figure 52: Flèche maximale pour les lisses

Où

$$f_y\left(\frac{l}{4}\right) = \frac{2,05 F_y (l/2)^4}{384 EI_z} \quad ET \quad f_z\left(\frac{l}{2}\right) = \frac{5 F_z l^4}{384 EI_y} \quad (28)$$

Les résultats sont résumés sur le tableau suivant :

H	G	W		formule	F _y	F _z	M _y	M _z	y	z		f _y	f _z
m	Kg/m _l	Kg/m _l			kg	kg	Kg.m	Kg.m	kg/mm ²	kg/mm ²	kg/mm ²	cm	cm
10	31	83	ELU	G+1,75W	31	145,25	86,4	14,8	4,189	13,449	17,638		
	31	83		1,33G+1,5W	41,23	124,5	86,4	14,8	5,571	11,527	17,099		
	31	83	ELS	G+W	31	83	86,4	14,8	4,189	7,685		0,321	3,484
15	28,5	75,51	ELU	G+1,75W	28,5	132,1425	86,4	14,8	3,851	12,235	16,086		
	28,5	75,51		1,33G+1,5W	37,905	113,265	86,4	14,8	5,122	10,487	15,609		
	28,5	75,51	ELS	G+W	28,5	75,51	86,4	14,8	3,851	6,991		0,295	3,169
20	28,5	81,51	ELU	G+1,75W	28,5	142,6425	86,4	14,8	3,851	13,207	17,058		
	28,5	81,51		1,33G+1,5W	37,905	122,265	86,4	14,8	5,122	11,320	16,443		
	28,5	81,51	ELS	G+W	28,5	81,51	86,4	14,8	3,851	7,547		0,295	3,421

Tableau 46: Valeurs des contraintes et des flèches pour les lisses de portée 8m

La diminution de l'espace après les dix premiers mètres a permis de contourner l'augmentation de la force du vent, et par suite le profilé UPN140 vérifie la condition de

résistance ainsi que celle de la flèche, les valeurs données étant sur les limites des valeurs admissibles, nous n'avons pas à vérifier pour une autre section plus petite.

4.2.1.2.2 Vérification au déversement

Comme ce qui a été déjà fait pour les pannes, les lisses aussi doivent faire l'objet d'une vérification au déversement, la membrure comprimée du profilé est plus au moins sujette à la déformation latérale hors son plan.

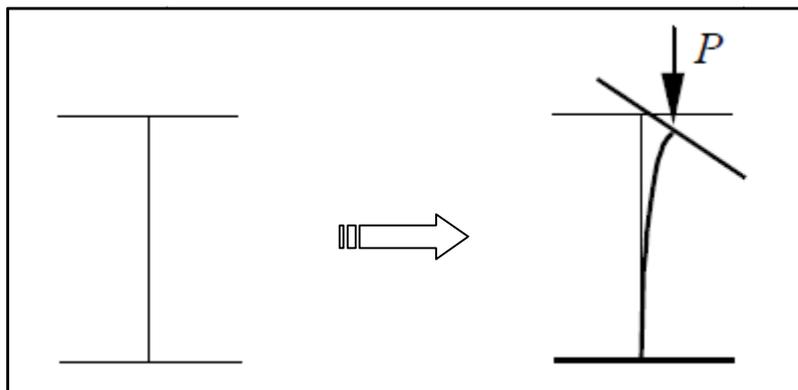


Figure 53: Déversement d'un élément en acier

La semelle extérieure ne risque pas de déverser du moment qu'elle est fixée au bardage, par contre la semelle intérieure qui est soumise à l'action du vent est susceptible de déverser puisqu'elle est libre le long de sa portée.

Les règles tiennent compte du déversement en multipliant la contrainte de flexion par un coefficient de déversement K_d (CM 66 – 3,6 – page 81)

La démarche reste similaire au calcul effectué pour les pannes et consiste à comparer la contrainte de non déversement σ_d à la contrainte limite σ_e .

$$\sigma_d = 40000 \frac{I_x h^2}{I_y l^2} (D - 1) BC \quad (29)$$

Les coefficients B, C et D sont définis dans l'article 3,64 du CM66 :

$$\bullet \quad D = \sqrt{1 + 0,156 \left(\frac{J l^2}{I_y h^2} \right)} \quad \text{où } J \text{ est le moment de torsion de la section} \quad (30)$$

$$\bullet \quad B = \sqrt{1 + \left(0,405 \times \frac{\beta \times C}{D} \right)^2} - 0,405 \times \frac{\beta \times C}{D} \quad (31)$$



Les coefficients C et β sont donnés par des tableaux dans la norme.

On trouve $c=1,132$ et $\beta =1$ puisque la charge est uniformément répartie et qu'il n'y a pas d'encastres.

Ce qui donne pour B une valeur de **$B=0,88$** .

On trouve pour le coefficient D la valeur suivante : **$D=3,54$**

Donc nous avons une contrainte de non déversement qui s'élève à : **$\sigma_d = 12,8 \text{ kg/mm}^2$**

Cette valeur étant inférieure à la valeur de la contrainte limite : $\sigma_e = 24 \text{ kg/mm}^2$. Nous devons vérifier le déversement du profilé.

On détermine l'élancement :

$$\lambda_0 = \frac{l}{h} \sqrt{\frac{4}{BC} \frac{I_x}{I_y} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_e}\right)} = 30,4$$

On en déduit le coefficient de flambement K_0 d'après les tableaux de l'annexe 13,411, on trouve :

$$\mathbf{k_0 = 1,053}$$

Puis on détermine ensuite le coefficient de déversement K_d :

$$\mathbf{k_d = \frac{k_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e}(k_0 - 1)} = 1,024}$$

D'où : **$k_d \cdot \sigma_d + \sigma_e = (1,024 \times 12,8) + 24 = 18 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e$**

Donc la condition de non déversement est vérifiée.

4.2.1.3 Calcul des suspentes

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

L'effort est transmis d'un tirant à l'autre depuis le bas jusqu'à l'avant-dernière lisse où il est transmis aux poteaux à travers des bretelles diagonales. La dernière barre est mise pour assurer la stabilité de la lisse qui reste. Elle travaille donc en compression, ce qui oblige de l'envelopper par un tube (voir dessin).

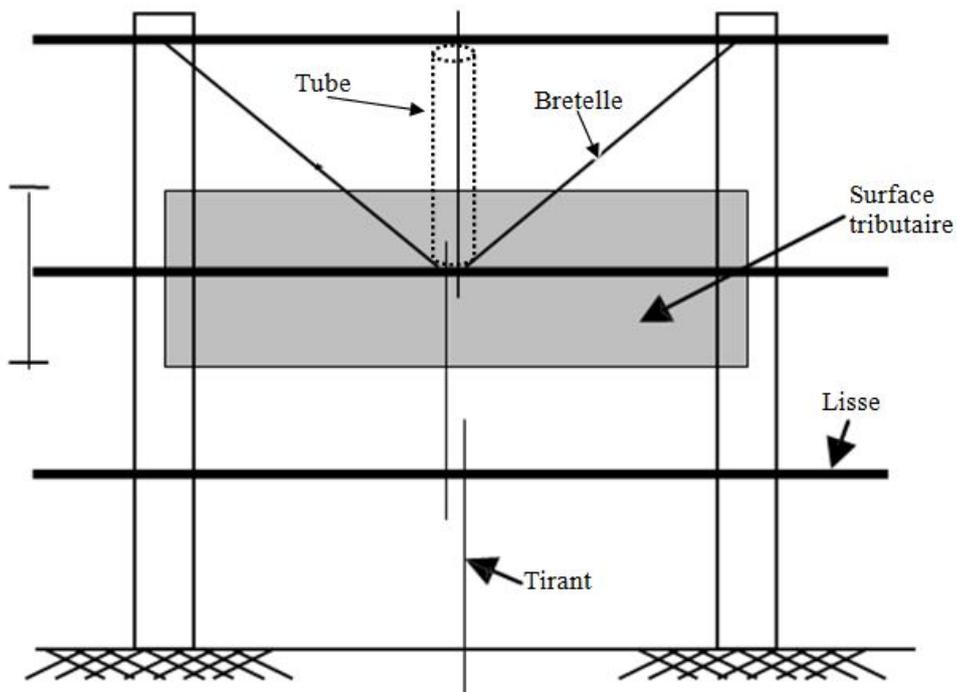


Figure 54: Suspentes pour lisses



Nous avons la disposition suivante :

Les efforts de traction dans les tirants sont comme suit :

$$T_i = T_{i-1} + R$$

Où R est la réaction d'appui de la lisse sur le tirant

$$R = \frac{5}{4} \times G \times \frac{l}{2} = 5 \times G \text{ avec } l=8\text{m}$$

G change lorsque l'espacement entre les lisses change.

$$T_1 = 5 \times G = 5 \times [(10 \times 2,25) + 16] = 192,5\text{kg}$$

$$T_2 = T_1 + 5G = 192,5 + (5 \times 31) = 347,5\text{kg}$$

$$T_3 = T_1 + (2 \times 5 \times G) = 347,5 + (5 \times 31) = 502,5\text{kg}$$

$$\text{ainsi } T_6 = T_1 + (5 \times 5 \times G) = 967,5\text{kg}$$

$$T_7 = T_6 + [(10 \times 2,125) + 16] = 1004,75\text{kg}$$

$$T_8 = T_7 + (5 \times 28,5) = 1147,25\text{kg}$$

$$\text{De même } T_{15} = T_7 + (8 \times 5 \times 28,5) = 2144,75\text{kg}$$

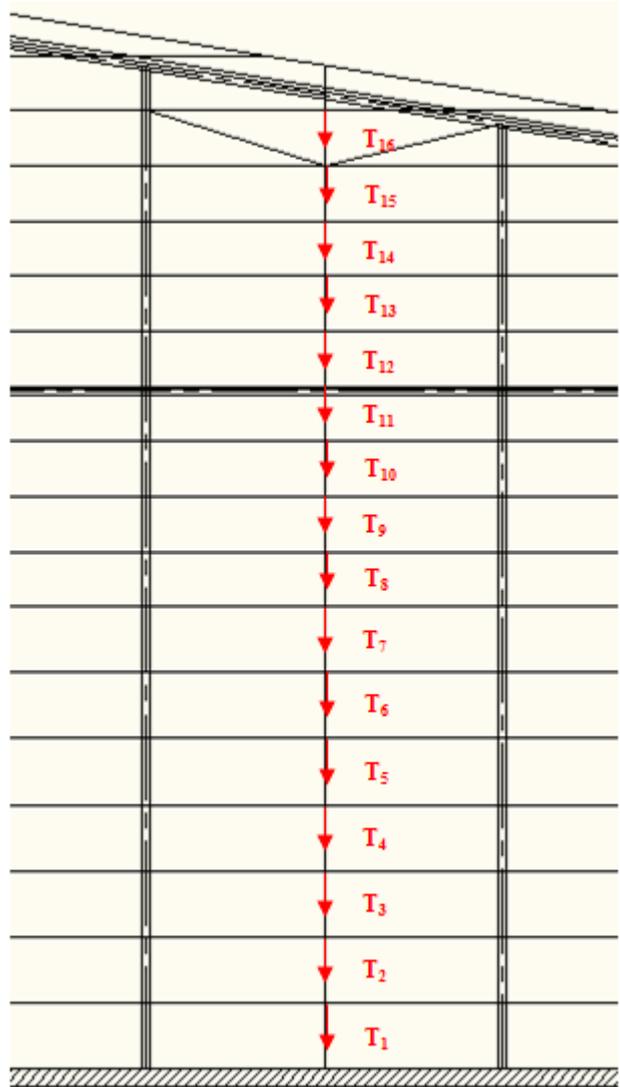
La dernière suspente travaille en compression $T_{16} = 5 \times G = 5 \times 28,5 = 142,5\text{kg}$.

D'où l'effort dans les bretelles qui sont les plus sollicitées :

$$T = \frac{T_{15} + T_{16}}{2 \cdot \sin(\text{Arctg}(\frac{1,25}{4}))} = 3834,13 \text{ kg}$$

$$\text{Le diamètre utilisé doit vérifier : } \varphi \sqrt{\frac{4T}{\pi \cdot \sigma_e}} = \sqrt{\frac{4 \times 3834,13}{\pi \times 24}} = 14,26 \text{ mm}$$

On adopte donc des 16.





Pour les suspentes verticales, nous avons :

$$\varphi = \sqrt{\frac{4T_{15}}{\pi \cdot \sigma_e}} = \sqrt{\frac{4 \times 2144,75}{\pi \times 24}} = 10,66 \text{ mm} \rightarrow \text{On prend des } 12.$$

4.2.2 Résultats de calculs des lisses du pignon

En suivant le même raisonnement de l'exemple traité ci-haut nous obtenons donc les résultats suivants.

➤ Lisses de 8,5m de portée :

On effectue les calculs pour un UPN160 dont les caractéristiques sont résumées par le tableau suivant :

M Kg/m _l	I _y /v _y Cm ³	I _z /v _z Cm ³	I _y Cm ⁴	I _z Cm ⁴	e mm	b mm	j mm ⁴
18,8	116	18,3	925	85,3	10,5	65	7,39

Tableau 47: Caractéristiques d'un UPN160

On trouve pour l'analyse de la résistance et la flèche les résultats suivants :

H m	G Kg/m _l	W Kg/m _l		formule	F _y kg	F _z kg	M _y Kg.m	M _z Kg.m	y kg/mm ²	z kg/mm ²		f _y cm	f _z cm
10	33,8	82,5	ELU	G+1,75W	33,800	144,375	1303,887	76,314	4,170	11,240	15,411		
				1,33G+1,5W	44,954	123,750	1117,617	101,498	5,546	9,635	15,181		
			ELS	G+W	33,800	82,500	745,078	76,314	4,170	6,423			0,329
15	31,3	75,51	ELU	G+1,75W	31,300	132,143	1193,412	70,670	3,862	10,288	14,150		
				1,33G+1,5W	41,629	113,265	1022,925	93,990	5,136	8,818	13,954		
			ELS	G+W	31,300	75,510	681,950	70,670	3,862	5,879			0,304
20	31,3	81,51	ELU	G+1,75W	31,300	142,643	1288,240	70,670	3,862	11,106	14,967		
				1,33G+1,5W	41,629	122,265	1104,206	93,990	5,136	9,519	14,655		
			ELS	G+W	31,300	81,510	736,137	70,670	3,862	6,346			0,304
25	31,3	86,8	ELU	G+1,75W	31,300	151,900	1371,847	70,670	3,862	11,826	15,688		
				1,33G+1,5W	41,629	130,200	1175,869	93,990	5,136	10,137	15,273		
			ELS	G+W	31,300	86,800	783,913	70,670	3,862	6,758			0,304

Tableau 48: Valeurs des contraintes et des déplacements pour les lisses de 8,5m de portée au niveau du pignon



La flèche limite étant de 4,25cm, l'UPN160 est suffisant.

Pour le déversement nous trouvons :

D	C	B	d	λ	k ₀	k _d
3,246	1,132	0,869	11,505	29,951	1,035	1,018

Tableau 49: Déversement dans les lisses du pignon (8,5m de portée)

Donc $k_d \cdot z + y = (1,018 \times 11,826) + 3,862 = 16 \text{ daN/mm}^2 < e$

L'effort normal dans la suspente la plus sollicitée est de **T=2421 kg** et dans les bretelles

$$T_d = \frac{T}{2 \cdot \sin(\text{Arctg}(\frac{1,25}{4,25}))} = 4290 \text{ kg.}$$

Donc pour les suspentes verticales : $\varphi = \sqrt{\frac{4T}{\pi \cdot \sigma_e}} = \sqrt{\frac{4 \times 2421}{\pi \times 24}} = 11,33 \text{ mm} \rightarrow 12.$

Et pour les diagonales (bretelles) : $\varphi = \sqrt{\frac{4T}{\pi \cdot \sigma_e}} = \sqrt{\frac{4 \times 4290}{\pi \times 24}} = 15,08 \text{ mm} \rightarrow 16.$

➤ **Lisses de 9,75m de portée :**

On effectue les calculs pour un UPN180 dont les caractéristiques sont résumées par le tableau suivant :

M	I _y /v _y	I _z /v _z	I _y	I _z	e	b	j
Kg/m _l	Cm ³	Cm ³	Cm ⁴	Cm ⁴	mm	mm	mm ⁴
22	150	22,4	1350	114	11	70	9,55

Tableau 50: Caractéristiques d'un UPN180



On trouve pour l'analyse de la résistance et la flèche les résultats suivants :

H m	G Kg/m ₁	W Kg/m ₁		formule	F _y kg	F _z kg	M _y Kg.m	M _z Kg.m	y kg/mm ²	z kg/mm ²		f _y cm	f _z cm
10	37	81,4	ELU	G+1,75W	37	142,45	1692,707	109,916	4,907	11,285	16,192		
				1,33G+1,5W	49,21	122,1	1450,891	146,188	6,526	9,673	16,199		
			ELS	G+W	37	81,4	967,261	109,916	4,907	6,448			0,466
15	34,5	74,61	ELU	G+1,75W	34,5	130,5675	1551,509	102,489	4,575	10,343	14,919		
				1,33G+1,5W	45,885	111,915	1329,865	136,311	6,085	8,866	14,951		
			ELS	G+W	34,5	74,61	886,577	102,489	4,575	5,911			0,435
20	34,5	80,54	ELU	G+1,75W	34,5	140,945	1674,823	102,489	4,575	11,165	15,741		
				1,33G+1,5W	45,885	120,81	1435,563	136,311	6,085	9,570	15,656		
			ELS	G+W	34,5	80,54	957,042	102,489	4,575	6,380			0,435
25	34,5	85,8	ELU	G+1,75W	34,5	150,15	1784,204	102,489	4,575	11,895	16,470		
				1,33G+1,5W	45,885	128,7	1529,318	136,311	6,085	10,195	16,281		
			ELS	G+W	34,5	85,8	1019,545	102,489	4,575	6,797			0,435

Tableau 51: Valeurs des contraintes et des déplacements pour les lisses du pignon (9,75m de portée)

La flèche maximale est de 4,875cm.

Pour le déversement nous trouvons :

D	C	B	d	λ	k ₀	k _d
3,254	1,132	0,869	10,172	29,263	1,035	1,020

Tableau 52: Déversement dans les lisses du pignon (9,75m de portée)

Donc $k_d \cdot z + y = (1,02 \times 11,895) + 4,575 = 16,7 \text{ daN/mm}^2 < e$

L'effort normal dans la suspente la plus sollicitée est de $T=3680,62 \text{ kg}$ et dans les bretelles

$$T_d = \frac{T}{2 \cdot \sin(\text{Arctg}(\frac{1,25}{4,875}))} = 7409,4 \text{ kg.}$$

Donc pour les suspentes verticales : $\varphi = \sqrt{\frac{4T}{\pi \cdot \sigma_e}} = \sqrt{\frac{4 \times 3680,62}{\pi \times 24}} = 13,97 \text{ mm} \rightarrow 14.$

Et pour les diagonales (bretelles) : $\varphi = \sqrt{\frac{4T}{\pi \cdot \sigma_e}} = \sqrt{\frac{4 \times 7409,4}{\pi \times 24}} = 19,82 \text{ mm} \rightarrow 20.$



➤ Lisses de 5,75m de portée :

On effectue les calculs pour un UPN100 dont les caractéristiques sont résumées par le tableau suivant :

M Kg/m _l	I _y /v _y Cm ³	I _z /v _z Cm ³	I _y Cm ⁴	I _z Cm ⁴	e mm	b mm	j mm ⁴
10,6	41,2	8,5	206	29,3	11	70	9,55

Tableau 53: Caractéristiques d'un UPN100

On trouve pour l'analyse de la résistance et la flèche les résultats suivants :

H m	G Kg/m _l	W Kg/m _l		formule	F _y kg	F _z kg	M _y Kg.m	M _z Kg.m	y kg/mm ²	z kg/mm ²		f _y cm	f _z cm
10	25,6	84,33	ELU	G+1,75W	25,600	147,578	609,910	26,450	3,112	14,804	17,915		
				1,33G+1,5W	34,048	126,495	522,780	35,179	4,139	12,689	16,827		
			ELS	G+W	25,600	84,330	348,520	26,450	3,112	8,459			0,152
15	23,1	77,3	ELU	G+1,75W	23,100	135,275	559,066	23,867	2,808	13,570	16,377		
				1,33G+1,5W	30,723	115,950	479,200	31,743	3,734	11,631	15,366		
			ELS	G+W	23,100	77,300	319,466	23,867	2,808	7,754			0,137
20	23,1	83,5	ELU	G+1,75W	23,100	146,125	603,907	23,867	2,808	14,658	17,466		
				1,33G+1,5W	30,723	125,250	517,635	31,743	3,734	12,564	16,298		
			ELS	G+W	23,100	83,500	345,090	23,867	2,808	8,376			0,137

Tableau 54: Valeurs des contraintes et des déplacements pour les lisses du pignon (5,57m de portée)

La flèche maximale est de 2,875cm.

Pour le déversement nous trouvons :

D	C	B	d	λ	k ₀	k _d
3,6560	1,1320	0,8824	18,1969	26,0910	1,0250	1,0059

Tableau 55: Déversement dans les lisses du pignon (5,57m de portée)

Donc $k_d \cdot z + y = (1,0059 \times 14,804) + 3,112 = 18 \text{ daN/mm}^2 < e$

L'effort normal dans la suspente la plus sollicitée est de **T=1142,1 kg** et dans les bretelles

$$T_d = \frac{T}{2 \cdot \sin(\text{Arctg}(\frac{1,25}{2,875}))} = 1432,2 \text{ kg.}$$

Donc pour les suspentes verticales : $\varphi = \sqrt{\frac{4T}{\pi \cdot \sigma_e}} = \sqrt{\frac{4 \times 1142,1}{\pi \times 24}} = 7,78 \text{ mm} \rightarrow 8.$



Et pour les diagonales (bretelles) : $\varphi = \sqrt{\frac{4T}{\pi \cdot \sigma_e}} = \sqrt{\frac{4 \times 1432,2}{\pi \times 24}} = 8,72 \text{ mm} \rightarrow 10$.

4.3 Lisses du long pan

Les lisses du long pan contiennent des portées de 7,75m et 10,925m. Nous travaillons suivant la même démarche déjà présentée pour les lisses du pignon. Les résultats sont présentés ci-dessous.

4.3.1 Lisses de portée 7,75m

On effectue les calculs pour une section UPN140 dont les caractéristiques sont résumées par le tableau suivant :

M Kg/m _l	I _y /v _y Cm ³	I _z /v _z Cm ³	I _y Cm ⁴	I _z Cm ⁴	e mm	b mm	j mm ⁴
16	86,4	14,8	605	62,7	10	60	5,68

Tableau 56: Caractéristiques d'un UPN140

On trouve pour l'analyse de la résistance et la flèche les résultats suivants :

H m	G Kg/m _l	W Kg/m _l		formule	F _y kg	F _z kg	M _y Kg.m	M _z Kg.m	y kg/mm ²	z kg/mm ²		f _y cm	f _z cm
10	31	83	ELU	G+1,75W	31	145,25	1090,510	58,186	3,931	12,622	16,553		
				1,33G+1,5W	41,23	124,5	934,723	77,387	5,229	10,819	16,047		
			ELS	G+W	31	83	623,148	58,186	3,931	7,212			0,283
15	31	91	ELU	G+1,75W	31	159,25	1195,619	58,186	3,931	13,838	17,770		
				1,33G+1,5W	41,23	136,5	1024,816	77,387	5,229	11,861	17,090		
			ELS	G+W	31	91	683,211	58,186	3,931	7,908			0,283

Tableau 57: Valeur des contraintes et des déplacements pour les lisses du long pan (7,75m de portée)

La flèche maximale est de 3,875cm.

Pour le déversement nous trouvons :

D	C	B	d	λ	k ₀	k _d
3,439	1,132	0,876	13,034	30,131	1,035	1,016

Tableau 58: Déversement dans les lisses du long pan (7,75m de portée)

Donc $k_{d \cdot z + y} = (1,016 \times 13,838) + 3,931 = 18 \text{ daN/mm}^2 < e$



L'effort normal dans la suspente la plus sollicitée est de **T=1142,1 kg** et dans les bretelles

$$T_d = \frac{T}{2 \cdot \sin(\text{Arctg}(\frac{1,25}{2,875}))} = 1432,2 \text{ kg}$$

Donc pour les suspentes verticales : $\varphi = \sqrt{\frac{4T}{\pi \cdot \sigma_e}} = \sqrt{\frac{4 \times 1142,1}{\pi \times 24}} = 7,78 \text{ mm} \rightarrow 8$.

Et pour les diagonales (bretelles) : $\varphi = \sqrt{\frac{4T}{\pi \cdot \sigma_e}} = \sqrt{\frac{4 \times 1432,2}{\pi \times 24}} = 8,72 \text{ mm} \rightarrow 10$.

4.3.2 Lisses de portée 10,925m

On effectue les calculs pour une section UPN200 dont les caractéristiques sont résumées par le tableau suivant :

M Kg/m _l	I _y /v _y Cm ³	I _z /v _z Cm ³	I _y Cm ⁴	I _z Cm ⁴	e mm	b mm	j mm ⁴
25,3	191	27	1910	148	11,5	75	11,9

Tableau 59: Caractéristiques d'un UPN200

On trouve pour l'analyse de la résistance et la flèche les résultats suivants :

H	G	W			F _y	F _z	M _y	M _z	y	z		f _y	f _z
m	Kg/m _l	Kg/m _l		formule	kg	kg	Kg.m	Kg.m	kg/mm ²	kg/mm ²	kg/mm ²	cm	cm
10	40,3	81,4	ELU	G+1,75W	40,3	142,45	2125,276	150,313	5,567	11,127	16,694		
				1,33G+1,5W	53,599	122,1	1821,665	199,917	7,404	9,538	16,942		
			ELS	G+W	40,3	81,4	1214,443	150,313	5,567	6,358			0,616
15	40,3	89,5	ELU	G+1,75W	40,3	156,625	2336,759	150,313	5,567	12,234	17,802		
				1,33G+1,5W	53,599	134,25	2002,937	199,917	7,404	10,487	17,891		
			ELS	G+W	40,3	89,5	1335,291	150,313	5,567	6,991			0,616

Tableau 60: Valeurs des contraintes et des déplacements pour les lisses du long pan (10,925m de portée)

La flèche maximale est de 5,46cm.

Pour le déversement nous trouvons :

D	C	B	d	λ	k ₀	k _d
3,217	1,132	0,868	9,022	28,637	1,030	1,019

Tableau 61: Déversement dans les lisses du long pan (10,925m de portée)

Donc $k_d \cdot z + y = (1,019 \times 10,487) + 7,404 = 18,1 \text{ daN/mm}^2 < e$



L'effort normal dans la suspente la plus sollicitée est de **T=1142,1 kg** et dans les bretelles

$$T_d = \frac{T}{2 \cdot \sin(\text{Arctg}(\frac{1,25}{2,875}))} = 1432,2 \text{ kg.}$$

Donc pour les suspentes verticales : $\varphi \quad \sqrt{\frac{4T}{\pi \cdot \sigma_e}} = \sqrt{\frac{4 \times 1142,1}{\pi \times 24}} = 7,78 \text{ mm} \rightarrow 8.$

Et pour les diagonales (bretelles) : $\varphi \quad \sqrt{\frac{4T}{\pi \cdot \sigma_e}} = \sqrt{\frac{4 \times 1432,2}{\pi \times 24}} = 8,72 \text{ mm} \rightarrow 10.$



5 Calcul des potelets du pignon

5.1 Introduction

Les potelets sont le plus souvent des profilés en **I** ou **H** destinés à rigidifier la clôture (bardage) et résister aux efforts horizontaux du vent. Ils sont considérés comme articulés dans les deux extrémités. Six potelets seront disposés entre les deux poteaux de rive.

Dans ce qui suit on va présenter le calcul détaillé du potelet le plus élancé (P4) ainsi que les résultats trouvés pour les autres potelets.

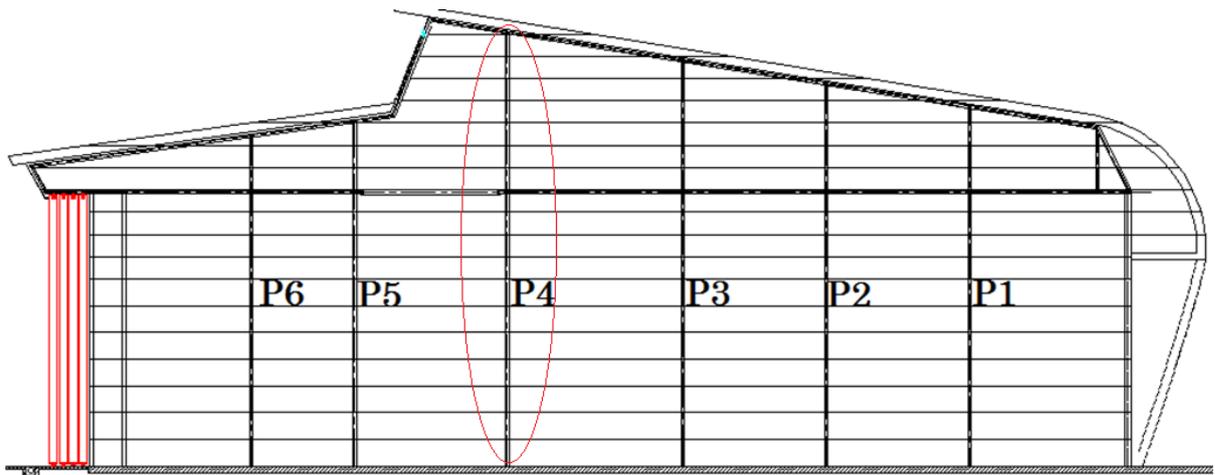


Figure 55: Potelet du pignon

5.2 Potelet P4

5.2.1 Evaluation des charges

Le Potelet P4 travaille à la flexion sous l'action de l'effort du vent provenant du bardage et des lisses, et à la compression sous l'effet de son poids propre, du poids du bardage et de celui des lisses qui lui sont associées, et de ce fait il fonctionne à la flexion composée.

Pour ce potelet on opte pour un profilé de type IPE600.

5.2.1.1 Charge permanente

C'est une charge concentrée qui regroupe le poids propre du potelet, du bardage et des lisses appuyées sur ce potelet.

Ⓢ **Poids propre du potelet** : la hauteur du potelet est 23,5m et on a opté pour une IPE 600 donc on a $G_p = 122 * 23,5 = 2867$ kg

Ⓢ **Poids propre des lisses :** 17 lisses reposent sur le potelet du coté droite et 18 du coté gauche, les portés des lisses sont 9,75 m et 8,5 m de part et d'autre du potelet donc on a : $G_{lisses} = (17 \times 4,875 \times 22) + (18 \times 4,25 \times 1,88) = 3261,45 \text{ kg}$

Ⓢ **Poids propre du bardage :** 10 kg/m² donc
 $G_{bardage} = 10 \times 23,5 \times (4,875 + 4,25) = 2144,37 \text{ kg}$

D'où finalement $G = 2867 + 3261,45 + 2144,37 = 8271,82 \text{ kg}$

5.2.1.2 Charge du vent

C'est une charge linéaire appliquée dans le plan de l'âme de la section :

$$W = q_{10} \times K_m \times K_s \times K_h \times \delta \times (C_e - C_i) \times e \times \beta$$

- $q_{10} = 53,5 \text{ kg/m}^2$
- $(C_e - C_i) = -1,222$
- $K_m = K_s = 1$
- K_h dépend de la hauteur on a donc

$$K_{10} = 1 ; K_{15} = 1,1 ; K_{20} = 1,1857 ; K_{23,5} = 1,25$$

- e : espacement = 9,125 m
- $\beta = 0,77$

On a ainsi :

- $W_{10} = 460 \text{ kg/m}$
- $W_{15} = 505,5 \text{ kg/m}$
- $W_{20} = 547,5 \text{ kg/m}$
- $W_{23,5} = 575 \text{ kg/m}$

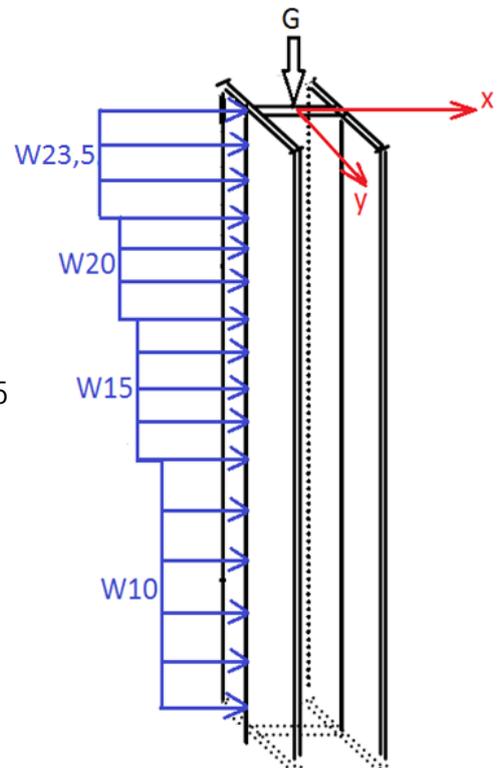


Figure 56: Charges du vent appliquées sur le potelet



5.2.2 Vérification de la flèche

La vérification de la flèche se fait sous le vent normal qui varie avec la hauteur.

Vu sa complexité on calcul la flèche maximale du potelet a travers le logiciel ROBOT.

La flèche trouvée est $f_x = 10,1 \text{ cm} < f_{adm}$

Car $f_{adm} = 23,5/200 = 11,75 \text{ cm}$

5.2.3 Vérification de la contrainte

Les potelets sont sollicités à la flexion due au vent et à la compression (due aux poids des potelets, des bardages et des lisses).

Dans ce cas la norme CM 66 dicte la vérification suivante :

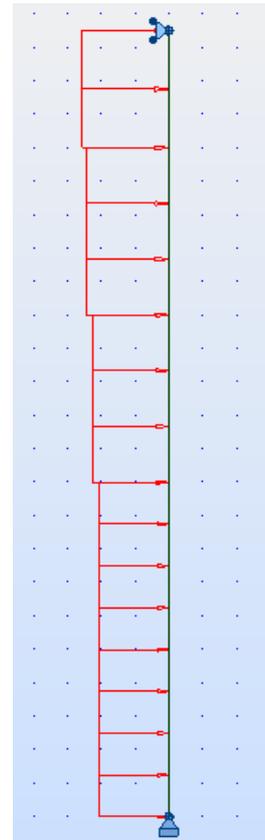


Figure 57: modélisation du potelet

$$\frac{9}{8} (k \times \sigma + k_d \times \sigma_{fx}) < \sigma_e = 24 \text{ kg/mm}^2 \quad (32)$$

Où :

- σ Contrainte de compression
- σ_{fx} Contrainte de flexion
- k_d : coefficient de déversement= 1 car
- k = coefficient de flambement.



5.2.3.1 Contrainte de compression

La contrainte de compression est due seulement à la charge permanente donc

$$\sigma = \frac{G}{A} \quad (33)$$

Où A est la section du profilé, dans notre cas A=156 cm²

Ce qui donne
$$\sigma = \frac{8271,82}{15600} = 0,53 \text{ kg/mm}^2$$

5.2.3.2 Contrainte de flexion

Cette contrainte est due seulement à la charge du vent, on traite ce cas avec le logiciel robot qui nous donne directement la contrainte de flexion :

$$\sigma_{fx} = 11,3 \text{ kg/mm}^2$$

5.2.3.3 Coefficient de flambement

➤ Elancement du potelet :

✓ Dans le sens Y : $\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1,5}{0,0466} = 32,2$. ($l_y=1,5\text{m}$ vu l'existence des lisses dans ce sens.)

✓ Dans le sens x : $\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{23,5}{0,243} = 96,7$

✓ $\lambda_{max} = \lambda_x$

➤ Le coefficient de flambement k est donné par le tableau de l'annexe 13,411 de la norme CM66 en fonction de l'élancement $\lambda = 96,7$. le tableau donne: k = 1,792.

5.2.3.4 vérification

✓ sous la combinaison G + 1.75W :

$$\frac{9}{8}(k \times \sigma + 1,75 \times kd \times \sigma_{fx}) = \frac{9}{8}(1,792 \times 0,53 + 1,75 \times 11,3) = 23,32 \text{ kg/mm}^2 < 24 \text{ kg/mm}^2$$



✓ sous la combinaison 1,33G + 1.5W :

$$\frac{9}{8}(1,33 \times k \times \sigma + 1,5 \times kd \times \sigma fx) = \frac{9}{8}(1,792 \times 1,33 \times 0,53 + 1,5 \times 11,3) = 20,49 \text{ kg/mm}^2 < 24 \text{ kg/mm}^2$$

Donc on déduit que le potelet vérifie bien la contrainte.

5.3 Récapitulatif des sections des potelets du pignon

potelet	section	Longueur (m)	Condition de flèche(cm)		Condition de la contrainte (kg/mm ²)			
			Flèche maximale	Flèche admissible	Contrainte normale	Contrainte de flexion	$\frac{9}{8}(k \sigma + kd \sigma fx)$	
							G + 1.75W	1,33G + 1.5W
P1	IPE500	19,5	8	9,75	0,44	10,78	22,09	19,34
P2	IPE550	21	7,8	10	0,43	10	20,52	17,98
P3	IPE600	22	7,5	11	0,473	9,62	19,92	17,54
P4	IPE600	23,5	10,1	11,75	0,53	11,3	23,32	20,49
P5	IPE450	19	9,1	9,5	0,44	11,65	23,90	20,94
P6	IPE450	18	7	9	0,4	10	20,51	17,96



6 Calcul des portes

6.1 Introduction

Le hangar que l'on est en train d'étudier contient, sur sa façade Ouest (face1), huit portes coulissantes permettant à travers la multitude de combinaisons qu'elles offrent l'entrée et la sortie des avions. (Voir vue en plan)

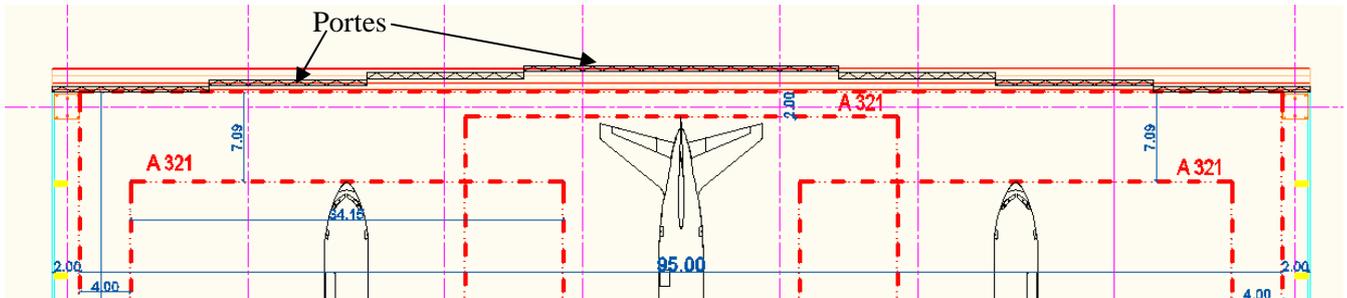


Figure 58: Disposition des portes (vue en plan)

La porte sera constituée de trois treillis principaux disposés verticalement. Le bardage de la porte est disposé sur des lisses de la même façon que sur les autres façades. Chaque porte a une largeur de 12m et une hauteur de 15m. L'épaisseur des portes est de 45cm. (voir schéma)

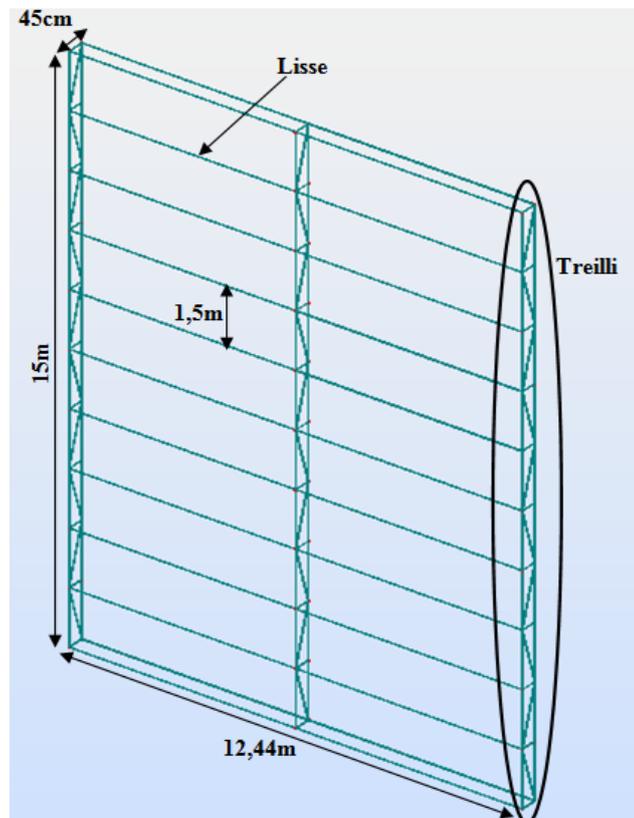


Figure 59: Schéma de construction d'une porte



6.2 Calcul des lisses de la porte

Les lisses des portes sont calculée de la même façon déjà exposée en détail dans la partie « calcul des lisses de bardage ». Nous nous limiterons ici à donner les résultats du calcul effectué.

6.2.1 Vérification de la résistance et de la flèche

Le coefficient du vent maximal donné par la partie calcul du vent pour la façade ouest qui contient les portes est de $C_{r_{max}} = 1,053$.

Le coefficient de dimension est de $=0,86$ pour une longueur de 6m

Nous rappelons que le coefficient de hauteur varie selon la courbe simplifiée de la figure 7 présentée dans la partie « calcul du vent ».

Nous avons donc comme efforts du vent sur chacune des lisses :

h	$W = q_{10} \times K_h \times \delta \times C_r \times e \times \beta$ (e est l'espacement entre lisses)
Entre 0 et 10m	$W_{10} = 53,5 \times 1 \times 0,86 \times 1,053 \times 1,5 = 73\text{kg/m}$
Entre 10 et 15m	$W_{15} = 53,5 \times 1,1 \times 0,86 \times 1,053 \times 1,5 = 80\text{kg/m}$

Tableau 62: Effort du vent sur les portes

On effectue les calculs pour un UPN120 dont les caractéristiques sont résumées par le tableau suivant :

M Kg/m _l	I _y /v _y Cm ³	I _z /v _z Cm ³	I _y Cm ⁴	I _z Cm ⁴	e mm	b mm	j mm ⁴
13,6	60,7	11,1	364	43,2	9	55	4,15

Tableau 63: Caractéristiques d'un UPN120



On trouve pour l'analyse de la résistance et la flèche les résultats suivants :

H	G	W		formule	F _z	F _y	M _z	M _y	z	y		F _z	F _y
m	Kg/m ₁	Kg/m ₁			kg	kg	Kg.m	Kg.m	kg/mm ²	kg/mm ²	kg/mm ²	cm	cm
10	28,6	73	ELU	G+1,75W	28,6	127,75	618,799	34,633	3,120	10,194	13,315		
				1,33G+1,5W	38,038	109,5	530,399	46,062	4,150	8,738	12,888		
			ELS	G+W	28,6	73	353,599	34,633	3,120	5,825			0,157
15	28,6	80	ELU	G+1,75W	28,6	140	678,136	34,633	3,120	11,172	14,292		
				1,33G+1,5W	38,038	120	581,259	46,062	4,150	9,576	13,726		
			ELS	G+W	28,6	80	387,506	34,633	3,120	6,384			0,157

Tableau 64: Contraintes et déplacements pour les lisses des portes

La flèche limite étant de 3,11cm, l'UPN120 est suffisant.

6.2.2 Vérification au déversement

Pour le déversement nous trouvons :

D	C	B	d	λ	k ₀	k _d
3,327	1,132	0,872	16,167	27,824	1,010	1,003

Tableau 65: Déversement dans les lisses des portes

Donc $k_d \cdot z + y = (1,01 \times 11,172) + 3,12 = 14,4 \text{ daN/mm}^2 < e$. La section passe au déversement.

6.2.3 Calcul des suspentes

L'effort normal dans la suspente la plus sollicitée est de **T=883,24 kg** et dans les bretelles

$$T_d = \frac{T}{2 \cdot \sin(\text{Arctg}(\frac{1,5}{3,11}))} = 1016,56 \text{ kg.}$$

Donc pour les suspentes verticales : $\varphi = \sqrt{\frac{4T}{\pi \cdot \sigma_e}} = \sqrt{\frac{4 \times 883,24}{\pi \times 24}} = 6,84 \text{ mm} \rightarrow 8.$

Et pour les diagonales (bretelles) : $\varphi = \sqrt{\frac{4T}{\pi \cdot \sigma_e}} = \sqrt{\frac{4 \times 1016,56}{\pi \times 24}} = 7,34 \text{ mm} \rightarrow 8.$

6.3 Calcul des treillis

Dans cette partie nous nous limiterons au calcul du treillis du milieu qui est le plus sollicité, les treillis d'extrémité seront composés des mêmes profilés que celui-ci.

6.3.1 Détermination des efforts aux nœuds

Les efforts aux nœuds du treillis sont les réactions d'appui des lisses dans les deux sens Y et Z. Nous adoptons le repère global suivant :

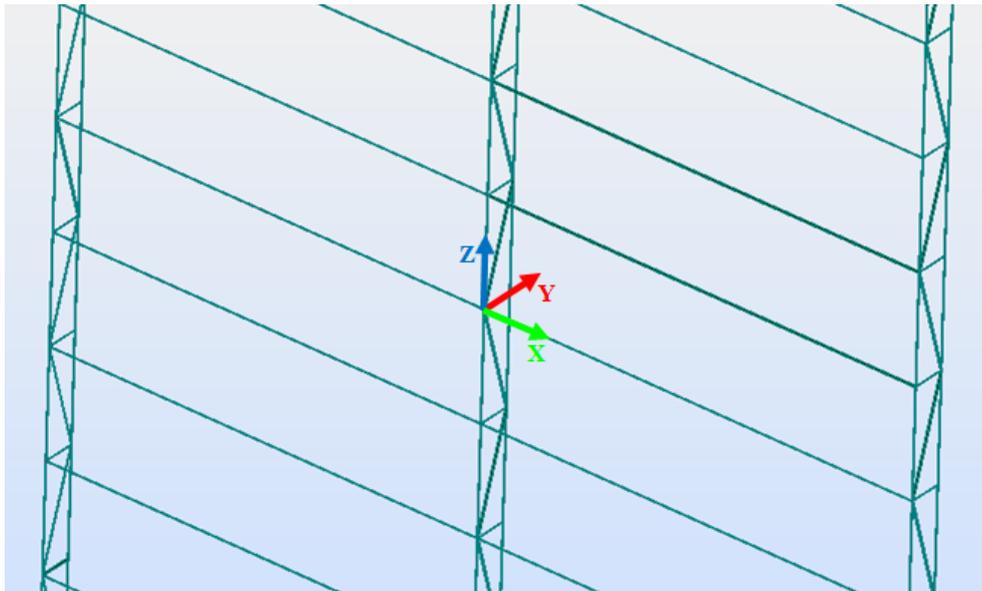


Figure 60: Repère local de la porte

L'effort du vent génère une réaction horizontale suivant l'axe (Y). Suivant cette direction, les lisses sont considérées comme bi-appuyées donc la réaction d'appui est donnée par la formule : $R = W_h \times \frac{l}{2}$ où W_h est la force du vent correspondant à la hauteur h.

La combinaison la plus défavorable est la combinaison : G+1,75W donc les valeurs du vent sont multipliées par le coefficient 1,75.

les valeurs sont données par le tableau suivant :

H	$P = 1,75 \times 2R = 1,75 \times 2 \times W_h \times \frac{l}{2}$
Entre 0 et 10m	$P_{10} = 1,75 \times W_{10} \times l = 1,75 \times 73 \times 6,225 = 795,24 \text{ kg}$
Entre 10 et 15m	$P_{15} = 1,75 \times W_{15} \times l = 1,75 \times 80 \times 6,225 = 871,5 \text{ kg}$

Tableau 66: Effort du vent sur les noeuds des portes



Le poids du bardage et des lisses donne un effort vertical suivant l'axe (Z). Suivant cette direction les lisses sont sur trois appuis, vu la présence des suspentes qui divisent la portée de la lisse par deux. Donc la réaction d'appuis dans la direction de l'axe (Z) est donnée par la formule de la RDM suivante :

$$R = \frac{3 g l}{16} \quad (34)$$

Donc nous avons comme effort vertical aux nœuds :

$$P = \frac{3}{16} \times [(P_b \times e) + P_l] \times l = \frac{3}{16} \times [(10 \times 1,5) + 13,4] \times 6,225 = \mathbf{66,3kg}$$

P_b = poids du bardage

e = espacement entre lisses

P_l = poids des lisses

6.3.2 Modélisation

Pour calculer l'effort normal dans les différents éléments constitutifs du treillis, nous faisons appel au logiciel ROBOT.

Le treillis est étudié en tant que treillis plan encastré en bas et simplement appuyé en haut (voir figure).

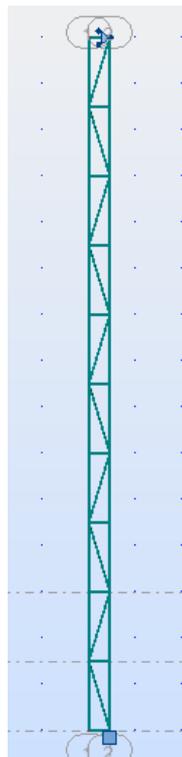


Figure 61: Modélisation du treillis de la porte



Après avoir effectué les relâchements nécessaires, nous obtenons les valeurs maximales en effort normal suivantes :

$$N_{max_{horizontales}} = 871,5 \text{ kg}$$

$$N_{max_{diagonales}} = 13020 \text{ kg}$$

$$N_{max_{verticales}} = 33545 \text{ kg}$$

Donc sur la base de ces résultats, nous pouvons dimensionner les éléments du treillis comme suit :

➤ Barres horizontales :

$$S_{min} = \frac{N_{max_{horizontales}}}{\sigma_e} = \frac{871,5}{24} = 36,31 \text{ mm}^2$$

On utilise donc des cornières L20*20*3.

➤ Barres diagonales :

$$S_{min} = \frac{N_{max_{diagonales}}}{\sigma_e} = \frac{13020}{24} = 542,5 \text{ mm}^2$$

On utilise donc des cornières L50*50*6.

➤ Barres verticales

$$S_{min} = \frac{N_{max_{verticales}}}{\sigma_e} = \frac{33545}{24} = 1398 \text{ mm}^2$$

On utilise donc des cornières L75*75*10.



7 Calcul du **contreventement**



7.1 Introduction

Les contreventements sont des dispositifs conçus pour reprendre les efforts du vent dans la structure et les descendre au sol. Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants (poutres au vent), et en façade (palées de stabilité), et doivent reprendre les efforts du vent appliqués tant sur les pignons que sur les long pans.

- Contreventement de toiture (poutre au vent): Les contreventements sont disposés généralement suivant les versants de la toiture. Ils sont placés le plus souvent dans les travées de rive. Ils ont pour but de rigidifier les surfaces horizontales (planchers, toitures) qui doivent transmettre les forces dues au vent agissant sur les façades aux points fixes verticaux. Leurs diagonales sont généralement des cornières doubles qui sont fixées sur la traverse (ou ferme). Leur rôle principal est de transmettre les efforts du vent du pignon aux fondations
- Contreventement de façades (palée de stabilité) : 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.

7.2 Transmission des efforts du vent sur le pignon

La transmission des efforts sur le pignon 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 introduisant un dispositif de contreventement, tant dans le plan de la toiture (poutre au vent) que dans le plan vertical (palée de stabilité).

7.3 Contreventement de toiture (poutre au vent):

Nous avons prévu pour contreventer le hangar deux poutres au vent séparées par la poutre principale du bâtiment sur chaque pignon. Une poutre au vent de sections similaires est mise en place au milieu du bâtiment (voir figure).

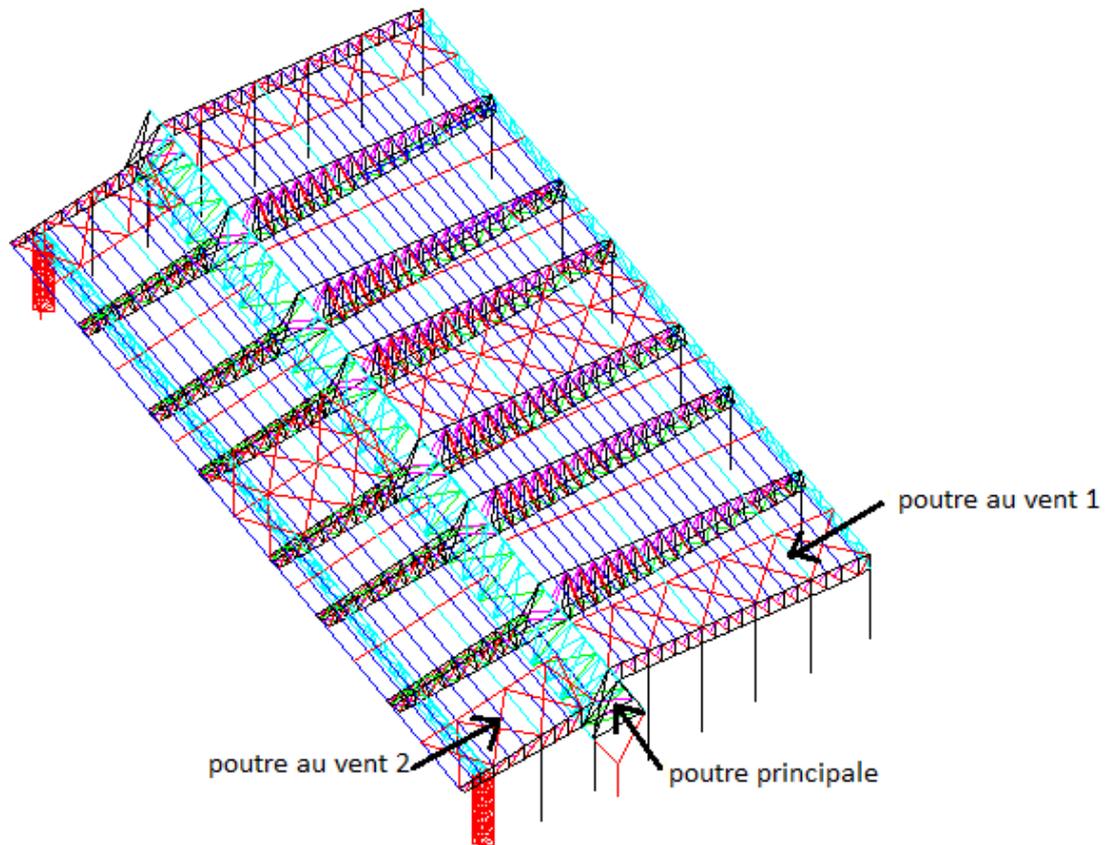
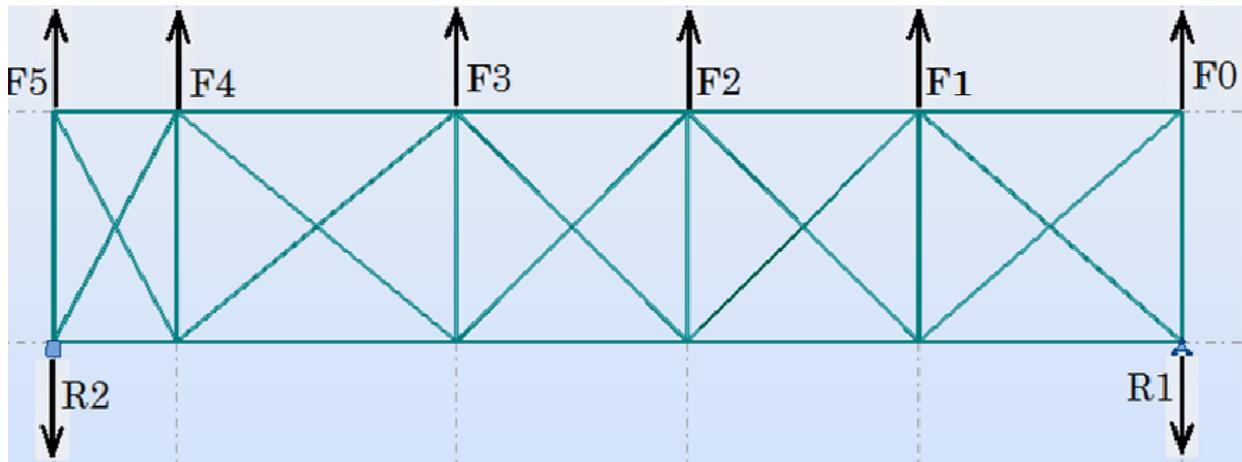


Figure 62: Système de contreventement au niveau de la toiture

Dans ce qui suit on va présenter le calcul détaillé de la poutre au vent 1 et donner les résultats trouvés pour la poutre au vent 2.

7.3.1 Poutre au vent 1

Elle sera calculée comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis et soumise aux réactions horizontales supérieures des potelets auxquelles on adjoint l'effort d'entraînement. Les deux appuis de cette poutre au vent seront d'un côté la poutre principale et de l'autre côté le portique en béton armé situé au dos du hangar.



7.3.1.1 Evaluation des efforts horizontaux

La force agissant sur chaque nœud i du contreventement de toiture est la somme de :

- La force F_{vi} du vent sur le pignon, transmis au nœud par l'intermédiaire du potelet.
- La force F_{ei} d'entraînement.

Ainsi l'effort à la tête de chaque potelet sera $F_i = F_{vi} + F_{ei}$

7.3.1.1.1 Calcul des forces dues au vent F_{vi}

Ces forces sont calculées en tête des potelets sous l'action du vent (voir section 5 concernant le calcul des potelets du pignon). Dans cette partie on a calculé les potelets avec le logiciel robot qui nous donne directement les réactions dans les têtes des potelets puisque ils sont aussi les réactions de l'appui supérieur des potelets. Ainsi on a les réactions suivantes :

Potelet N°	0	1	2	3	4	5
F_{vi} (kg)	3653,72	7827,4525	8523,1475	9862,86	10890,2675	0

Tableau 67: Réactions des potelets sur les noeuds de la poutre au vent

7.3.1.1.2 Calcul des forces d'entraînement F_{ei}

La force représentant l'effort d'entraînement u vent sur la couverture. On considère que cette force est reprise par le contreventement de toiture. Les règles NV65 stipulent que Lorsque la dimension parallèle au faîtage dépasse quatre fois la hauteur, la force d'entraînement, applicable à la surface développée de la toiture au-delà d'une distance égale à $4h$ à partir de la surface frappée, est prise égale à :

$$F_e = 0,020 \times q \times S \quad (\text{En daN}) \quad (35)$$

Et ce dans le cas des toitures qui comportent des ondes ou des plis normaux à la direction du vent.

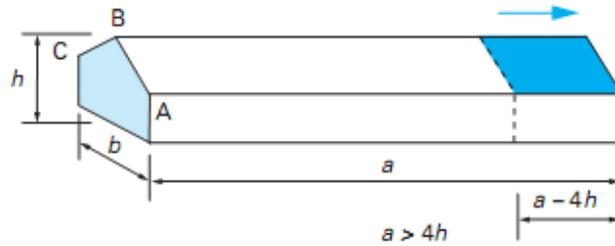


Figure 63: Surface d'application de la force d'entrainement du vent

Avec $q = 1,75 \times 53,5 \times 0,75 \times 1,22 \times 2,5 \times (24+18) / (24+60) = 107,3 \text{ kg/m}^2$

$$\text{Et } S = (a - 4 \times h) \frac{b}{\cos(\alpha)} = \frac{(100 - 4 \times 24)38}{\cos(9,29)} = 158 \text{ m}^2$$

Soit : $F_e = 0,020 \times 107,3 \times 158 = 339,07 \text{ kg}$

Reste maintenant à partager cet effort d'entrainement sur les têtes des potelets en fonction des espacements entre potelets ainsi :

Potelet N°	0	1	2	3	4	5
F_{ei} (kg)	39,375	74,2175	69,51	76,8075	78,155	0

Tableau 68: Force d'entrainement aux noeuds de la poutre au vent

7.3.1.1.3 Forces horizontales F_i sur les têtes des potelets

Cette force est la somme des efforts précédents soit : $F_i = F_{vi} + F_{ei}$ et on les résultats suivantes :

Potelet N°	0	1	2	3	4	5
F_i (kg)	3693,095	7901,67	8592,6575	9939,6675	10968,4225	0

Tableau 69: Effort total aux noeuds de la poutre au vent

7.3.1.2 Dimensionnement des diagonales:

On ne fait travailler que les diagonales tendues et on considère que les diagonales comprimées ne reprennent aucun effort, car du fait de leur grand élancement, elles tendent à flamber sous de faibles efforts. Suivant le sens du vent c'est l'une ou l'autre des diagonales qui est tendue.

Le contreventement de versant est une poutre à treillis qui aura la forme suivante si on enlève les diagonales comprimées.

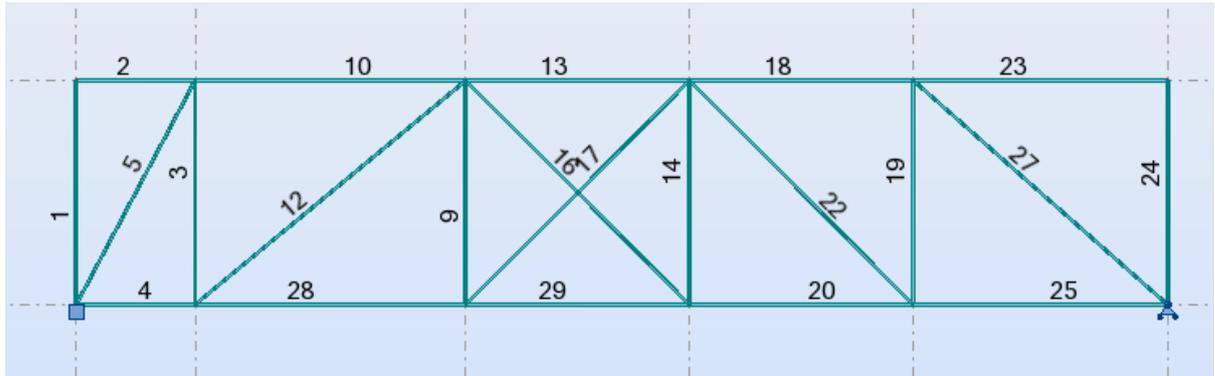


Figure 64: Poutre au vent 1

Après calcul avec robot on trouve les efforts normaux dans les diagonales comme suit :

Diagonale N°	5	12	16	17	22	27
Effort normal (kg)	24606	16878	607	607	10892	23556

Figure 65: Effort normal dans les diagonales de la poutre au vent

Pour la suite on va dimensionner la diagonale n°5 qui reprend l'effort normal maximal.

On choisit pour les diagonales des cornières de L80×80×8 et on vérifie que la contrainte de traction ne dépasse pas celle de la limite élastique.

7.3.1.2.1 Dimensionnement des assemblages

L'effort repris par les boulons est : $T=24606 \text{ kg}$

On va adopter des boulons $\varnothing 22$ classe 6.8 qui ont une section résistante de $S=303 \text{ mm}^2$

Les boulons doivent vérifier

$$1.54 \times Q \leq A_s \times \sigma_e \quad (36)$$

Avec Q est l'effort par boulon (a E.L.U et pondéré) exercé sur l'assemblage.

$$\text{Soit } Q = A_s \times \sigma_e / 1.54 = 9444.15 \text{ kg}$$

Ainsi le nombre de boulons est : $T/Q = 2.6$ soit $n=3$



L'autre vérification consiste à vérifier la pression diamétrale : $\frac{Q_1}{d \times e} < 3 \times \sigma_e$

Avec $Q_1 = T/n = 9289.4 \text{ kg}$

Donc $\frac{Q_1}{d \times e} = \frac{9289.4}{22 \times 8} = 52.8 < 72 \text{ kg/mm}^2$ vérifié.

7.3.1.2 Vérification des cornières

Section nette $A_n = A - A_t$ avec $A_t =$ surface générée par le trou du boulon $= (d+1) \times 8 = 184 \text{ mm}^2$ et $A_n =$ surface nette de la cornière et $A =$ surface nominale de la cornière.

Donc $A_n = 1230 - 184 = 1046 \text{ mm}^2$

Finalement on vérifie que la cornière passe en traction $T/A_n = 23.5 < 24 \text{ kg/mm}^2$

7.3.1.3 Dimensionnement des pannes montantes

Les pannes montantes sont soumises dans ce cas à l'effort normal transmis par les têtes des potelets ainsi qu'à la flexion causée par l'effort du vent, nous avons donc une flexion composée qui nécessite la vérification suivante selon les règles CM66 :

$$\frac{9}{8} (k \times \sigma + kd \times \sigma_y + \sigma_x) < 24 \text{ kg/mm}^2$$

Nous allons opter pour une section HEA 140 et la vérifier à la flexion composée.

➤ Contrainte de compression

La contrainte de compression est due seulement à l'effort du à la tête du potelet donc $\sigma = \frac{N}{A}$

Avec A : est la section du profilé $= 3140 \text{ mm}^2$ et $N = 10970 \text{ kg}$

Ce qui donne $\sigma = \frac{10970}{3140} = 3,5 \text{ kg/mm}^2$

➤ Contrainte de flexion

Cette contrainte est due seulement à la charge du vent qui crée deux contraintes σ_x et σ_y .



Ces contraintes sont calculées comme dans la section (2. calcul des pannes), le calcul nous donne les contraintes suivantes : $\sigma_y = 9,4 \text{ kg/mm}^2$ et $\sigma_x = 0,4 \text{ kg/mm}^2$

➤ **Coefficient de flambement**

Elancement du potelet :

✓ Dans le sens y : $\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{3,875}{3,52 \times 10^{-2}} = 110$

($l_y = 3,875 \text{ m}$ parce que on a des liernes dans ce sens)

✓ Dans le sens x : $\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{7,5}{5,73 \times 10^{-2}} = 135,25$

✓ $\lambda_{max} = \lambda_x$

Le coefficient de flambement k est donné par le tableau en annexe 13,411 de la norme CM66 en fonction de l'élancement $\lambda = 135,25$ le tableau donne: $k = 3,05$

➤ **Coefficient de déversement**

L(m)	e(m)	b(m)	h(m)	Ix(cm ⁴)	Iy(cm ⁴)
3,3750	0,0085	0,1400	0,1330	1033,0000	389,3000

Tableau 70: Caractéristiques d'un HEA140

D	C	B	σ_d	λ_0	k0	kd
1,8368	1,1320	0,7811	17,2584	13,8067	1,0060	1,0017

Tableau 71: Déversement de la panne montante de la poutre au vent

Donc $kd = 1,002$

➤ **vérification**

$\frac{9}{8} (k \times \sigma + kd \times \sigma_x + \sigma_y) = 23 < 24 \text{ kg/mm}^2$

Donc HEA 140 vérifie bien les pannes montantes.

7.3.2 Poutre au vent 2

Comme la poutre au vent précédente cette poutre sera calculée comme un treillis appuyé sur la poutre principale et la poutre de rive.

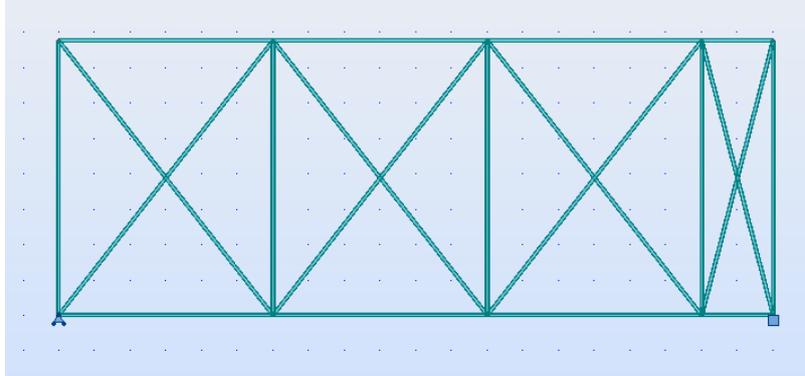


Figure 66: Poutre au vent 2

Le calcul est identique à celui de la poutre au vent 1.

Les efforts maximaux sont :

barre	Panne montante	diagonale
Effort normale max (kg)	5600	13012

Tableau 72: Efforts maximaux dans la poutre au vent 2

On remarque que les efforts normaux dans cette poutre sont inférieurs à ceux de la poutre au vent 1 donc si on opte pour les mêmes sections, à savoir HEA 140 pour les pannes et L80x80x8 pour les cannières cette poutre va être largement vérifiée.

7.4 Contreventement de façades (palée de stabilité)

Dans notre projet le contreventement de façade est assurée par un portique en béton armé disposé au dos du hangar comme illustré sur l'image suivante.

Ce contreventement de façade est composé de deux portiques formés chacun par quatre poteaux en béton armé d'une section de 0,8x1 m et une poutre en béton armé d'un section de 0,6x1,5 m.

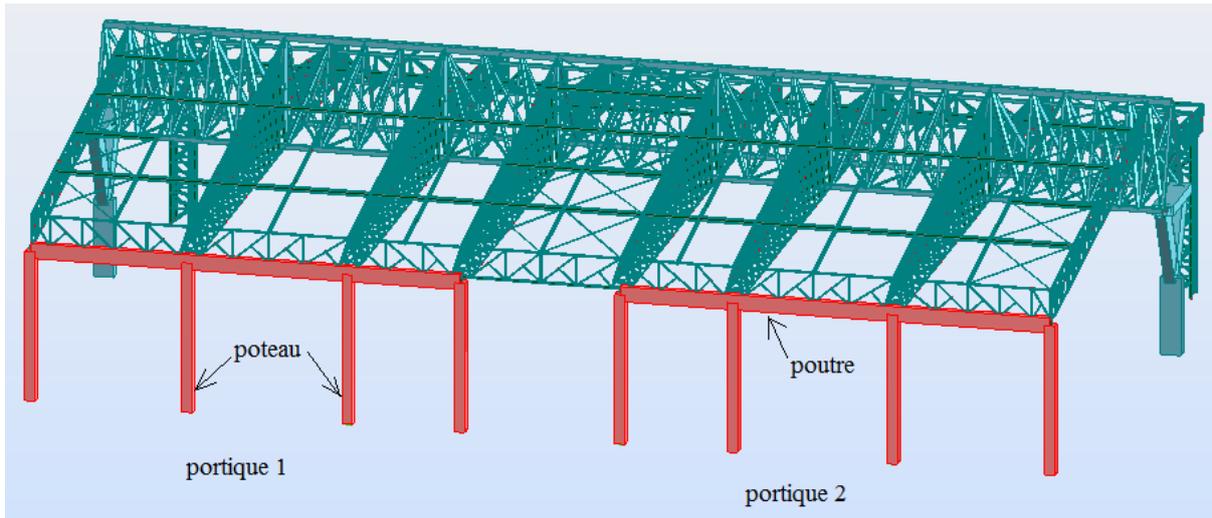


Figure 67: Palée de stabilité



8 Modélisation de la structure



8.1 Modélisation des éléments de la structure

La modélisation de la structure a été réalisée avec le logiciel Robot Structural Analysis 2011.

L'intégralité de l'ossature principale de la structure sera traitée en tant que portique spatiale puisqu'on ne peut pas la générer à partir d'un portique plan qui est le cas courant en charpente métallique. Ceci est dû à la singularité de la structure imposée par le choix de travailler avec des poutres en treillis (voir la partie « présentation du projet »).

Notre structure est constituée de :

- Une poutre principale d'une longueur de 100 m et une hauteur de 9 m disposée longitudinalement. Cette poutre travaille en flexion et elle est bi-appuyée sur les deux poteaux en béton en forme d'un « Y ».

NB : Les appuis sur les éléments en béton seront modélisés par des encastremements et non pas par la présence de l'élément lui-même vu qu'on n'arrive pas à appréhender le comportement du logiciel au niveau de la liaison acier-béton.

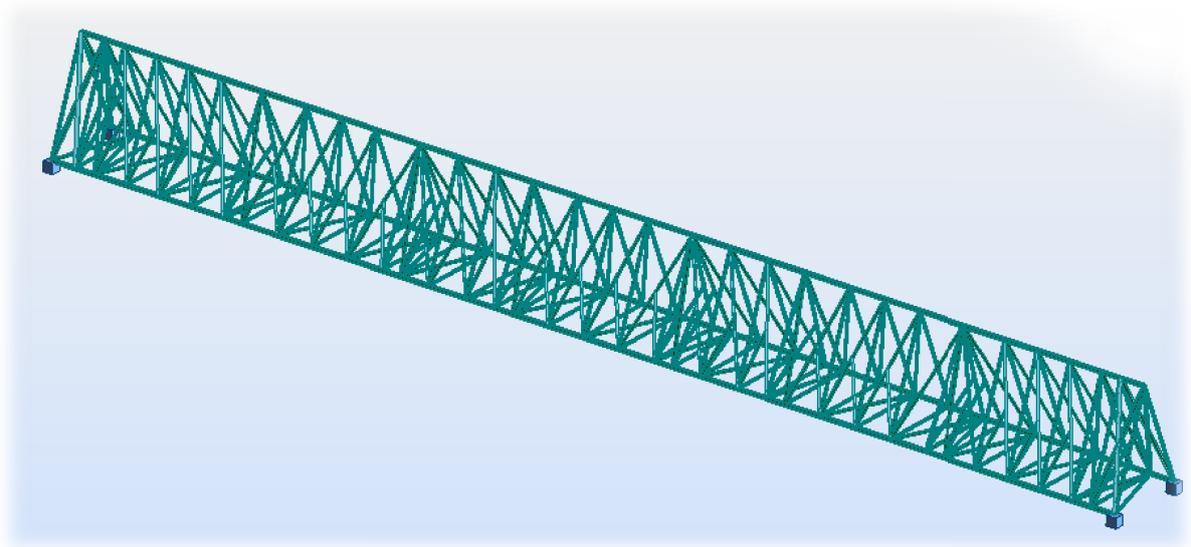


Figure 68: Vue 3D de la poutre principale

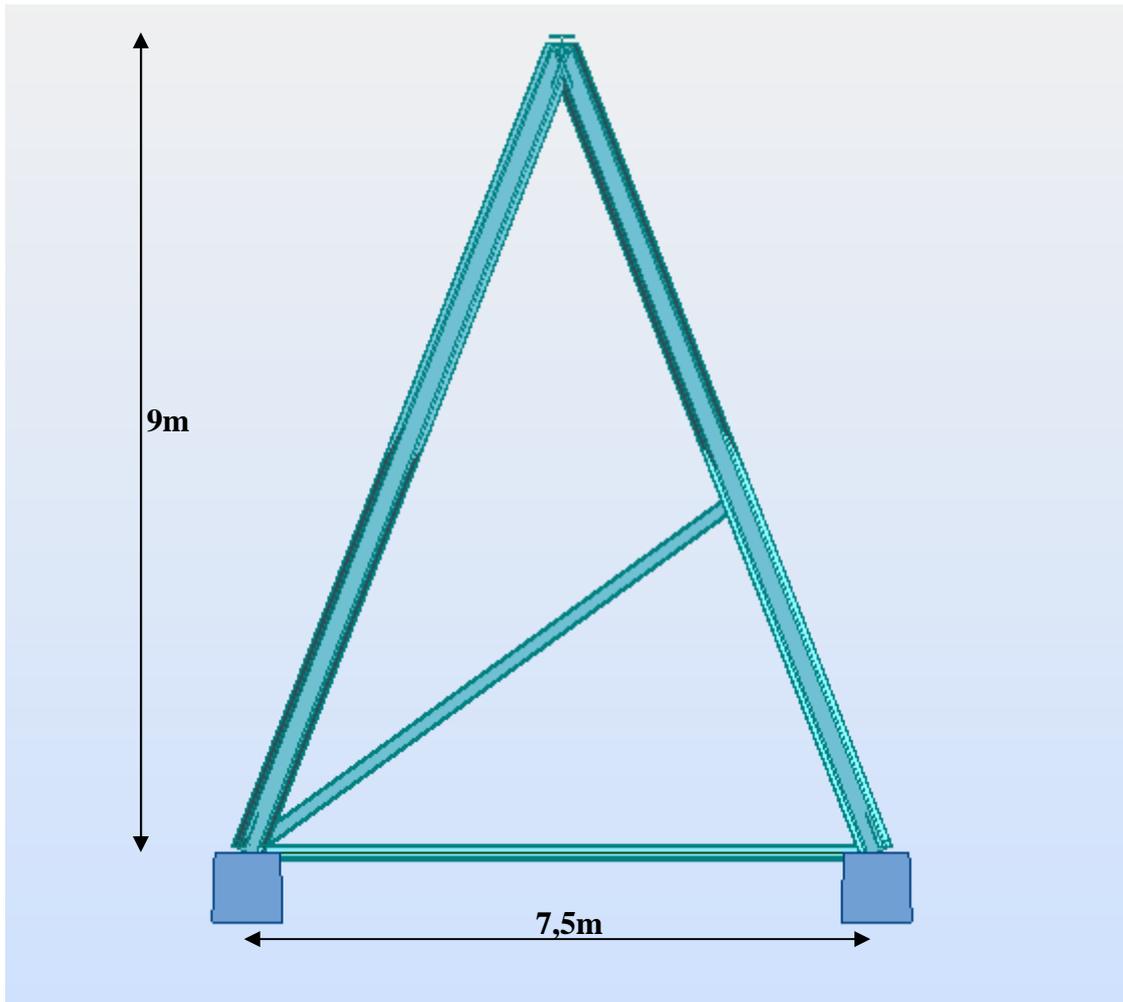


Figure 69: Vue transversale de la poutre principale

- huit poutres secondaires dont six en treillis spatial d'une longueur de 40 m disposées transversalement et s'appuyant sur le portique en béton (liaison modélisée par un appui encastrement) et sur la poutre principale. La membrure supérieure de ces poutres est sous la forme d'une seule barre, la membrure inférieure quant à elle est composée de deux barres disposées parallèlement. Les deux poutres de rive sont en treillis plan puisqu'elles ne portent que la moitié des efforts repris par les poutres du milieu.

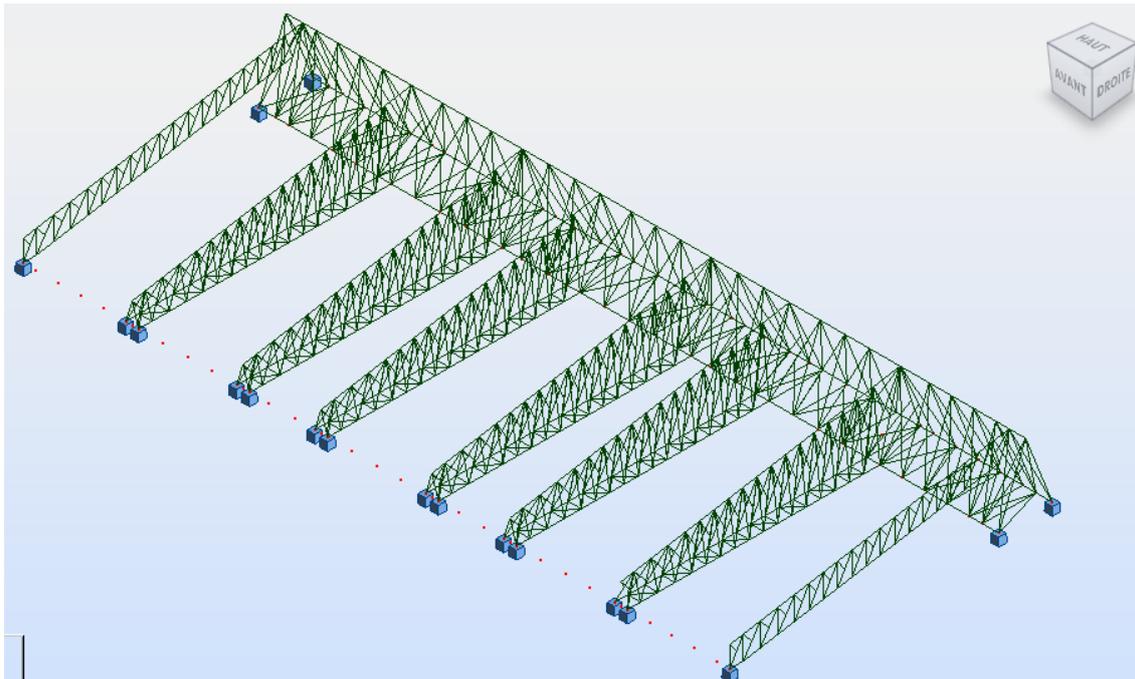


Figure 70: Vue 3D des poutres treillis 40m

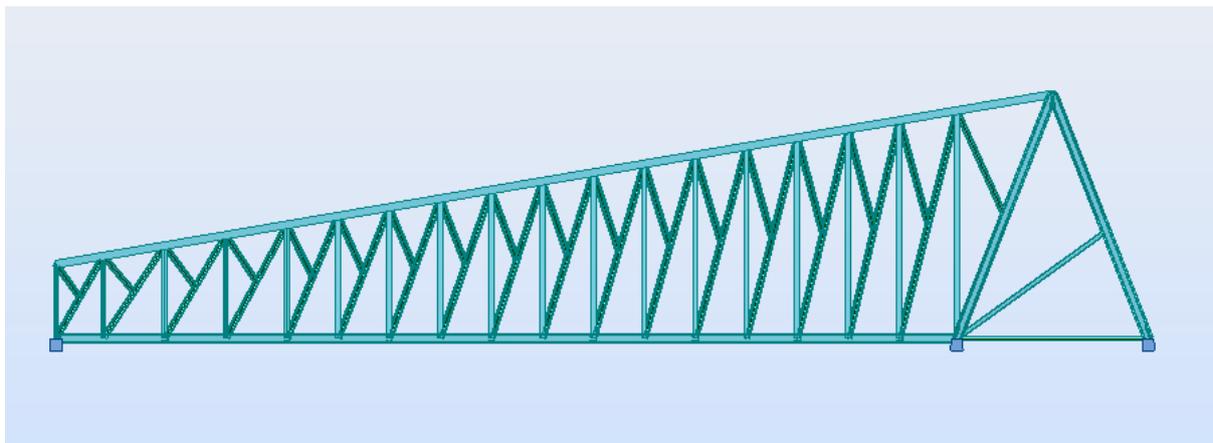


Figure 71: Vue transversale d'une poutre 40m appuyée sur la poutre principale

- Deux tours en treillis d'une hauteur de 15 m et de base carrée de 2m de coté. Les pieds des poteaux sont encastrés.

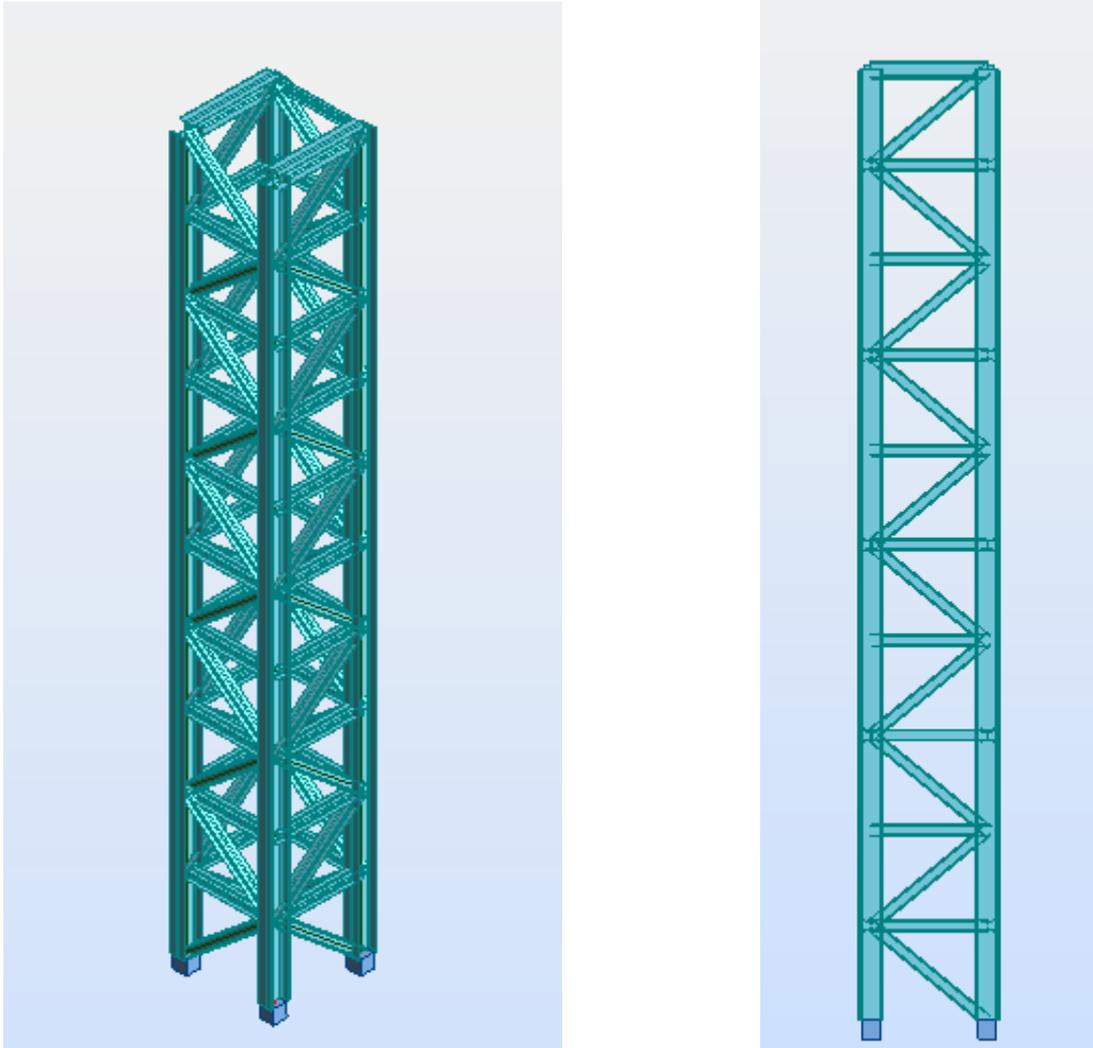


Figure 72: Tour en treillis (Vue 3D et vue transversale)

- huit poutres secondaires d'une longueur de 20 m. les six poutres au milieu travaillent en consoles et sont appuyées sur la poutre principale. Elles sont en treillis spatial ayant deux barres dans chacune des membrures (supérieure et inférieure). Les deux poutres de rive s'appuient sur la poutre principale d'un côté et sur les tours en treillis.

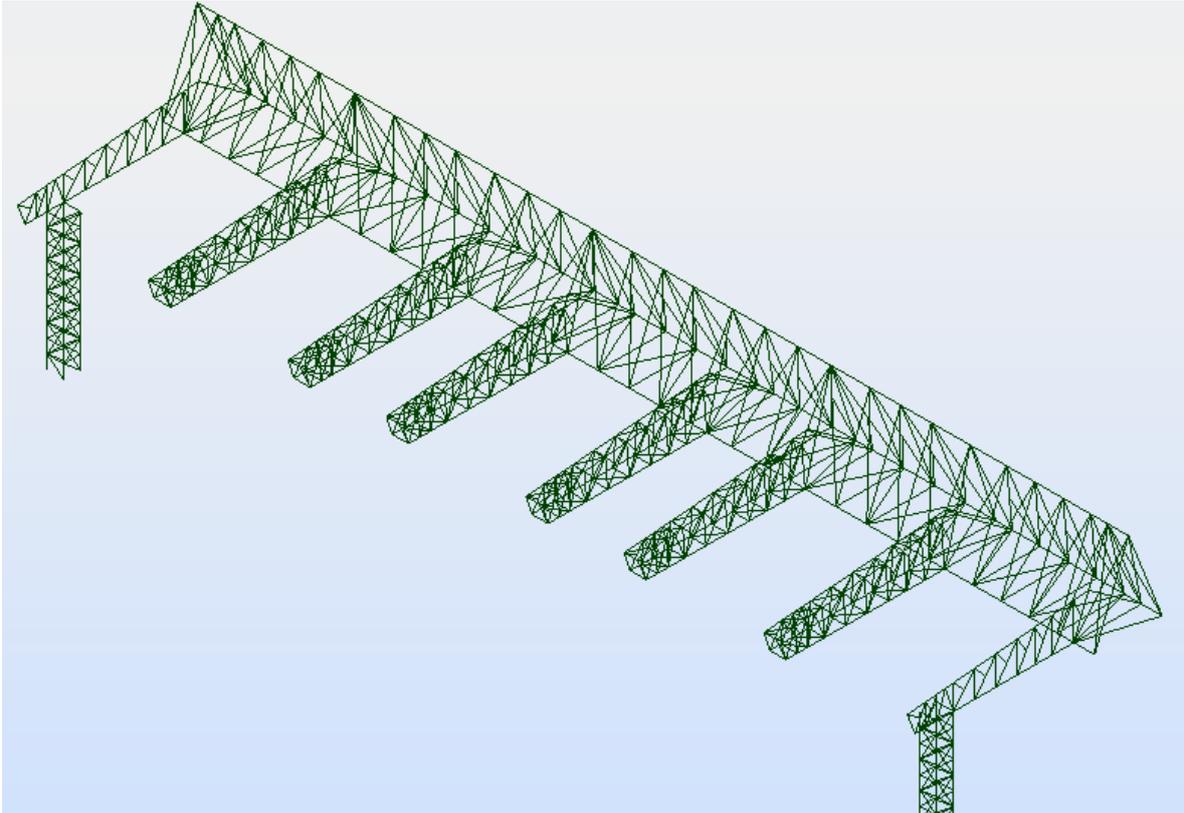


Figure 73: Vue 3D des poutres consoles

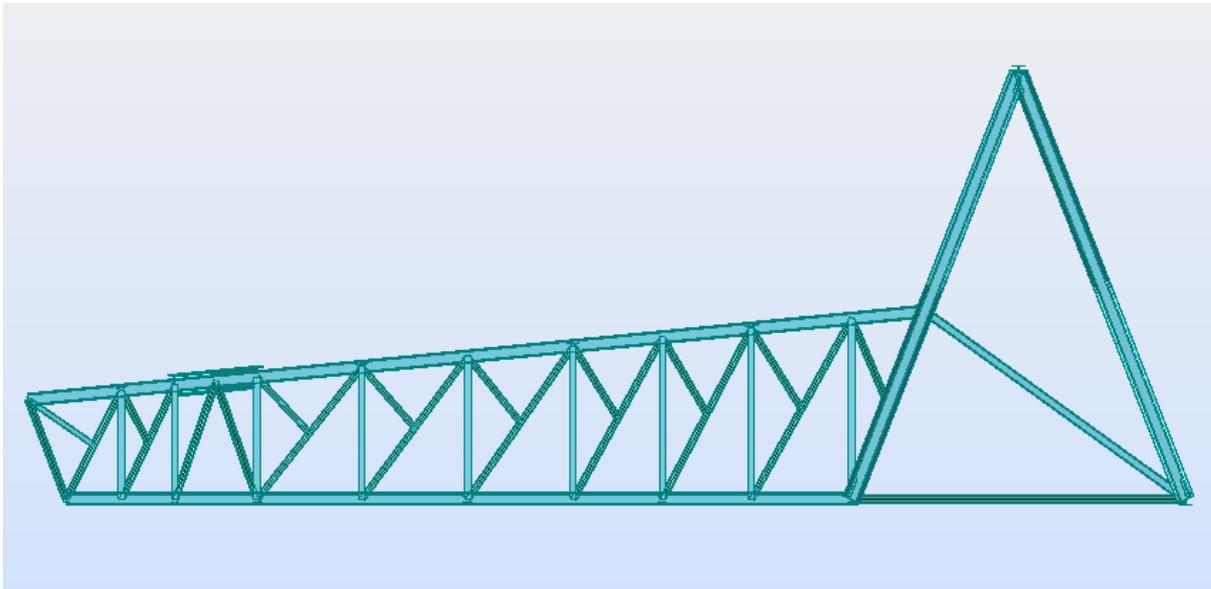


Figure 74: Vue transversale des poutres consoles

- Deux poutres secondaires d'une longueur de 100 m disposées longitudinalement. La première poutre en treillis spatiale appuyée sur les deux tours en acier et sur les poutres consoles.

La deuxième poutre en treillis plan, disposée sur les deux portiques en béton au dos de la structure.

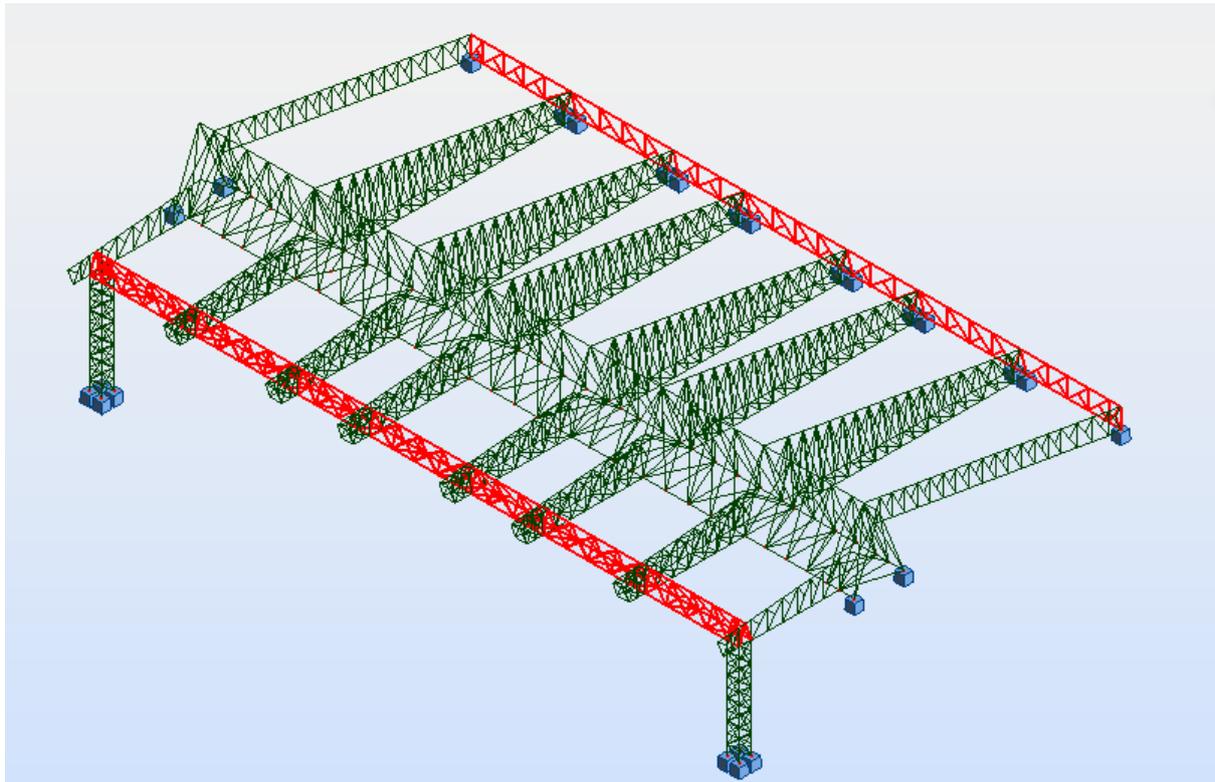


Figure 75: Poutres secondaires 100m

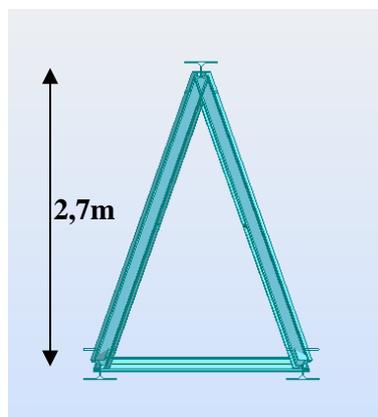
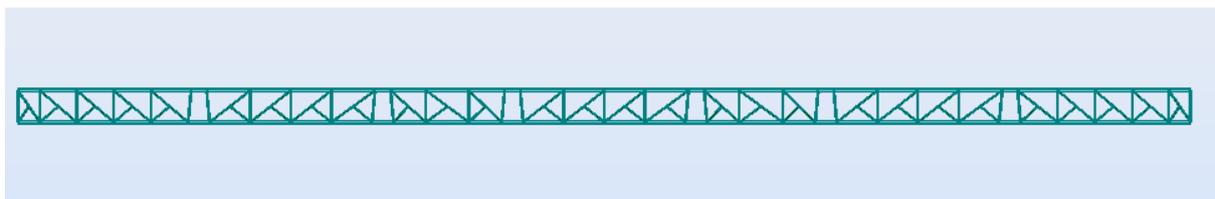


Figure 76: Vues transversales de la poutre secondaire en treillis spatial (sur la face devant)

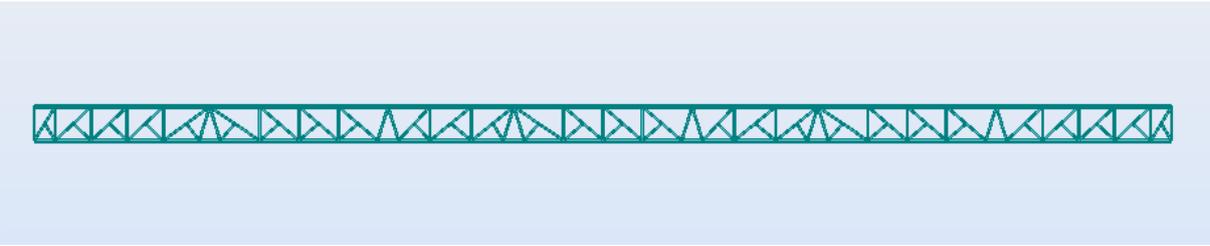


Figure 77: Vue transversale de la poutre secondaire en treillis plan (sur la face arrière)

Notre structure comporte aussi :

- Douze poutres simples divisant la distance entre les poutres en treillis en deux. Ces poutres sont disposées sur des poutres appuyées sur les poutres treillis comme le montre la figure suivante.

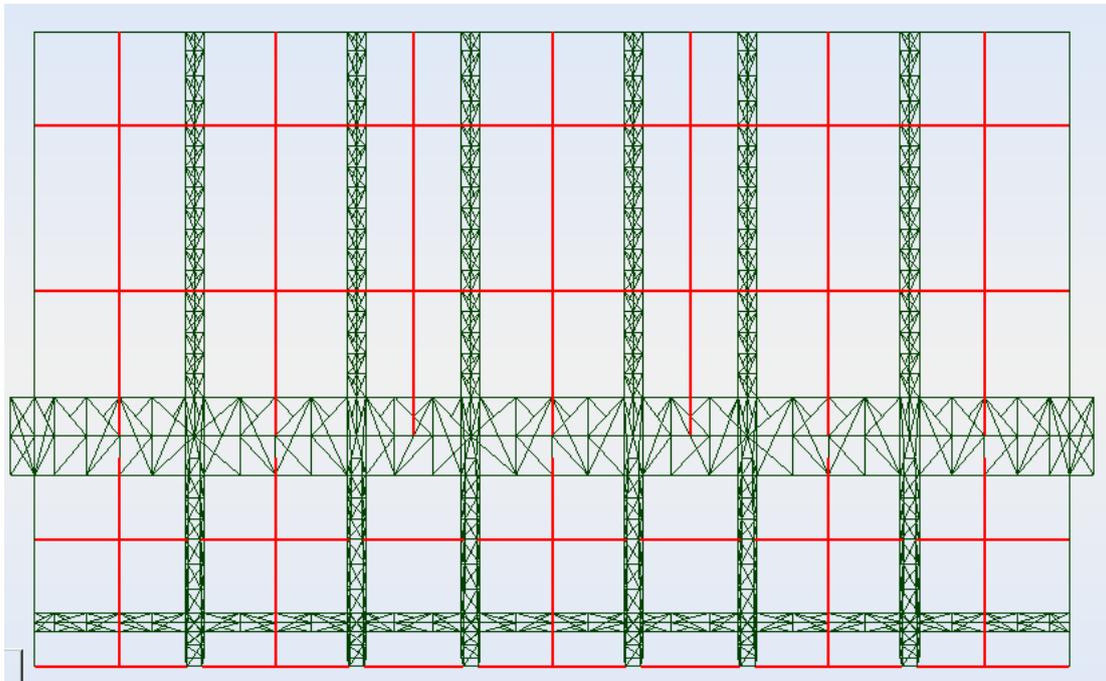


Figure 78: Poutres simples

- Un système de contreventement au niveau des toitures composé de trois parties.

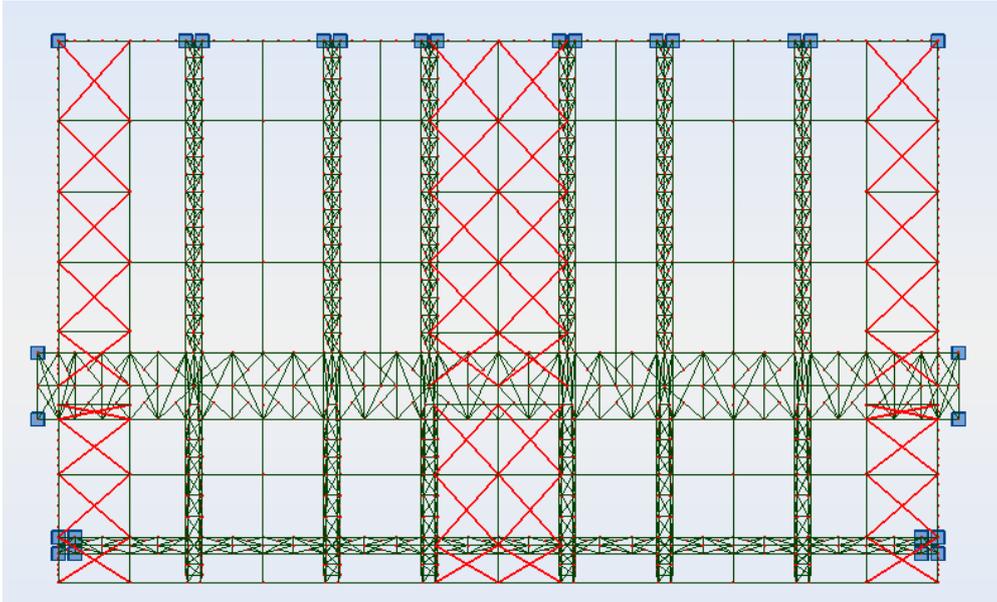


Figure 79: Système de contreventement

8.2 Définition des charges

Les charges appliquées à la toiture de la structure sont toutes des charges surfaciques qui sont ensuite transmises à l'ossature principale à travers les pannes. Elles sont donc appliquées aux nœuds des treillis. Pour que le model soit le plus proche de la réalité et pour s'assurer de son bon fonctionnement, nous transformons les efforts appliqués à la couverture en des forces nodales.

8.2.1 Cas de charges

- Charge permanente: On travaille avec une charge de 20 kg/m^2 qui compte le poids propre de la toiture et les équipements qui peuvent y être accrochés. Les pannes n'étant pas modélisées sur la structure, nous tenons compte de leur poids propre avec une charge de 15 kg/m^2 . en bilan la charge permanente est de 35 Kg/m^2 .
- Charge d'exploitation : On travaille avec une charge de 20 kg/m^2 appliquée sur la toiture, en plus d'une charge de 10 kg/m^2 appliquée sur la partie inférieure des treillis pour tenir compte du matériel accroché aux poutres.
- Charge du pont roulant : le pont roulant utilisé est un pont monorail qui a une fréquence d'utilisation occasionnelle non régulière, on dispose de quatre ponts roulants posés directement sur les membrures inférieures des poutres treillis



transversale (couleur rouge dans la figure ci-dessous). Sa charge nominale verticale est $R=1$ tonne, et sa charge de freinage est $R_f= R/7= 150$ kg.

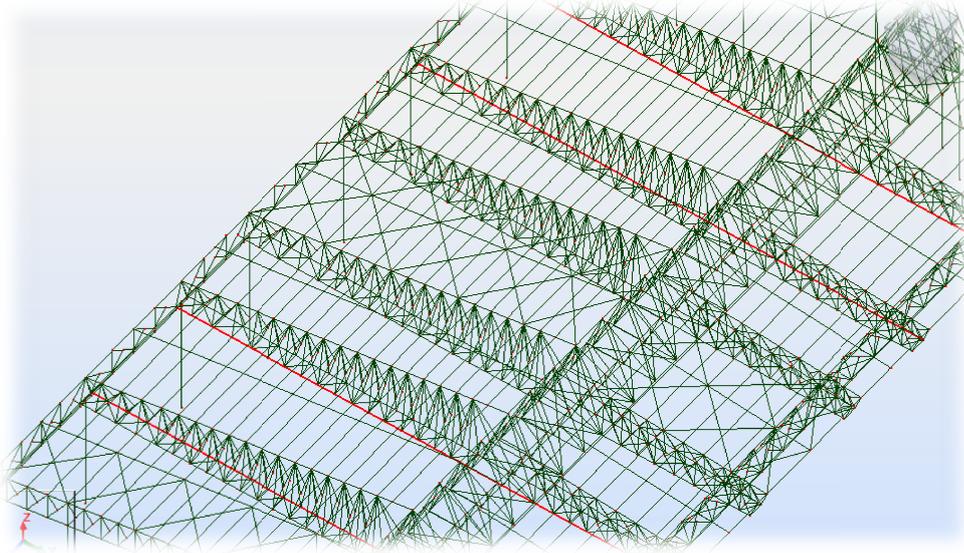


Figure 80: Position des ponts roulants

Pour cette charge du pont roulant, nous travaillons avec la probabilité d'avoir deux ponts au maximum qui travaillent en même temps. On prend donc trois cas de charges :

- Les deux chariots sont au milieu des poutres arrière, ce cas est le plus défavorable pour ces poutres.
 - Les deux chariots sont à l'extrémité des poutres consoles, c'est là où ces poutres travaillent le plus.
 - Un chariot au milieu d'une poutre arrière et un autre à l'extrémité d'une poutre console.
- Charge du vent : dans le modèle de portique spatiale l'assistant de génération de la charge du vent en 3D a beaucoup de limites comme la prise en considération que le coefficient γ est toujours égale à 1 et que les toitures sont considérées comme à versant plan ce qui n'est pas notre cas. Donc nous avons inséré manuellement les charges du vent qui est étaient au nombre de quatre (selon la direction du vent, calcul effectué dans la partie « calcul du vent »). Les portes étant au nombre de huit et s'ouvrant selon plusieurs cas de figures, nous travaillons avec l'ouverture limite de 35% pour être au cas le plus défavorable. Ceci nous met devant deux cas :

- ✓ mettre 65% des portes au milieu :

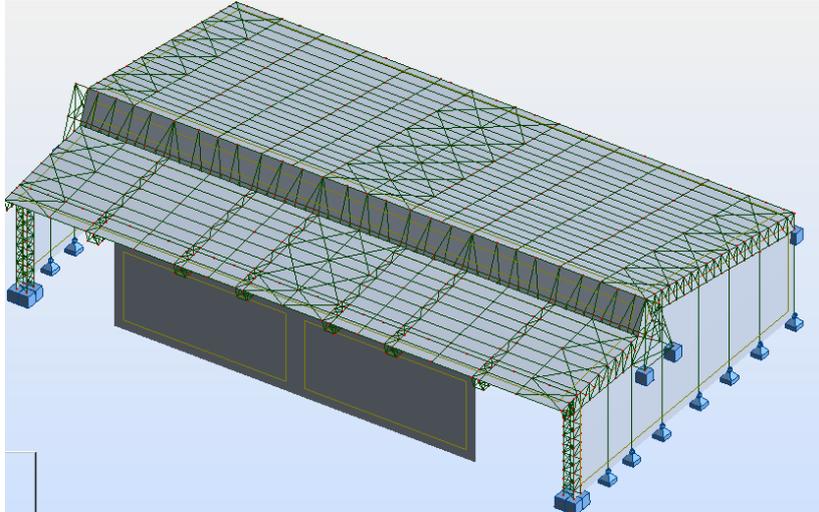


Figure 81: Structure avec portes au milieu

- ✓ mettre 65% des portes à l'extrémité soit 32,5% des portes dans chaque extrémité :

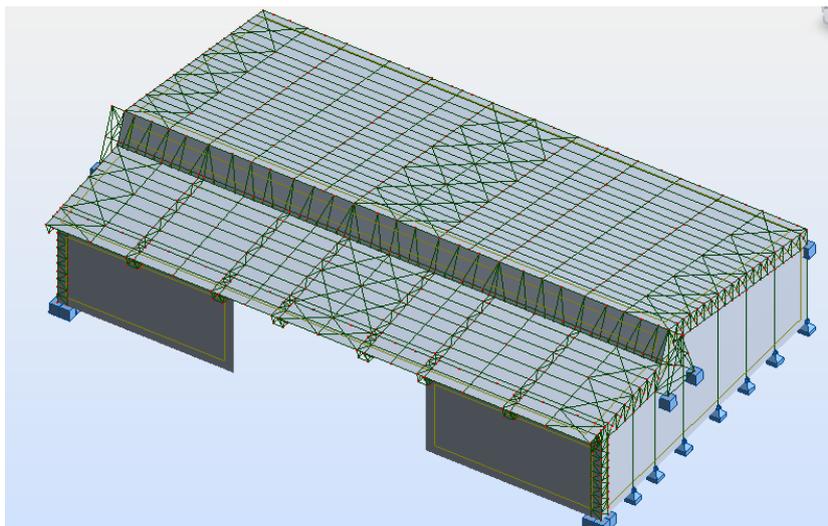


Figure 82: Structure avec portes aux extrémités

En bilan, combiner les positions des portes et des chariots des ponts roulants, nous sortons de six cas à étudier.

8.2.2 Combinaison des charges

- ELU :
 - ✓ $1.33G+1.5Q$
 - ✓ $G+1.75W$



- ✓ 1.33G+1.42 (Q+W)
- ✓ 1.33G+1.5W
- ELS :
 - ✓ G+Q
 - ✓ G+W
 - ✓ G+Q+W

8.3 Dimensionnement des barres en acier

8.3.1 Type de barres

Nous travaillons sur la base de sections de type HEA, puisqu'on a besoin de transmettre des efforts normaux vu le choix de la structure ne treillis.

Pour la poutre principale, nous travaillons avec des tubes carrés du moment que les portées des éléments sont très grandes.

8.3.2 Vérifications menées

Les éléments sont vérifiés à la résistance et au déplacement. Vu que la plupart des éléments transmettent un effort normal considérable, ils sont vérifiés au flambement. Une attention particulière est alors accordée aux paramètres de flambement de chaque élément.

Les éléments en treillis ne sont pas vérifiés au déversement parce qu'elles ne supportent pas beaucoup de moment de flexion.

Les poutres simples, quant à elles, sont vérifiées au déversement en tenant en compte de la présence des pannes comme supports à l'aile supérieure et des raidisseurs supplémentaires au niveau de l'aile inférieure.

Nous ne détaillons pas les paramètres utilisés pour les calculs, vu le nombre d'éléments de la structure.

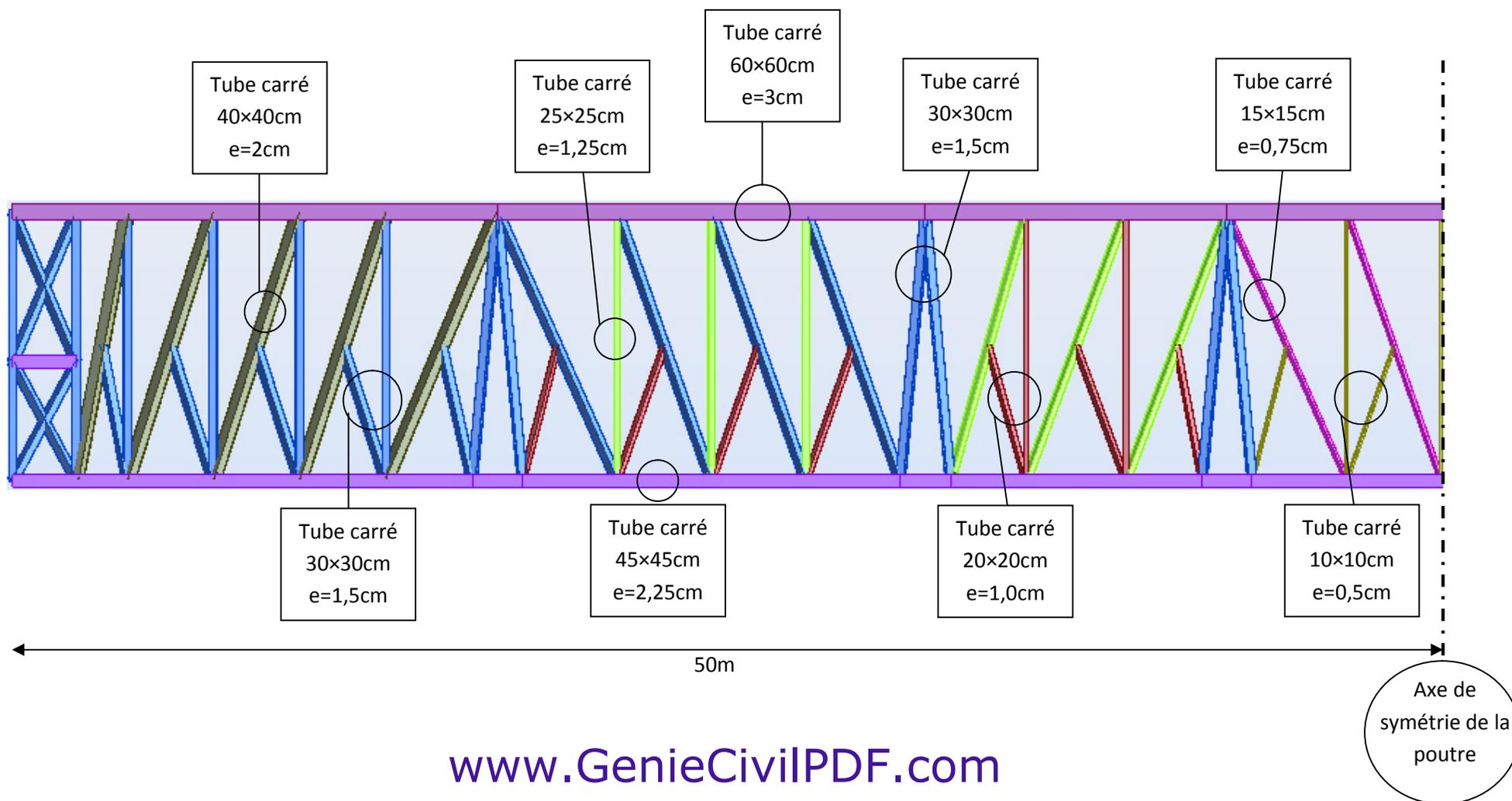
8.4 Résultats

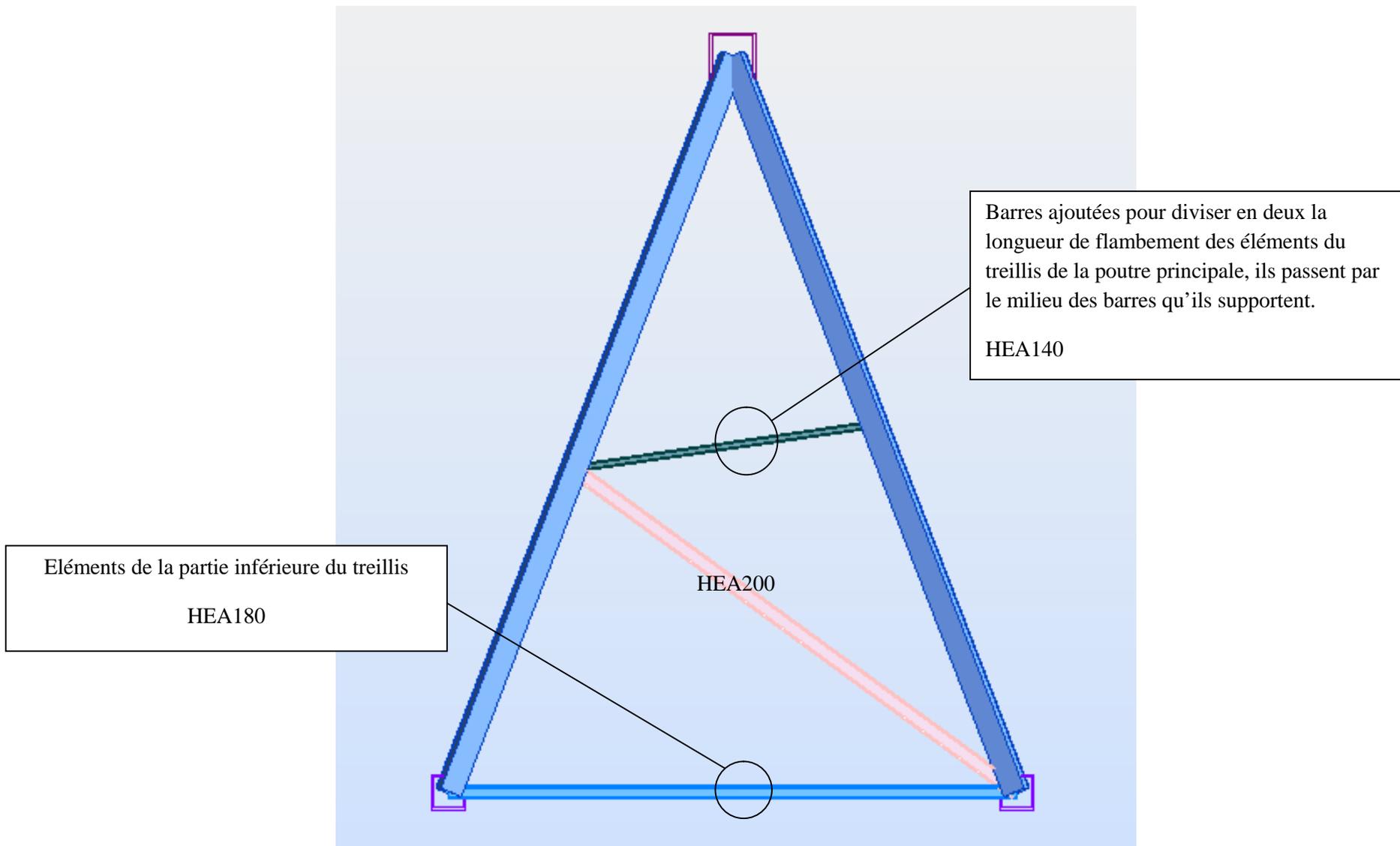
Les sections des profilés obtenus sont résumées sur les figures qui suivent.

Des exemples de notes de calcul des éléments sont mis en annexe au présent rapport.



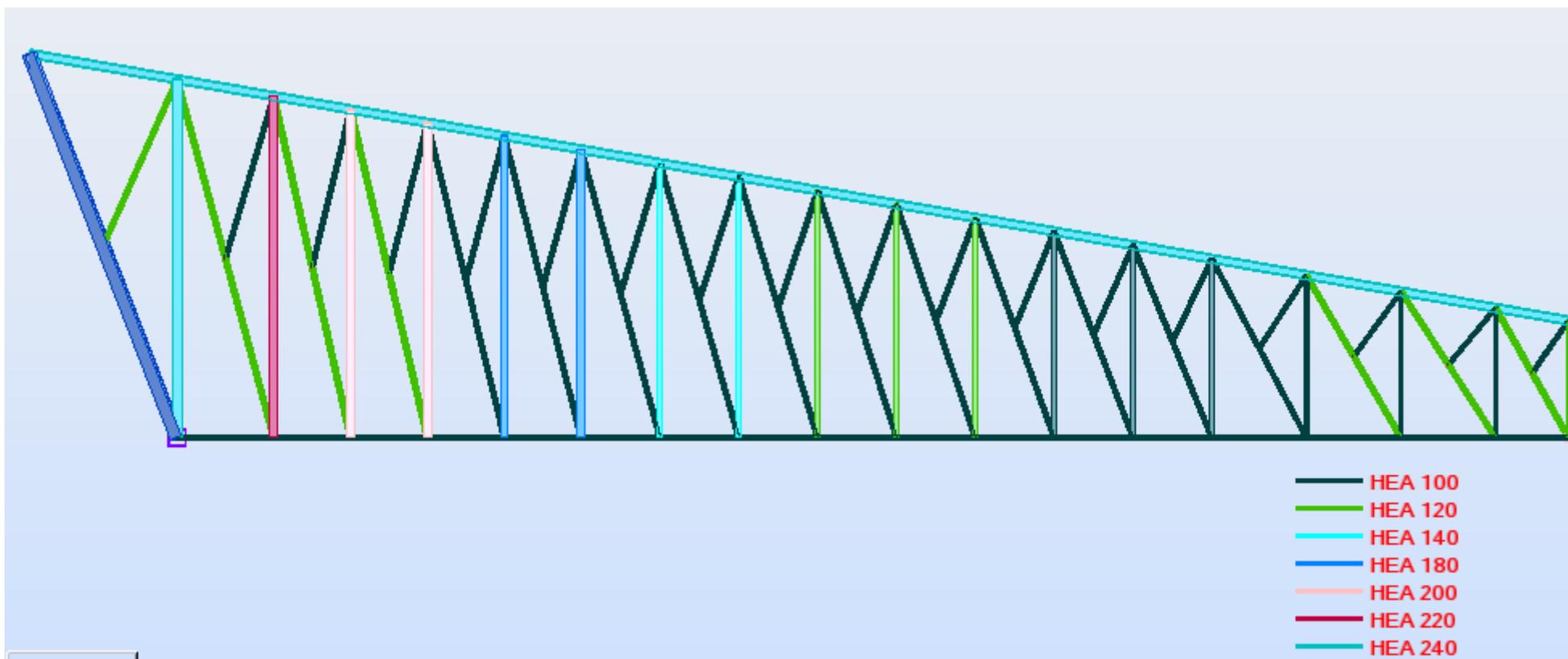
Poutre Principale

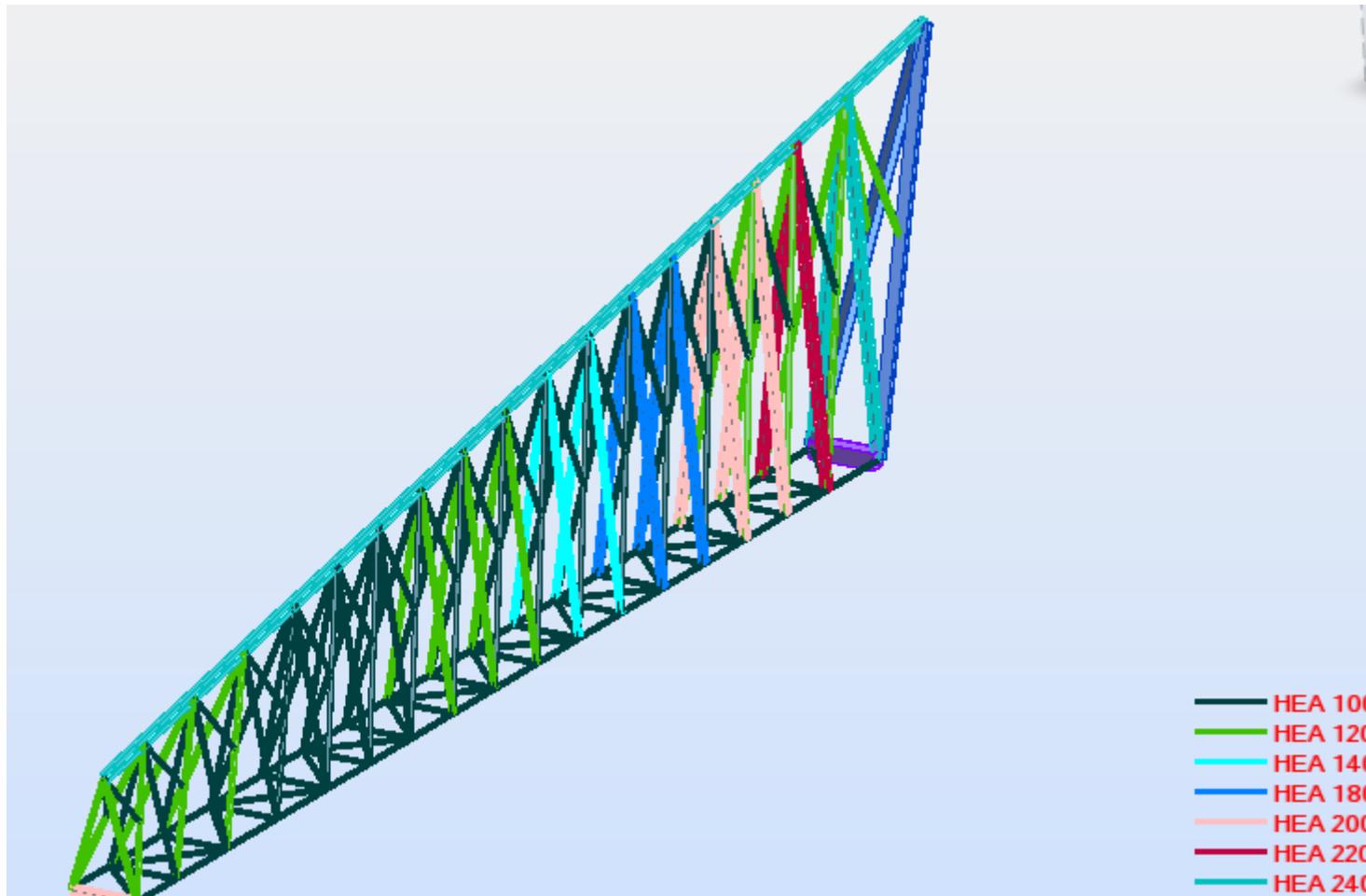






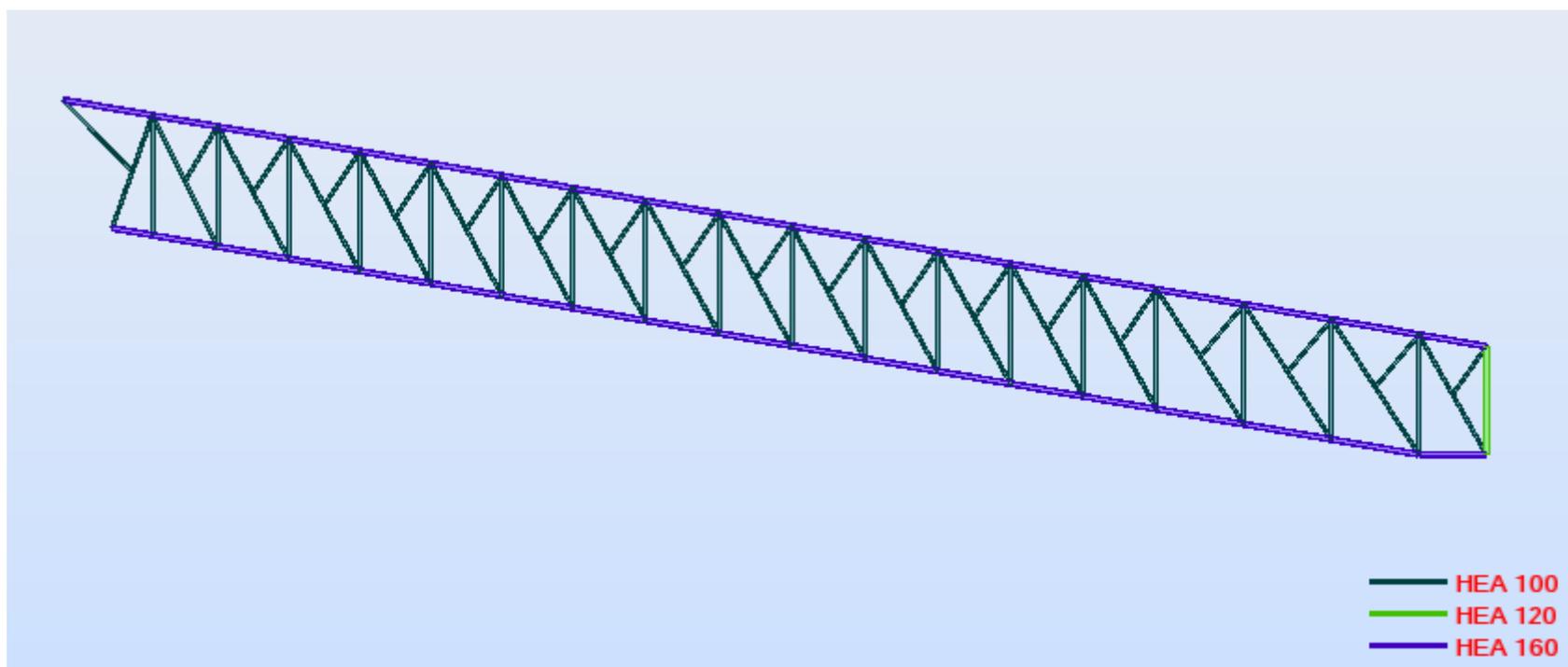
Poutre bi-appuyée 40m





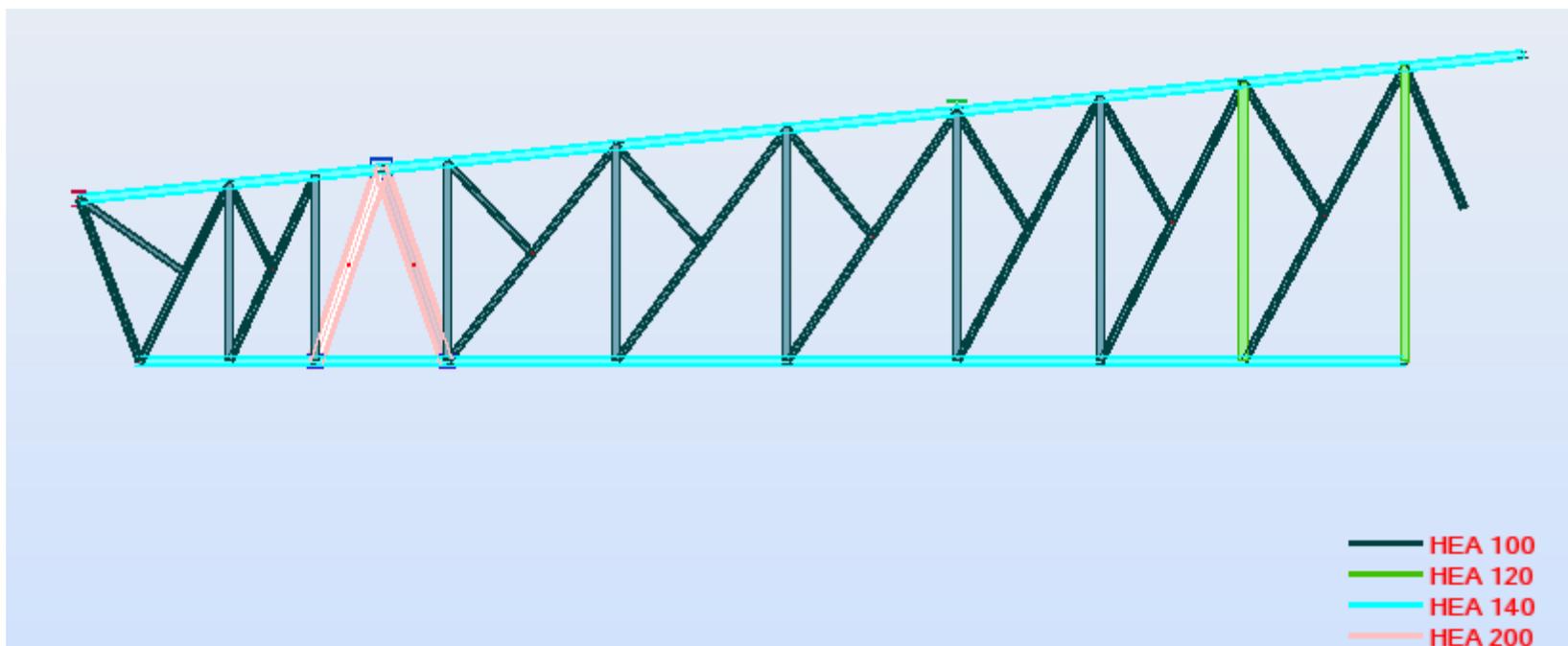


Poutre bi-appuyée 40m (de rive)



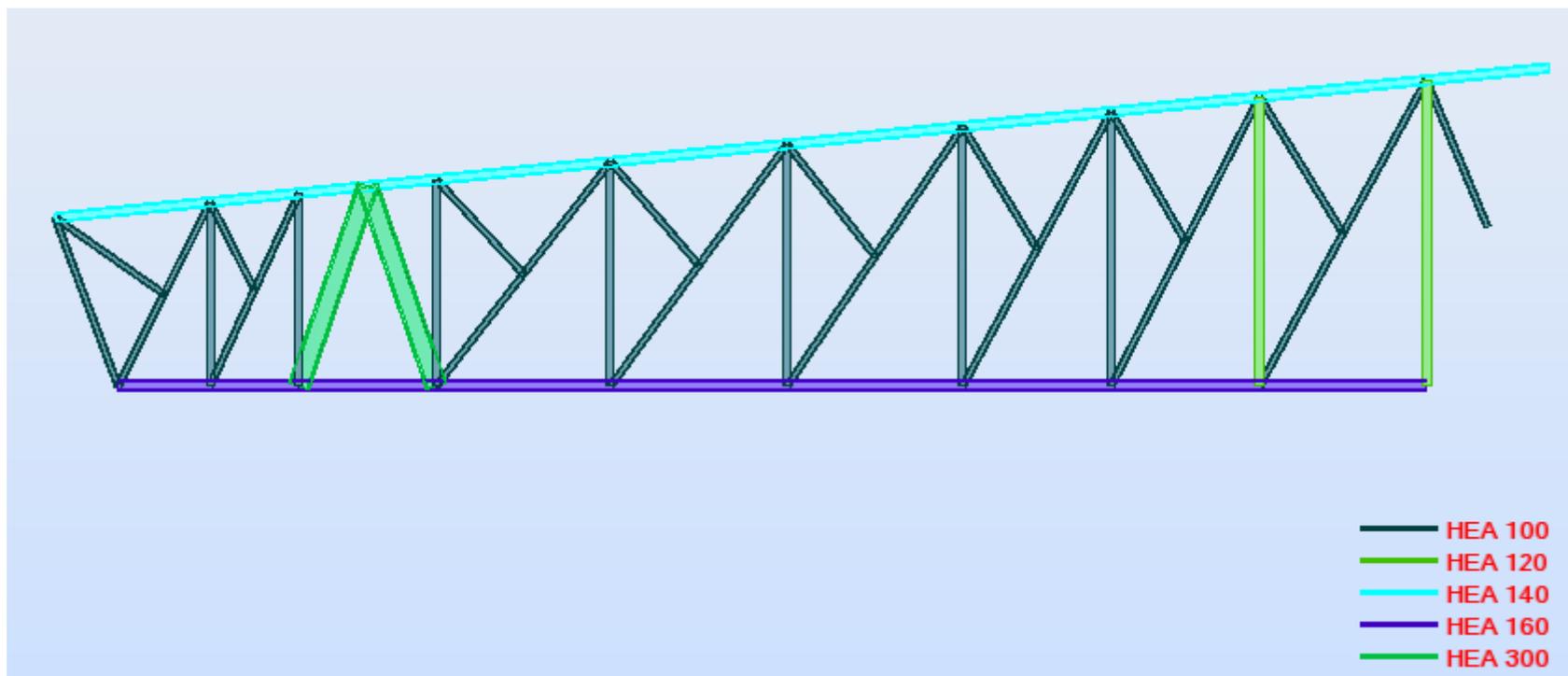


Poutre console 20m



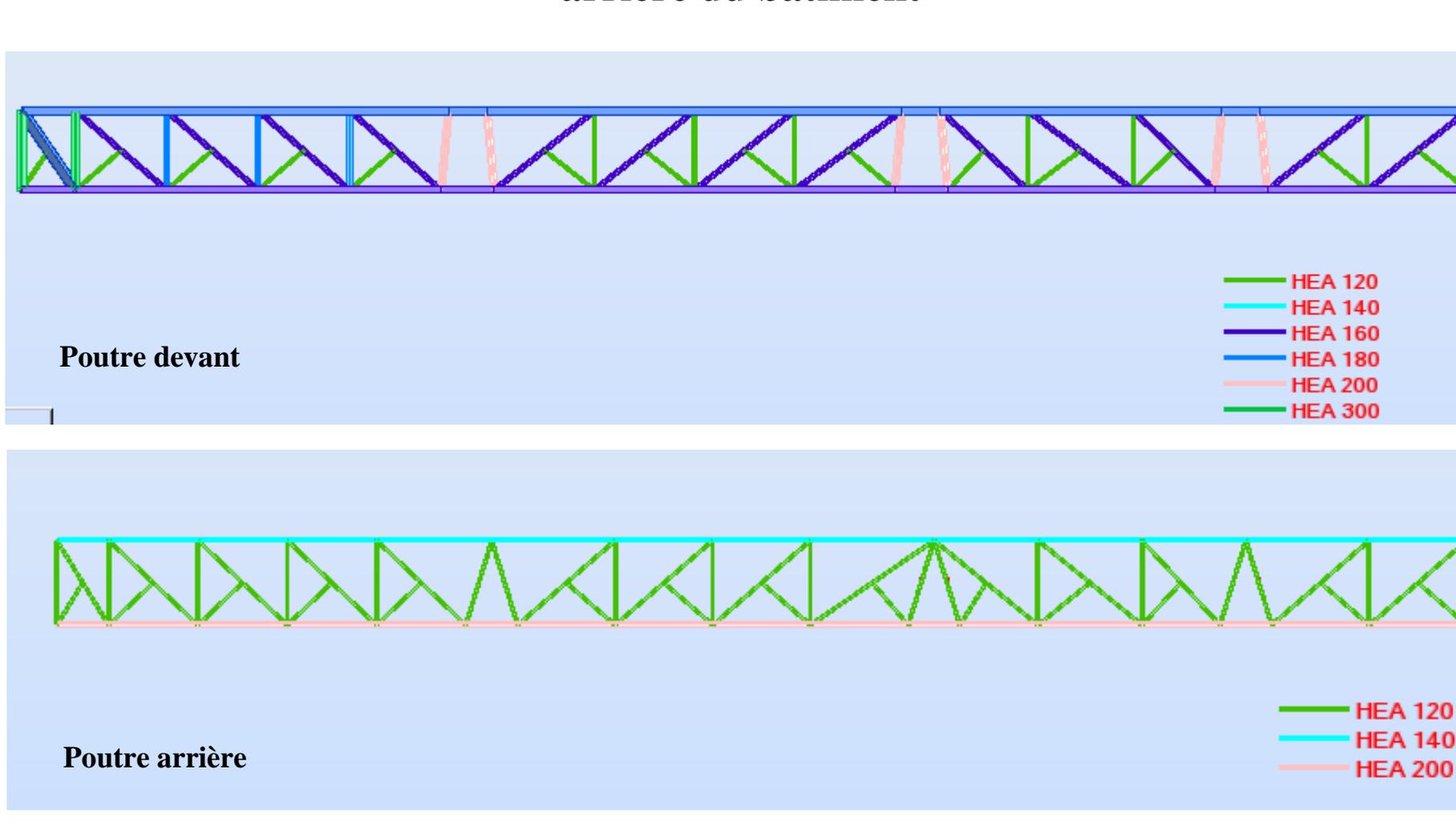


Poutre console 20m (de rive)





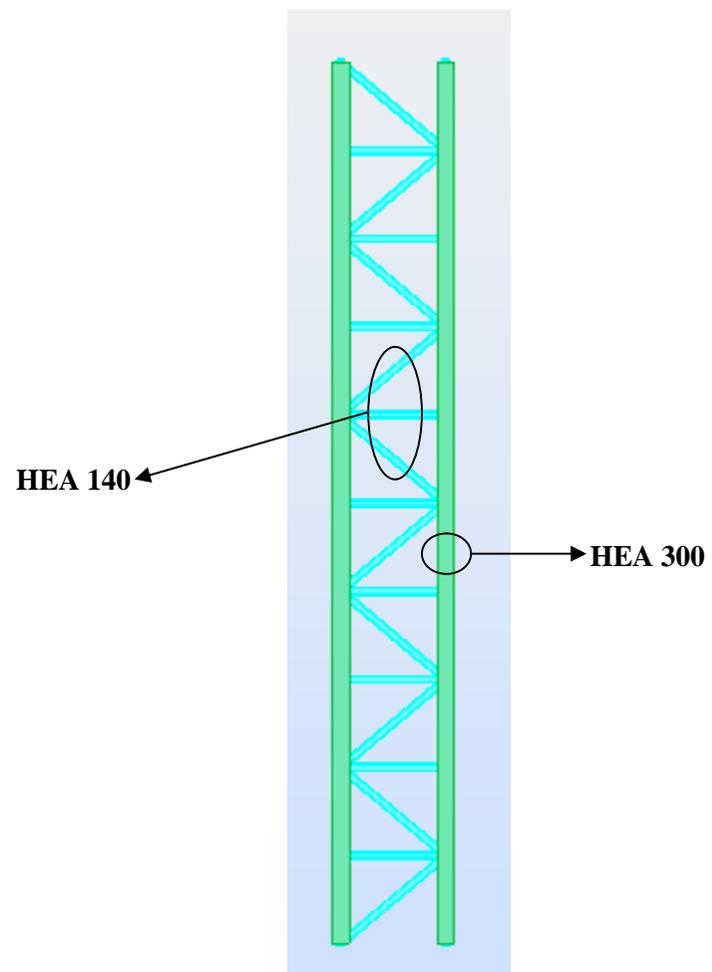
Grandes poutres devant et arrière du bâtiment



Axe de
symétrie des
poutres

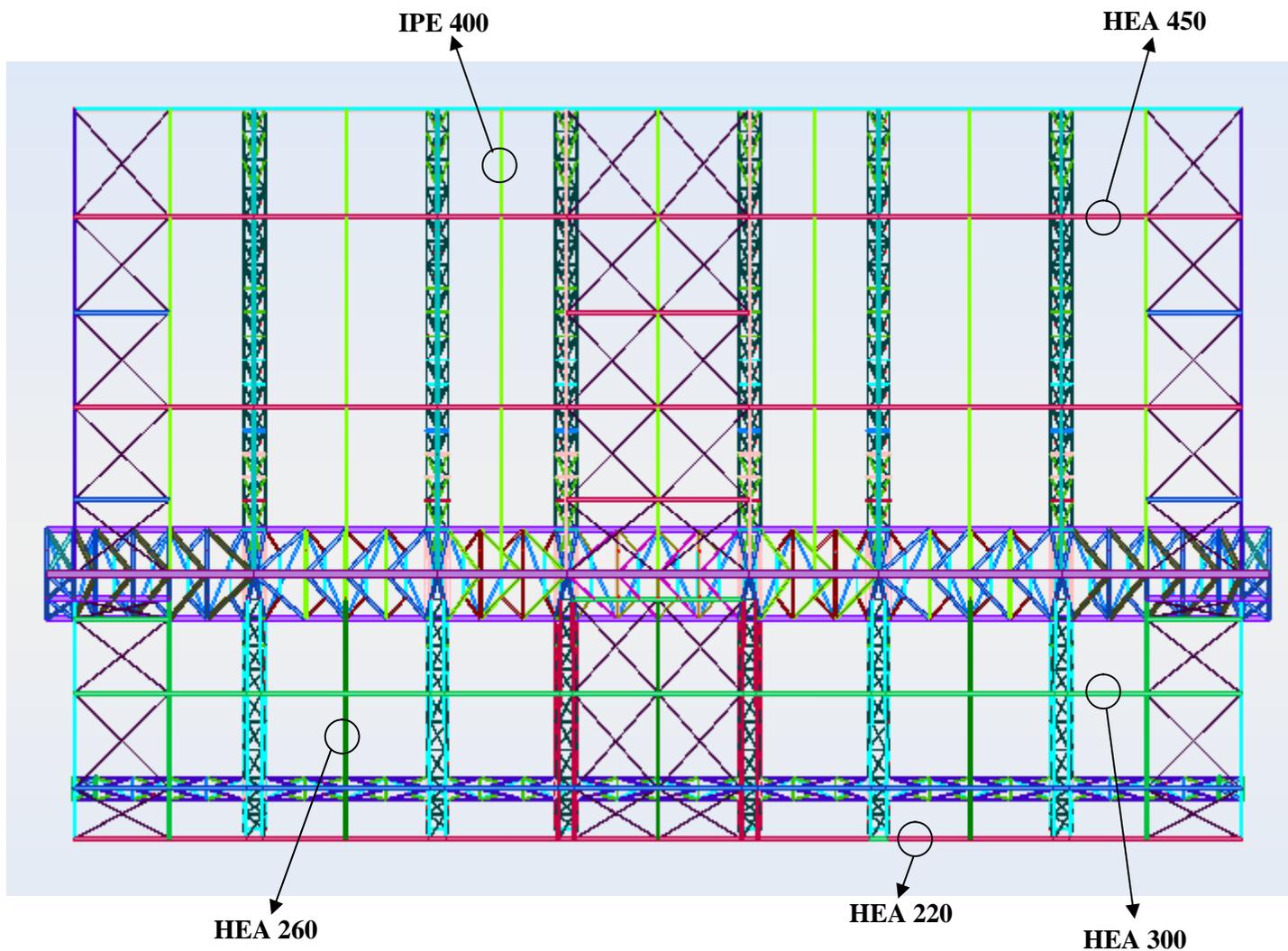


Tours en acier





Poutres simples





9 calcul des assemblages



9.1 Soudure des éléments treillis

9.1.1 Introduction

Dans cette partie on va étudier l'assemblage de la membrure supérieure de la poutre principale avec ses montants et ses diagonales.

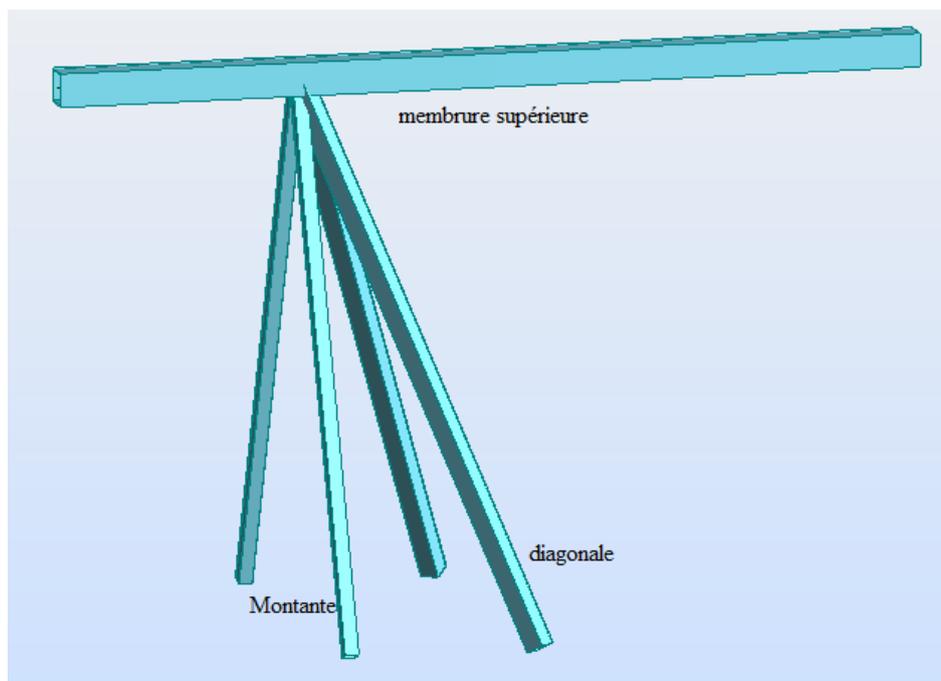
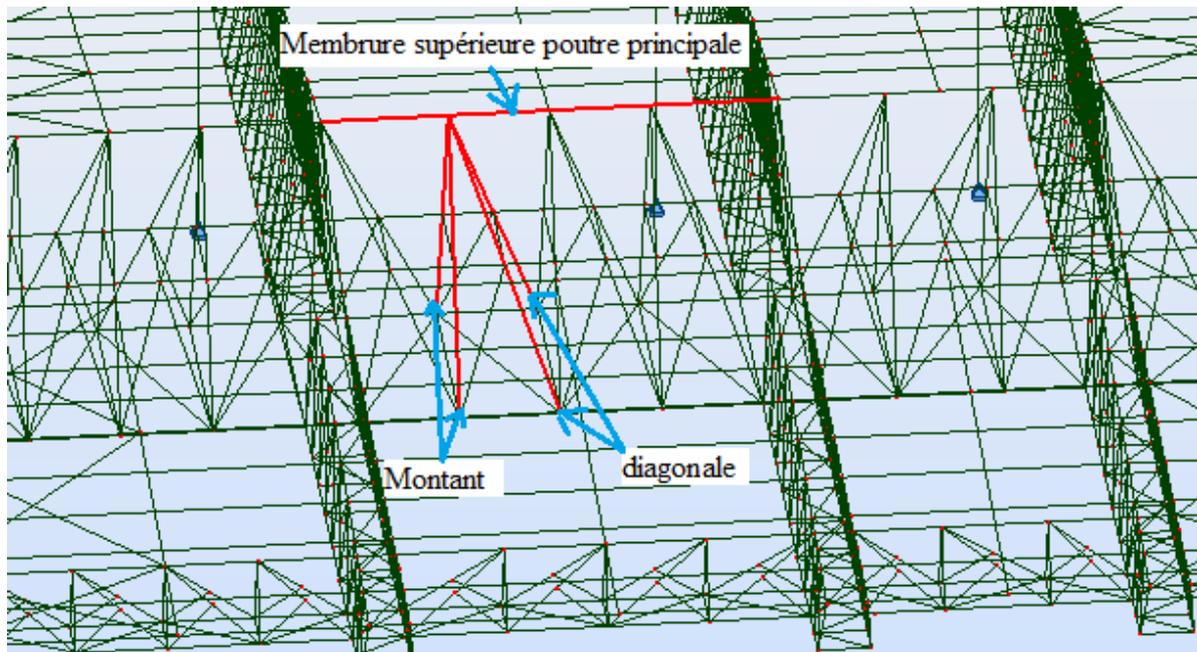


Figure 83: Membrure supérieure, montants et diagonales étudiées pour la poutre principale



Cet assemblage est assuré par soudure du montant et de la diagonale sur la membrure supérieure.

Les éléments des cet assemblages ont les sections suivantes :

Elément	Membrure supérieure	montant	Diagonale
Section	Car 60x3	Car 25x1,25	Car 35x1,75

Tableau 73: Sections des éléments étudiés pour illustrer l'assemblage à la soudure

Remarque : la nomenclature « car 60x3 » signifie un tube carré de 60 cm de côté et de 3 cm d'épaisseur

Dans ce qui suit on va effectuer les calculs d'un montant et d'une diagonale. Pour le montant et la diagonale symétriques, on met la même soudure.

9.1.2 Soudure du montant

Le montant est incliné de $\alpha = 22^\circ$ et il a un effort axial de $F = 200\,000\text{ kg}$.

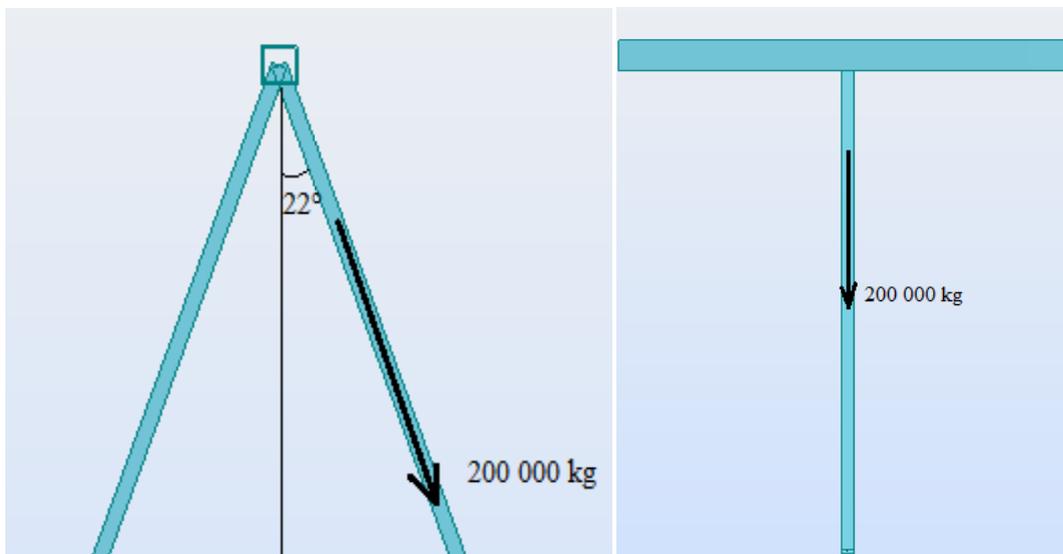


Figure 84: Effort axial dans le montant de la poutre principale

Ainsi la surface de soudure va avoir les dimensions suivantes :

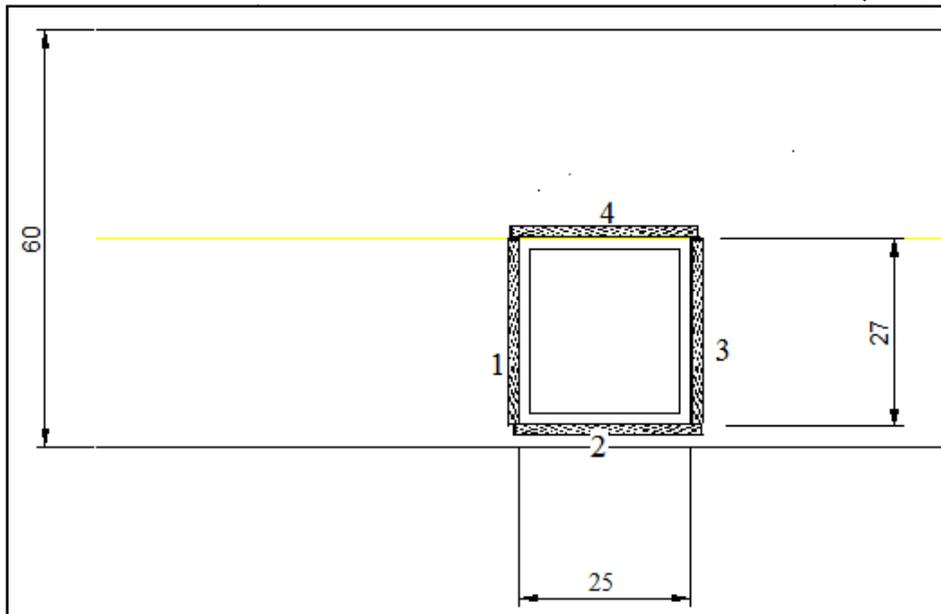


Figure 85: Dimensions de la surface de soudure

On suppose que:

- F est uniforme entre tous les cordons
- On choisit une épaisseur de soudure de 9 mm.

9.1.2.1 Vérification des cordons 1 et 3

Ces deux cordons vont être calculés comme des cordons obliques car l'effort F est incliné de $=22^\circ$ par rapport à eux.

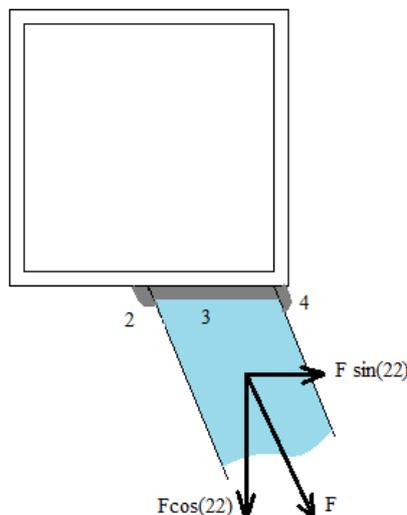


Figure 86: Projection de l'effort axiale sur les cordons



Nous avons donc :

$$\tau_{\perp} = F \times \frac{\sqrt{2}}{2} \times \cos(\alpha) \times \frac{1}{(al)} \quad (37)$$

Où a et l désignent les dimensions du cordons de soudure.

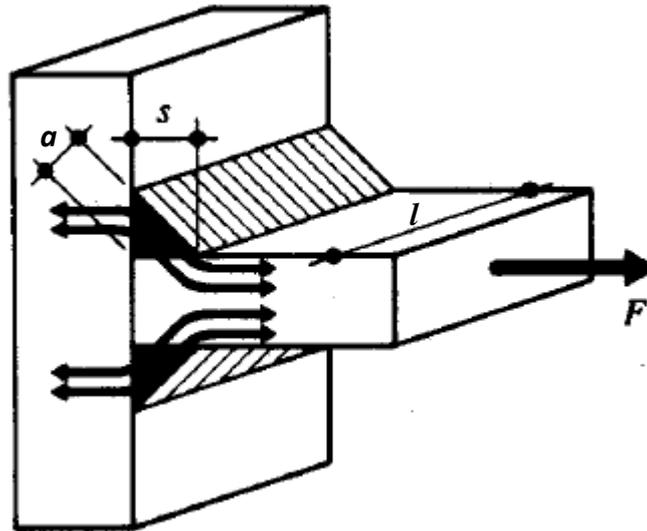


Figure 87: Notations des dimensions du cordon de soudure

Donc $\tau_{\perp} = 1400 \text{ kg/cm}^2$

Et :

$$\tau_{//} = F \times \sin(\alpha) \times \frac{1}{(al)} \quad (38)$$

Donc $\tau_{//} = 801 \text{ kg/cm}^2$

Avec $(al) = 0,9 \times (2 \times 25 + 2 \times 27)$

Il faut vérifier donc que :

$$k \cdot \sqrt{(\sigma^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2))} < e \quad (39)$$

$e = 2400 \text{ kg/cm}^2$ ($k=0,7$ pour acier E24)



On a $k_{\perp} \sqrt{(\sigma^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2))} = 2187 \text{ kg/cm}^2 < e$ donc vérifié.

9.1.2.2 Vérification des cordons 2 et 4

Ces cordons relient deux pièces obliques donc on a : $\beta \neq 0$ et

$$= F \times \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\alpha}{2}\right) \times \frac{1}{\Sigma(al)} = 1772 \text{ kg/cm}^2 \text{ et } \tau_{\perp} = F \times \sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\alpha}{2}\right) \times \frac{1}{\Sigma(al)} = 1195 \text{ kg/cm}^2$$

$$k_{\perp} \sqrt{(\sigma^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2))} = 1908 \text{ kg/cm}^2 < e \text{ donc vérifié.}$$

Remarque : on peut utiliser la formule enveloppe $k_{\perp} \sqrt{3} \times \frac{F}{\Sigma(al)} = 25690 \text{ kg/cm}^2$ mais il nous faut 10 mm d'épaisseur de soudure pour la vérifier.

9.1.3 Soudure de la diagonale

La diagonale a une inclinaison additionnelle de $\beta = 23^\circ$ dans le plan formé par le montant et la diagonale. Elle subit un effort normal $F = 149000 \text{ kg}$

On suppose que F est uniforme entre tous les cordons et on choisit une épaisseur de soudure de 4 mm.

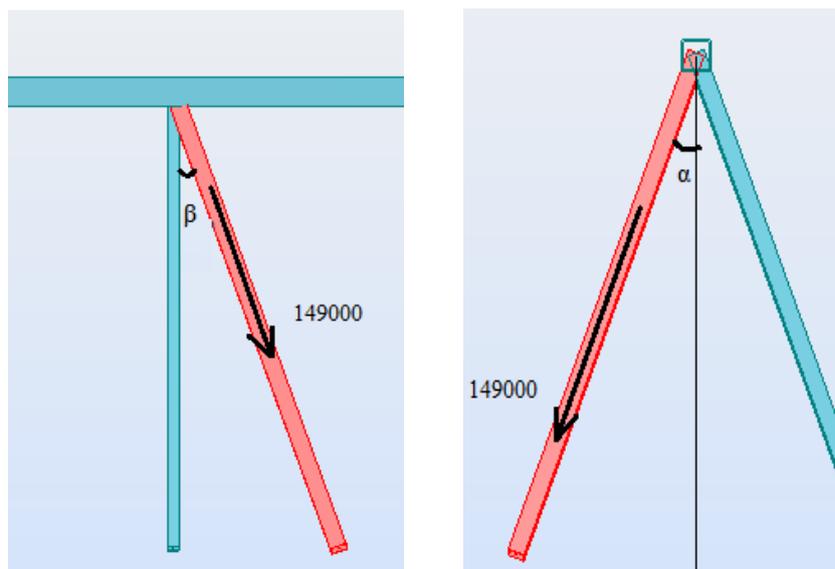


Figure 88: Effort axial dans la diagonale de la poutre principale



On aura donc deux soudures ; une soudure qu'on appelle S_a qui lie la diagonale au montant et l'autre soudure qu'on appelle S_b qui lie la diagonale à la membrure supérieure.

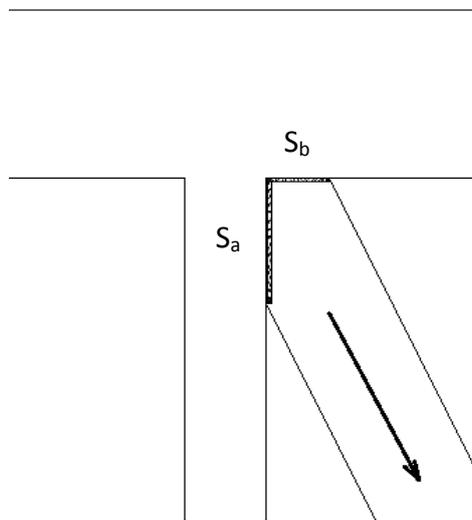


Figure 89: Soudures d'une diagonale de la poutre p

9.1.3.1 Soudure S_a

➤ Cordons 1 et 3

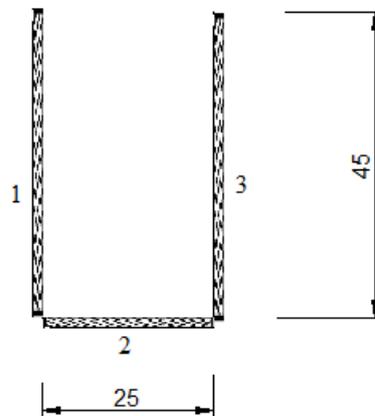


Figure 90: Dimensions des cordons pour la soudure de la diagonale (poutre principale)

Ces deux cordons subissent un effort oblique donc on a

$$\sigma_{\perp} = F \times \frac{\sqrt{2}}{2} \times \sin(\alpha) \times \frac{1}{(al)} = 545 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\parallel} = F \times \cos(\alpha) \times \frac{1}{(al)} = 1815 \text{ kg/cm}^2$$



Avec $(al) = 0,4 \times (2 \times 45 + 25 + 2 \times 18 + 38) = 75,6$

On a donc $k \cdot \sqrt{(\sigma^2 + 3(\sigma_{\perp}^2 + \sigma_{\parallel}^2))} = 2329 \text{ kg/cm}^2 < e$ donc vérifié.

➤ **Cordon 2**

Ce cordon relie deux pièces obliques donc on a :

$$= F \times \sin\left(\frac{\beta}{2}\right) \times \frac{1}{(al)} = 395 \text{ kg/cm}^2 \text{ et } \sigma_{\perp} = F \times \cos\left(\frac{\beta}{2}\right) \times \frac{1}{\Sigma(al)} = 1932,5 \text{ kg/cm}^2 \text{ et } \sigma_{\parallel} = 0$$

$k \cdot \sqrt{(\sigma^2 + 3(\sigma_{\perp}^2 + \sigma_{\parallel}^2))} = 2359 \text{ kg/cm}^2 < e$ donc vérifié.

9.1.3.2 Soudure Sb

Les cordons de cette soudure relient deux pièces obliques avec un effort incliné

➤ **Cordon 2**

Sous $F \times \cos(\alpha)$:

Cas de deux pièces obliques (angle d'inclinaison α)

$$= F \times \cos(\alpha) \times \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\beta}{2}\right) \times \frac{1}{(al)} = 1525 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\perp} = F \times \cos(\alpha) \times \sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\beta}{2}\right) \times \frac{1}{(al)} = 505 \text{ kg/cm}^2 \text{ et } \sigma_{\parallel} = 0$$

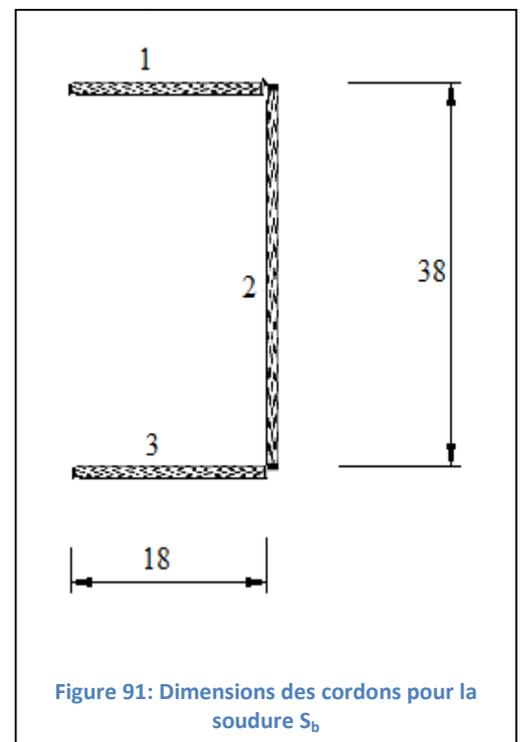
Sous $F \times \sin(\alpha)$:

Dans ce cas le cordon se comporte comme un cordon latéral

$$\sigma_{\perp} = 0 \text{ et } \sigma_{\parallel} = F \times \sin(\alpha) \times \frac{1}{(al)} = 740 \text{ kg/cm}^2$$

On a $k \cdot \sqrt{(\sigma^2 + 3(\sigma_{\perp}^2 + \sigma_{\parallel}^2))} = 1522 \text{ kg/cm}^2 < e$

Donc vérifié.





➤ Cordons 1 et 3

Sous $F \times \cos(\)$

Cas de deux pièces obliques (angle d'inclinaison $\)$

$$= F \times \cos(\) \times \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\alpha}{2}\right) \times \frac{1}{(al)} = 1505 \text{ kg/cm}^2$$

$$\perp = F \times \cos(\) \times \sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\alpha}{2}\right) \times \frac{1}{(al)} = 1015 \text{ kg/cm}^2 \text{ et } \parallel = 0$$

Sous $F \times \sin(\)$

Dans ce cas le cordon se comporte comme un cordon latéral

$$\perp = 0 \text{ et } \parallel = F \times \sin(\) \times \frac{1}{(al)} = 772,5 \text{ kg/cm}^2$$

On a donc $k_{\perp} \sqrt{(\sigma^2 + 3(\perp^2 + \parallel^2))} = 1871 \text{ kg/cm}^2 < e$ donc vérifié.

9.2 Assemblage par éclissage

Cet assemblage est utilisé pour lier les différentes barres qui forment la membrure supérieure de la poutre principale :

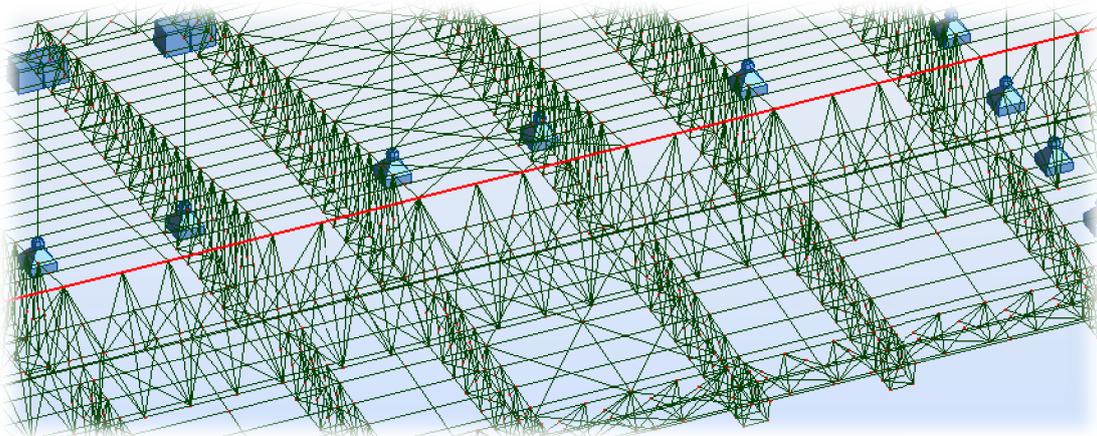


Figure 92: Membrure supérieure de la poutre principale



Cet assemblage est assuré par deux platines d'épaisseur 30 mm fixées par soudure sur les bouts des barres à joindre, et fixées l'une à l'autre par un système de boulonnage.

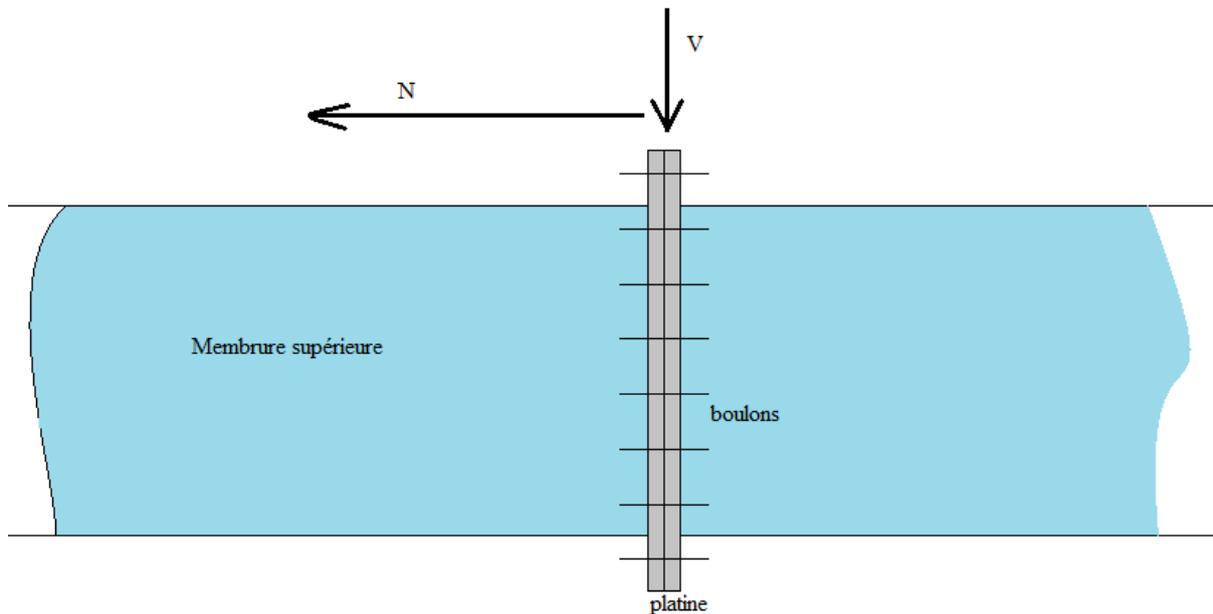


Figure 93: Schéma d'un éclissage

Cet assemblage subit un effort de traction $N = 614\,000$ kg et un effort de cisaillement $V = 3762$ kg

Donc les boulons de l'assemblage doivent être vérifiés à la traction et au cisaillement.

On va utiliser 24 boulons de diamètre = 33 mm de classe 8.8 .

➤ Vérification à l'effort de traction:

Effort de traction par boulon : $N_1 = N/24 = 25\,584$ kg

Il faut avoir :

$$1,25 \times \frac{N_1}{A_s} < \sigma_{red} = 55 \text{ kg/mm}^2 \quad (40)$$

Or nous, nous avons $1,25 \times \frac{N_1}{A_s} = 48,45 \text{ kg/mm}^2 < \sigma_{red} = 55 \text{ kg/mm}^2$ donc la condition est vérifiée.



➤ Vérification à l'effort de traction et cisaillement:

Effort de cisaillement par boulon $V_1 = V/24 = 157 \text{ kg}$

On doit vérifier que :

$$\frac{\sqrt{(N_1)^2 + 2,36(V_1)^2}}{A_s} < \sigma_{\text{red}} \quad (41)$$

Dans notre cas, nous avons $\frac{\sqrt{(N_1)^2 + 2,36(V_1)^2}}{A_s} = 38,76 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{red}} = 55 \text{ kg/mm}^2$

Donc les boulons sont vérifiés au cisaillement.

➤ Vérification de la pression diamétrale :

Il faut avoir :

$$V_1/d.e = 0,15 \text{ kg/mm}^2 < 3 e \quad (42)$$

Où e est l'épaisseur de la platine et d est le diamètre du boulon.

Nous avons $V_1/d.e = 0,15 \text{ kg/mm}^2 < 3 e$ vérifiée.

➤ Disposition : (les cotes sont en cm)

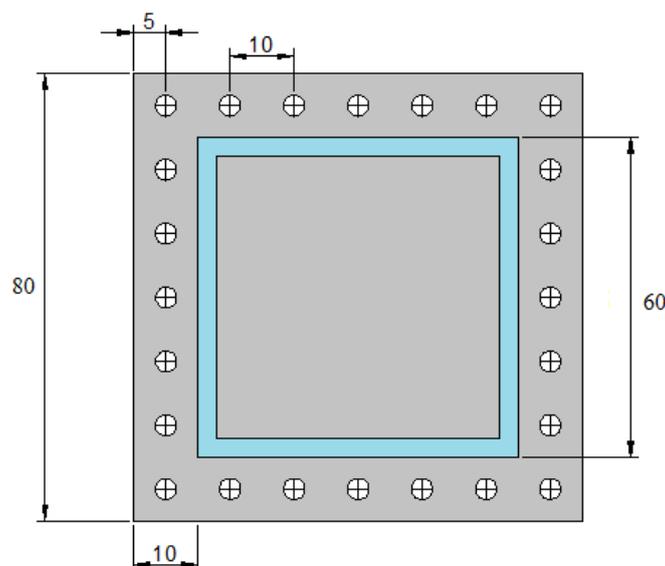


Figure 94: Disposition des boulons de l'éclissage



9.3 Assemblage de pied de poteau articulé

9.3.1 Introduction

La base du poteau a le rôle de transmettre au massif de fondation, les efforts développés dans le poteau. Elle est constituée d'une platine en acier soudée à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le pourtour de la section du profilé constituant le poteau.

On admet que les platines, soumises aux réactions des fondations, risquent de se plier suivant les lignes tangentes au contour du poteau (lignes 1-1 et 2-2). Les portions de tôles situées à l'extérieur de ces lignes sont alors à calculer comme des poutres en porte à faux, et il faut vérifier que la section de la tôle située au droit de la ligne de pliage est capable de résister au moment des réactions exercées par le massif de fondation entre cette section et le bord libre de la platine.

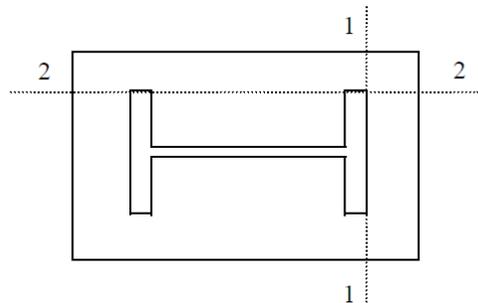


Figure 95: Ligne tangentes au contour du poteau

Le poteau étudié est celui qui fait partie du poteau treillis, il a une section HEA300 et il est articulé en pieds.

Les efforts appliqués à ce poteau sont :

- Un effort normal de compression $N = 104\ 000$ kg et un
- Un effort de cisaillement $T = 31\ 000$ kg



9.3.2 Surface de la platine

La surface de la platine est déterminée par la condition suivante

$$= \frac{N}{a \times b} < \overline{\sigma} = 80 \text{ kg/cm}^2$$

on prend $a=b= 60 \text{ cm}$ on aura donc $= 29 \text{ kg/cm}^2 < \overline{\sigma}$

9.3.3 Epaisseur de la platine

Les platines sont des plaques rectangulaires qu'on dispose entre les poteaux et les massifs en béton de leurs fondations, elles permettent de distribuer l'effort transmis par le poteau à la fondation. De ce fait, les dimensions en plan de la platine doivent être telles que la contrainte qu'elle transmet ne dépasse pas sa résistance.

L'effort à droite de la ligne 1-1 est : $F = u \times b$

Le moment correspondant a pour valeur : $M = F \times \frac{u}{2} = u \times b \times \frac{u^2}{2}$

Le moment résistant élastique de la platine est : $M_1 = \overline{\sigma} \times I$ avec $I = b \times t^3 / 6$ et $\overline{\sigma} = 24 \text{ kg/mm}^2$

Il faut donc avoir $M < M_1$ ce qui donne $t > u \times \sqrt{\frac{3 \times \overline{\sigma}}{\sigma_e}} = 29,5 \text{ mm}$ on prend donc une épaisseur de 30 mm.

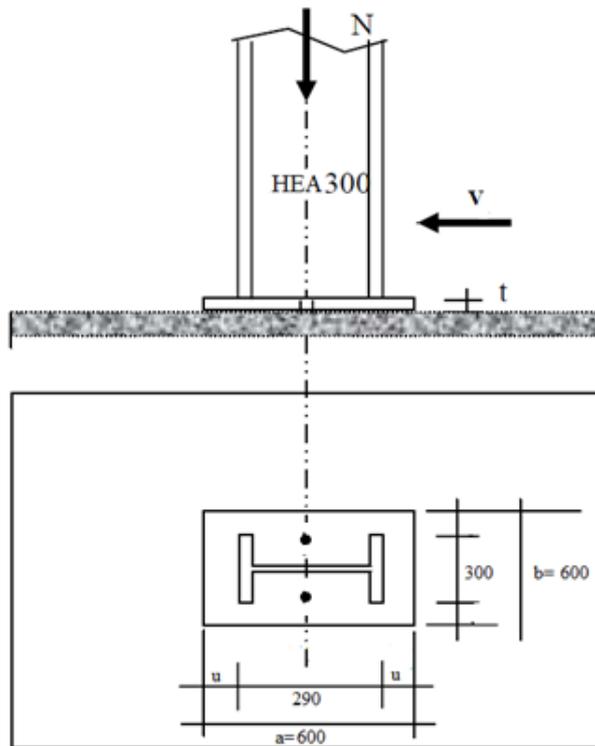


Figure 96: Platine pour élément de la tour en acier

9.3.4 Les tiges d'ancrage

On va opter pour deux goujons, un de chaque part pour assurer l'articulation (comme illustré dans la figure au dessous), les goujons seront dimensionnés juste au cisaillement puisque le poteau ne subit pas d'effort de soulèvement, donc il faut qu'ils vérifient :

$$1,54 \times \frac{T1}{As} < \text{red} \quad (43)$$

Avec T1 l'effort subit par chaque goujon : $T1 = T/2 = 15\,500 \text{ kg}$

On choisit des boulons de diamètre 30 mm et de classe 8.8 on a donc

$$1,54 \times \frac{T1}{As} = 42,54 < \text{red} = 55 \text{ kg/mm}^2$$



9.4 Assemblage de pied de poteau encastré

9.4.1 Introduction

Ce type d'assemblage est utilisé dans notre projet pour assurer l'appui de la poutre principale sur les deux poteaux en béton armé qui sont sous forme de Y.

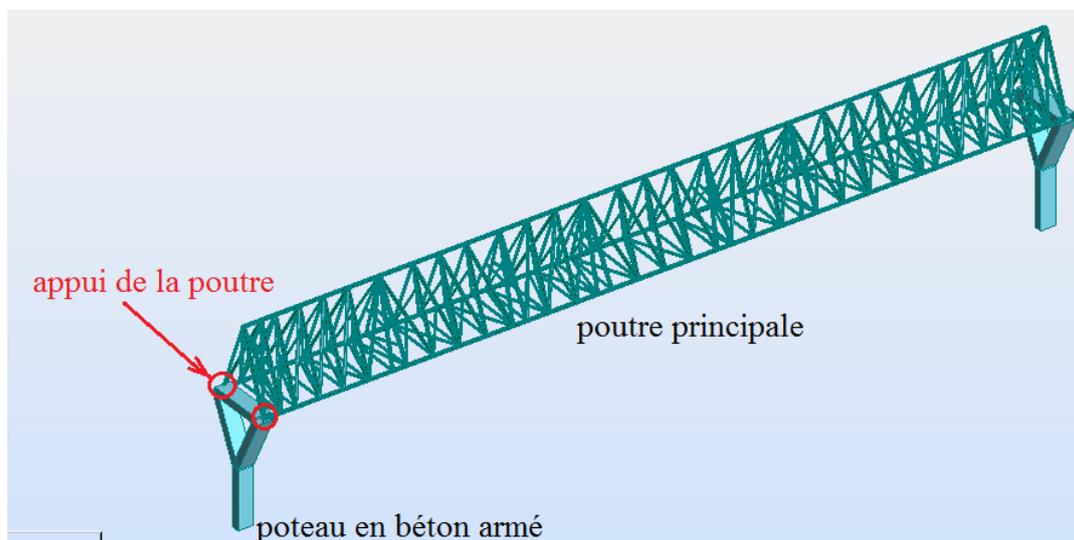


Figure 97: Appuis poutre principale sur poteaux en béton

Cet appui est sollicité par les efforts suivants :

- Un effort normale de compression : $N= 484\ 000\ \text{kg}$
- Un effort tranchant : $V= 506\ 000\ \text{kg}$
- Un moment de flexion : $M= 209\ 000\ \text{kg.m}$

Hypothèses de calcul :

- On utilisera 26 goujons de diamètre $\phi=30\ \text{mm}$ et de classe 8.8
- Contrainte de compression admissible de béton : $\bar{\sigma}_b= 80\ \text{kg/cm}^2$
- On admet que les platines, soumises aux réactions des fondations, risquent de se plier suivant les lignes tangentes au contour des poteaux, telles que la ligne 1-1, 2-2 et 3-3 de la figure suivante :

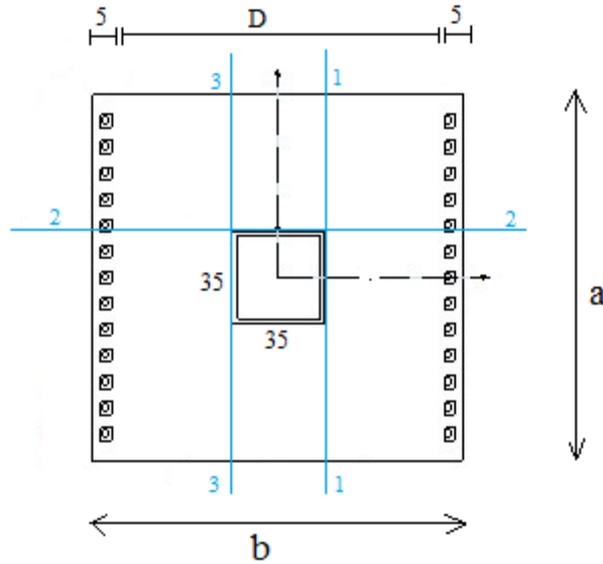


Figure 98: Vue en plan de l'assemblage poutre principale/Poteau en Y

9.4.2 Surface de la platine

La surface de la platine est déterminée par la vérification de la contrainte du béton sous la platine, on prend $a=b=140$ cm.

Le moment M est équivalent à l'effort N excentré de $e=M/N=43$ cm $> D/6 = 130/6=21,6$ cm donc le centre de poussée se trouve hors du tiers central de la section, et la platine est soulevée à gauche (les boulons de gauche sont sollicités en traction).

On a ainsi les dimensions suivantes :

A(mm ²)	l(cm)	h(cm)	b(cm)
7293	108	135	140

Tableau 74: Dimensions de la platine de l'assemblage poutre principale/Poteau en Y

A = section des boulons en traction et $l = D/2 + e$

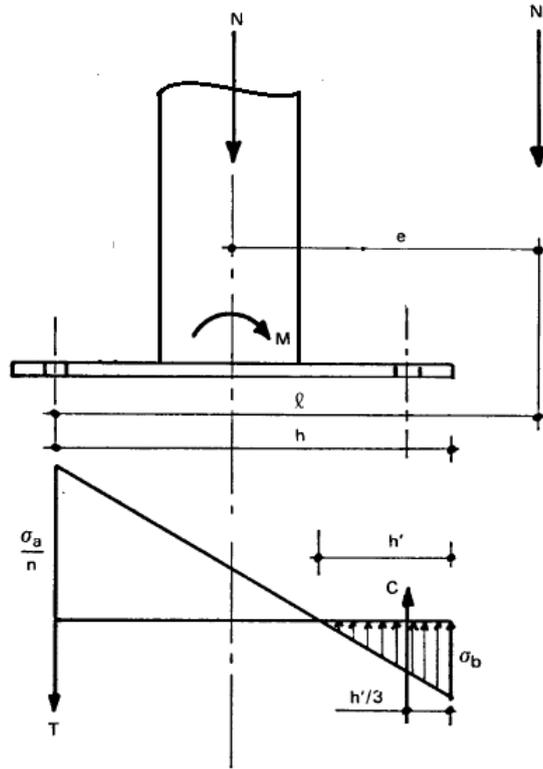


Figure 99: Efforts sur la platine de l'assemblage poutre principale/Poteau en Y

h' la longueur de la partie comprimée est la solution de l'équation en 3^{ème} degré suivante

$$h'^3 + 3 \times (l-h) \times h'^2 + 90 \times A \times \frac{1}{b} \times h - 90 \times A \times \frac{1}{b} = 0 \quad (44)$$

On trouve h'=99,31 cm

➤ Vérification de la contrainte de compression du béton:

$$b = \frac{2 \times N \times l}{b \times h \times (h' - \frac{h'}{6})} = 73,79 \text{ kg/cm}^2 < \bar{b} \text{ donc vérifié}$$

9.4.3 Vérification des goujons

Les goujons sont soumis à un effort de cisaillement de V=506 000 kg, qui donne un effort de cisaillement par goujon V1=V/26=19 462 kg.

En plus les goujons de gauche subit un effort de soulèvement de $T = \frac{N(l-h+\frac{h'}{3})}{(h-h'/3)} = 28\,990,2\text{kg}$
 ce qui donne un effort de soulèvement par goujon T1= T/13= 2230 kg



Donc pour les goujons de gauche on a les vérifications suivantes :

$$1,25 \times \frac{T1}{As} = 4,96 \text{ kg/mm}^2 < \text{red} = 55 \text{ kg/mm}^2 \text{ vérifié, (avec } As = 561 \text{ mm}^2)$$

$$\frac{\sqrt{(T1)^2 + 2,36(V1)^2}}{As} = 53,43 \text{ kg/cm}^2 < \text{red} = 55 \text{ kg/mm}^2 \text{ vérifié}$$

Il faut aussi vérifier l'adhérence des tiges en s'assurant que $T1 < Na$ avec

$$Na = 0,1 \left(1 + \frac{7 \times gc}{1000}\right) \times \left(\frac{\psi}{\left(1 + \frac{\phi}{d1}\right)^2}\right) \times (\lambda1 + 6,4r + 3,5\lambda2) = 11\,435 \text{ kg} > T1 \text{ donc vérifié}$$

Pour les tiges de droite la seule vérification requise est $1,54 V1/As = 53,9 \text{ kg/mm}^2 < \text{red}$

Ainsi on aura 26 tiges 13 sur chaque coté avec un espacement de 10 cm.

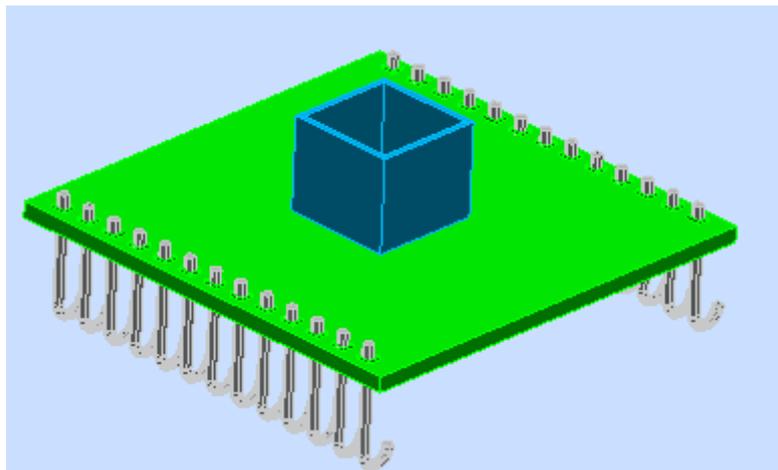


Figure 100: Goujons

9.4.4 Epaisseur de la platine

Les platines, soumises aux réactions des fondations, risquent de se plier suivant les lignes (11, 22,33). Les portions de tôles situées à l'extérieur de ces lignes sont alors à calculer comme des poutres en porte-à-faux, et il faut vérifier que la section de tôle située au droit de la ligne de pliage est capable de résister au moment des réactions exercées par le massif de fondation entre cette section et le bord libre de la platine.

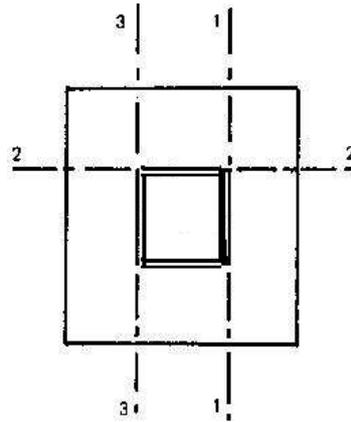


Figure 101: Lignes de pliage de la platine

Nous allons déterminer l'épaisseur de la platine en fonction de la contrainte de flexion calculée au droit de chaque ligne de pliage.

➤ **Ligne 1-1**

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal des contraintes situé à droite de la section.

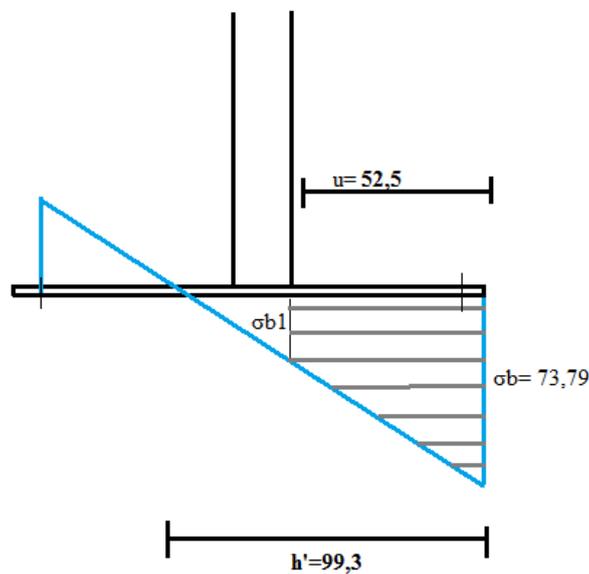


Figure 102: Diagramme des contraintes dans la platine

Le moment au droit de la ligne 1-1 dans la platine d'épaisseur t et $M=M_1-M_2$ avec :

$$M_1 = b \times u^2 \times b / 2 = 141\,384 \text{ kg.m}$$

$$M_2 = b_1 \times u^2 \times b / 6 = 22\,187,8 \text{ kg.m avec } b_1 = 34,5 \text{ kg/cm}^2$$



Ce qui donne $M=119\ 196\ \text{kg.m}$, il faut donc avoir $\sigma = Mv/I < 24\ \text{kg/mm}^2$

La platine doit avoir une épaisseur $t > 14,6\ \text{cm}$

➤ **Ligne 2-2**

Avec le même raisonnement on a $M=73,28 \times 140 \times 52,5^2/2=141\ 384,6\ \text{kg.m}$ il faut donc une épaisseur de $t > 15,8\ \text{cm}$

➤ **Ligne 3-3**

L'effort de traction dans les boulons $T= a \times A=28\ 990\ \text{kg}$ induit un moment vaut $M=T \times 0,475=13\ 770\ \text{kg.m}$ ce qui $t > 2\ \text{cm}$

➤ **Conclusion sur l'épaisseur**

Il vient donc que l'épaisseur de la platine doit être supérieur à 15,8 cm ce qui est très excessif, on choisit alors d'opter pour une platine moins épaisse (épaisseur = 5cm) et utiliser des raidisseurs pour résister à la flexion :

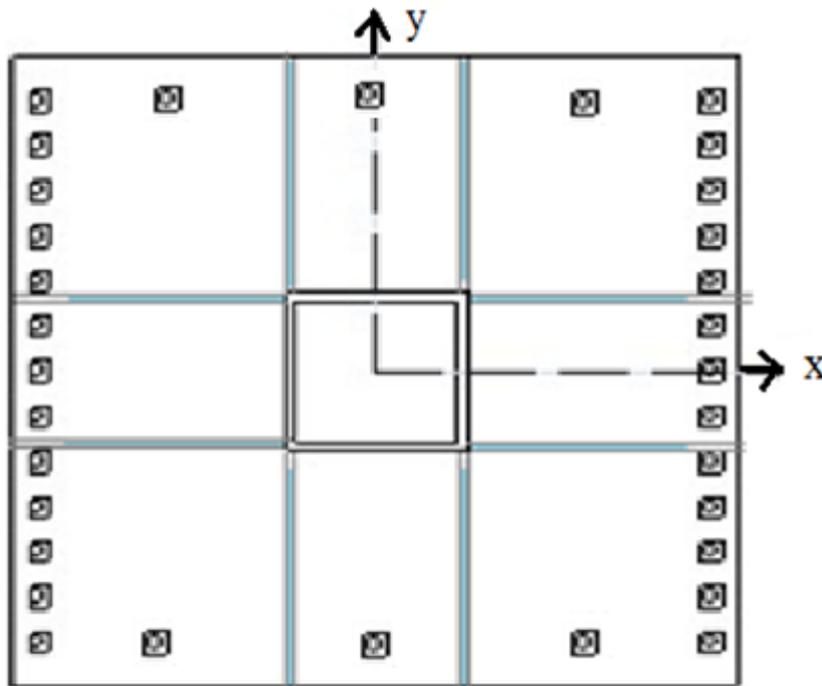


Figure 103: Platine avec raidisseurs



Remarque : Les six boulons ajoutés dans le sens x sont mis pour des raisons de sécurité afin de reprendre un éventuel moment autour de l'axe x.

9.4.5 Calcul de l'épaisseur de la platine avec raidisseurs

Pour vérifier la platine renforcée par les raidisseurs on se réfère à l'article 4,03 de la norme CM66. Cet article dicte que :

$$F < 375 \times e \times \frac{t}{c} \times \frac{\delta}{\delta + t} \quad (45)$$

Où :

F : l'effort pondéré (en kg) agissant sur chaque organe d'attache (boulon)

e : l'épaisseur (en mm) de la platine

c : la distance (en mm) de l'axe de l'organe d'attache à la naissance du congé de l'aile

t : la distance (en mm) de l'axe de l'organe d'attache la plus proche de l'âme ;

l'ecartement en mm des organes d'attache.

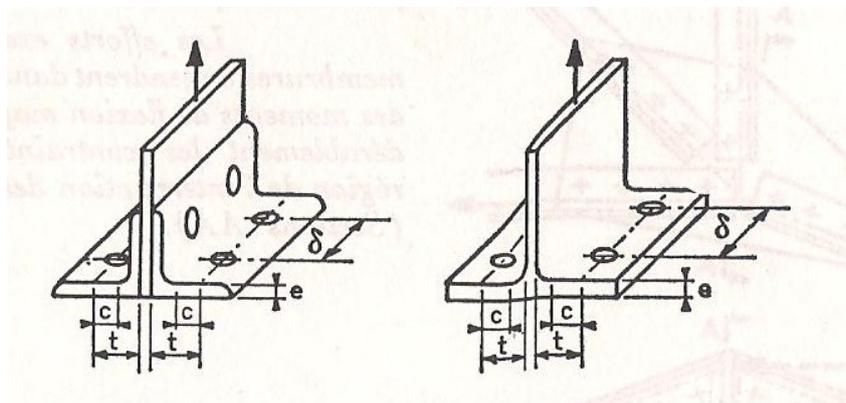


Figure 104: Raidisseurs et boulons

On prend comme épaisseur de platine $e=3$ cm on a donc l'effort admissible par boulon :

$$\text{Pour les raidisseurs parallèles à l'axe x : } F = 375 \times 30 \times \frac{50}{30} \times \frac{250}{50+250} = 15\,650 \text{ kg}$$

$$\text{Pour les raidisseurs parallèles à l'axe y : } F = 375 \times 30 \times \frac{250}{220} \times \frac{100}{100+250} = 3652,59 \text{ kg}$$



On remarque que T_1 (effort de traction par boulon) $< F$ dans les deux cas

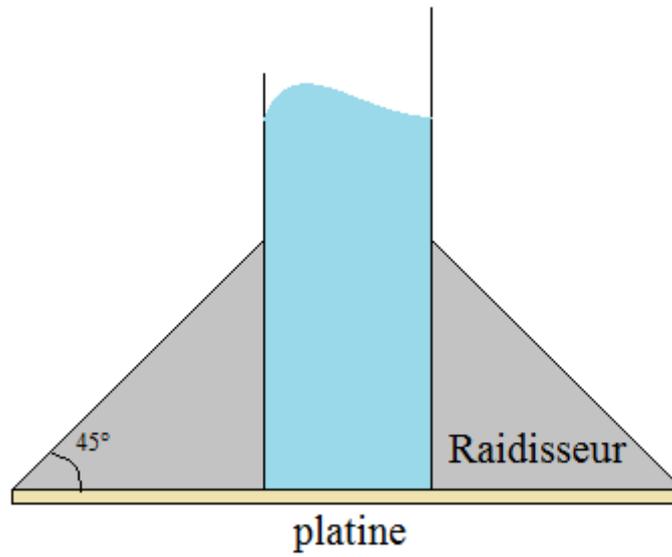


Figure 105: Vue latérale du raidisseur



10 calcul des fondations



10.1 semelle sous poteau en béton armé

Les semelles subissent des efforts horizontaux, normaux et des moments d'encastrement. Dans cette partie nous allons déterminer les dimensions des semelles ainsi que leurs ferrailages afin qu'elles résistent aux sollicitations ainsi qu'au renversement et soulèvement.

Les sollicitations les plus défavorables dans cette semelle sont :

ELU			ELS		
N(kg)	V(kg)	M(kg.m)	N(kg)	V(kg)	M(kg.m)
147401	20651	133713	107000	14400	92920

Tableau 75: Sollicitation dans les semelles sous poteau en béton

Et on a les données suivantes en MPa :

sol	béton	fe acier
0,2	25	500

Tableau 76: Données en contraintes

10.1.1 Dimensions de la semelle

Les dimensions A et B doivent être de telle façon à ce que la contrainte sous la semelle ne dépasse pas la contrainte du sol.

On prend les dimensions suivantes (en m) :

A	B	a	b	h1	h2
3,6	3,6	1	0,8	0,5	0,7

Tableau 77: Dimensions de la semelle sous poteau en béton

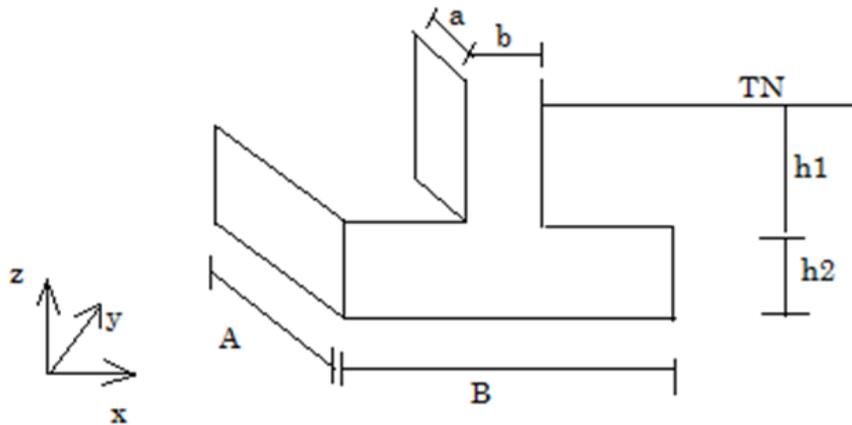


Figure 106: Dimensions de la semelle sous poteau en béton

Soit N_t et M_t l'effort normal totale et le moment total subit par la semelle, on a :

$$N_t = N + N_{\text{terre}} + N_{\text{semelle}} = N + A * B * (2,5 * h_2 + 1,8 * h_1) = 141992 \text{ kg}$$

$$M_t = M + V * (h_1 + h_2) = 110186 \text{ kg.m}$$

➤ **Excentrement :**

On a $e = M_t / N_t = 0,776 \text{ m}$ et $A/6 = 0,6 \text{ m}$ donc $e > A/6$ donc le diagramme de contrainte est triangulaire.

➤ **Condition au non renversement**

Soit x la longueur de la partie comprimée, on a $x = 3 * \left(\frac{A}{2} - e \right) = 3,072 \text{ m}$ et $\frac{A}{2} = 1,8 \text{ m}$ et on est dans le cas de l'encastrement donc on doit avoir $x > \frac{A}{2}$ ce qui est le cas, donc on n'a pas de risque de renversement.

➤ **Condition de la résistance de sol**

Dans le cas du diagramme de contrainte triangulaire on a :

$$M = \frac{2 * N_t}{3 * \left(\frac{A}{2} - e \right) * B} \quad (46)$$

Ce qui donne $M = 25678 \text{ kg/m}^2 < 1,33 \text{ sol} = 26667 \text{ kg/m}^2$ donc cette condition est vérifiée.



➤ **Vérification au glissement**

Pour qu'il n'y ait pas de glissement il faut avoir :

$$V < \frac{Nt \times \tan\varphi}{1,5} \quad \text{Avec : } \tan\varphi = 0.8 \quad (47)$$

On trouve $V = 14400 \text{ kg} < \frac{Nt \times \tan\varphi}{1,5} = 75730 \text{ kg}$

➤ **Vérification au poinçonnement**

On a l'effort de poinçonnement est $N_p = N \left(1 - \frac{(a+h_2) \times (b+h_2)}{A \times B}\right) = 118\,099 \text{ kg}$

Et il faut que $N_p < 0,045 \times 2 \times (a+b+2 \times h_2) \times h_2 \times f_{c28} = 504\,000 \text{ kg}$ ce qui est vérifié.

10.1.2 Calcul des armatures

➤ **Dans la direction x :**

Dans cette direction, on a juste un effort normal et un effort de cisaillement donc on va utiliser la méthode des bielles :

$$A_{sx} = \frac{Nt \times (B-b)}{8 \times dx \times \sigma_s} = 29,19 \text{ cm}^2 \quad (48)$$

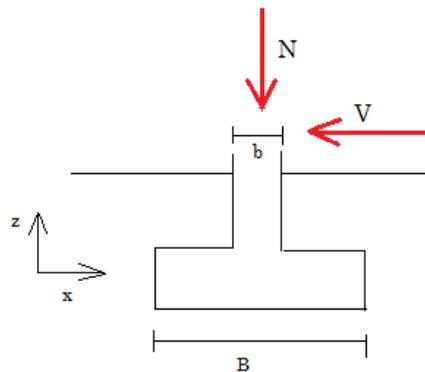


Figure 107: Efforts dans la fondation sous poteau en béton (plan XZ)

On prend alors $15 \times 16 = 30,15 \text{ cm}^2$ avec $e = 24 \text{ cm}$



➤ Dans la direction y :

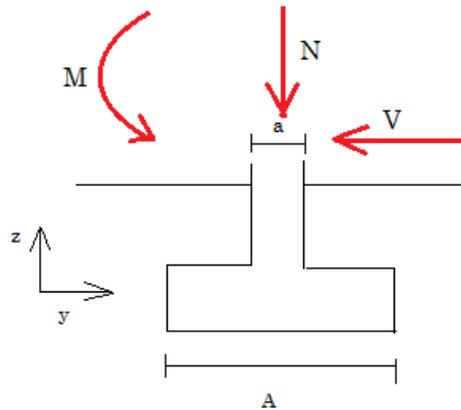


Figure 108: Efforts dans la fondation sous poteau en béton (plan YZ)

Dans cette direction on a en plus de l'effort normal et de cisaillement un moment, donc on va utiliser la méthode des poutres et considérer l'aile de la semelle comme une poutre console :

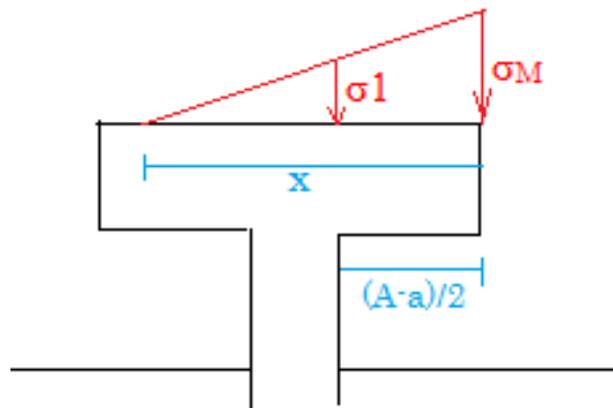


Figure 109: Méthode des poutres

On a :

$$M = \frac{2 \times Nt}{3 \times \left(\frac{A}{2} - e\right) \times B} \quad \text{et} \quad \mathbf{1} = M \times \frac{\left(x - \frac{(A-a)}{2}\right)}{x} \quad (49)$$

Avec x la longueur de la partie comprimée et $\mathbf{1}$ la contrainte au nu du poteau.



Donc on a $l = 21270 \text{ kg/m}^2$

Le moment dans l'aile de la semelle est $M_1 = \left(\frac{\sigma_1 + 2 \times \sigma_M}{6}\right) \times B \times \left(\frac{A-a}{2}\right)^2 = 95855,4 \text{ kg/m}^2$

Ainsi la section d'acier sera $A_{sy} = \frac{M_1}{0,9 \times d_y \times \sigma_s} = 44,37 \text{ cm}^2$

On prend alors $23 \times 16 = 46,23 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 15 cm.

10.2 Semelle sous poteau en treillis métallique

Notre poteau en treillis est composé de quatre poteaux métalliques qui forment un rectangle de 2m de côté.

Les quatre poteaux sont articulés en pieds donc il n'y a qu'un effort normal et un autre de cisaillement dans chaque poteau.

Vu l'importance des charges subies par ces poteaux, les fondations qui en résultent ont des dimensions qui dépassent la distance entre les poteaux.

La solution idéale dans ce cas est d'opter pour une seule fondation pour les quatre poteaux.

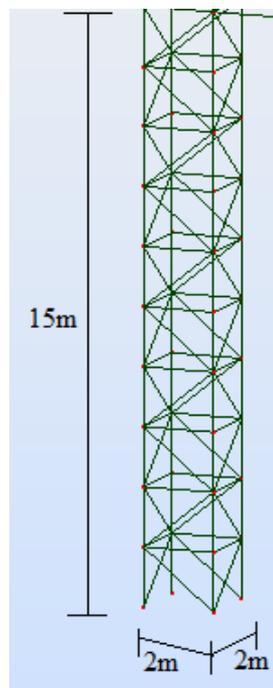


Figure 110: Poteau en treillis



10.2.1 Calcul des efforts

On a les efforts suivants dans les pieds des poteaux en kg:

cas	Poteau N°	1	2	3	4
ELU	Fz	-104000	27000	-84000	56000
	Fx	-31000	700	-31000	500
	Fy	500	60	3000	7600
ELS	Fz	-73000	24000	-63000	33500
	Fx	-23000	500	-23000	400
	Fy	300	-75	1400	1000

Tableau 78: Efforts au pied des éléments de la tour en treillis

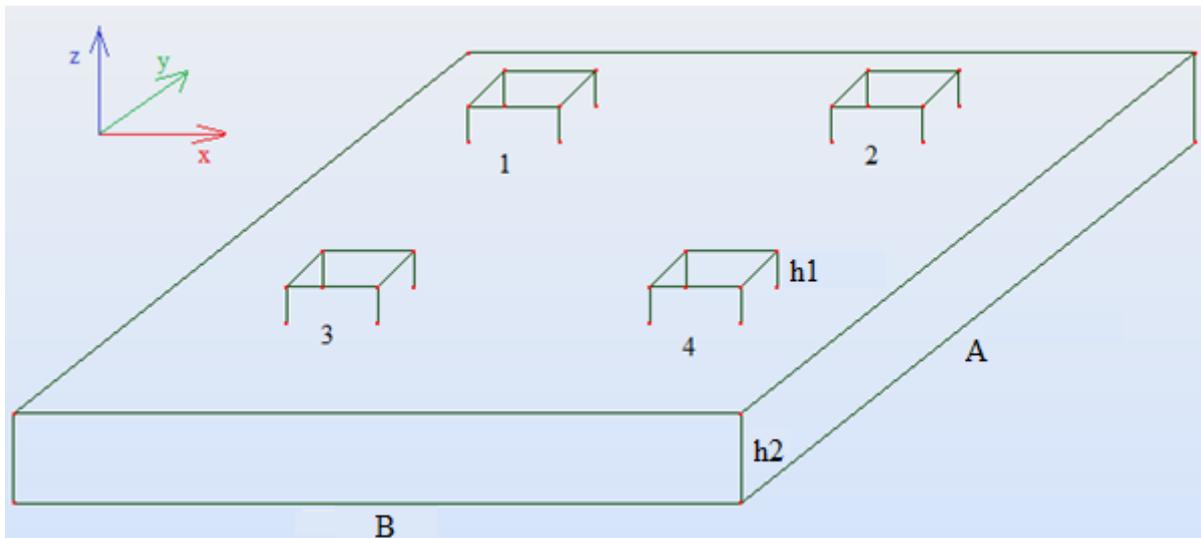


Figure 111: Fondation sous tour métallique

L'effort équivalent au centre de la fondation a les composantes suivantes (en kg) :

Cas	Fz	Fx	Fy	Mx	My
ELU	-105000	-60800	11160	-49000	-271000
ELS	-78500	-45100	2650	-19500	-193500

Tableau 79: Effort équivalent au centre de la fondation de la tour métallique



10.2.2 Dimensions de la semelle

On prend les dimensions suivantes (en m) :

A	B	h1	h2
4	5,6	1,5	1

Tableau 80: Dimension de la semelle sous tour métallique

10.2.3 Vérification de la semelle dans la direction x

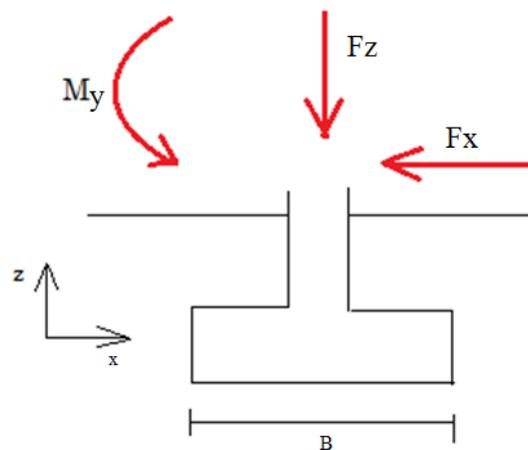


Figure 112: Efforts sur la semelle sous tour métallique (direction X)

Effort normal totale : $F_{zt} = 197\,083\text{ kg}$

Moment totale : $M_{yt} = 306\,250\text{ kg}$

➤ **Excentrement :**

On a $e = M_{yt}/F_{zt} = 1,554\text{ m}$ et $B/6 = 0,93\text{ m}$ donc $e > B/6$ donc le diagramme de contrainte est triangulaire.

➤ **Condition au non renversement :**

Soit x la longueur de la partie comprimée, on a $x = 3 \times \left(\frac{B}{2} - e\right) = 3,798 > \frac{B}{2} = 2,81\text{ m}$ donc on n'a pas de risque de renversement.



➤ Condition de la résistance de sol :

On a $M = \frac{2 \times Fz \times t}{3 \times (\frac{B}{2} - e) \times A} = 26\,356 \text{ kg/m}^2 < 1,33 \text{ sol} = 26667 \text{ kg/m}^2$ donc vérifiée.

➤ Vérification au glissement

Pour qu'il n'y ait pas de glissement il faut avoir : $F_x < \frac{Fz \times \tan \varphi}{1,5}$ Avec : $\tan \varphi = 0,8$

On trouve $F_x = 45\,100 \text{ kg} < \frac{Fy \times \tan \varphi}{1,5} = 105\,110 \text{ kg}$

➤ Vérification au poinçonnement :

On a l'effort de poinçonnement est $N_p = N \left(1 - \frac{(a+h_2) \times (b+h_2)}{A \times B}\right) = 118\,000 \text{ kg}$

Et il faut que $N_p < 0,045 \times 2 \times (a+b+2 \times h_2) \times h_2 \times f_{c28} = 1\,800\,000 \text{ kg}$ ce qui est vérifié.

10.2.4 Vérification de la semelle dans la direction y

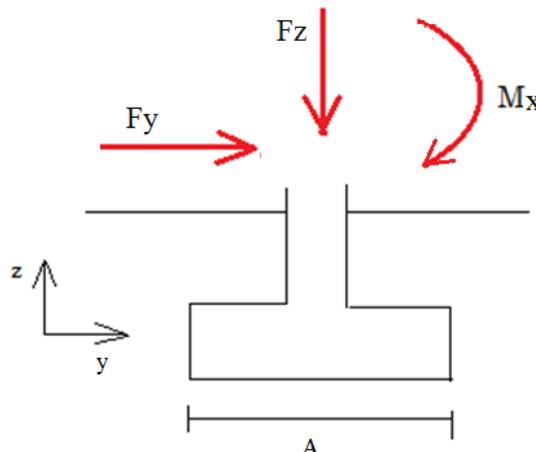


Figure 113: Efforts sur la semelle sous tour métallique (direction Y)

Effort normal totale : $F_{zt} = 197\,083 \text{ kg}$

Moment totale : $M_{xt} = 26\,200 \text{ kg}$



➤ **Excentrement :**

On a $e = M_{xt}/F_{zt} = 0,13\text{m}$ et $A/6 = 0,66\text{m}$ donc $e < A/6$ donc le diagramme de contrainte est trapézoïdale.

➤ **Condition de la résistance de sol :**

On a $\sigma_M = (1 + 3 \times \frac{e}{A}) \times \frac{F_{zt}}{A \times B} = 9\,656\text{ kg/m}^2 < 1,33 \times 26667\text{ kg/m}^2$ donc vérifiée.

➤ **Vérification au glissement :**

Pour qu'il n'y ait pas de glissement il faut avoir : $F_y < \frac{F_{zt} \times \tan \varphi}{1,5}$ Avec : $\tan \varphi = 0,8$

On trouve $F_y = 2650\text{ kg} < \frac{F_{zt} \times \tan \varphi}{1,5} = 105\,110\text{ kg}$

➤ **Vérification au poinçonnement :**

On a l'effort de poinçonnement est $N_p = N \left(1 - \frac{(a+h_2) \times (b+h_2)}{A \times B}\right) = 118\,000\text{ kg}$

Et il faut que $N_p < 0,045 \times 2 \times (a+b+2 \times h_2) \times h_2 \times f_{c28} = 1\,800\,000\text{ kg}$ ce qui est vérifié

10.2.5 Calcul des armatures

➤ **Dans la direction x**

On a contrainte au nu du poteau $\sigma_1 = \sigma_M \times \frac{(x - \frac{(B-b)}{2})}{x} = 14\,000\text{ kg/m}^2$

Avec x la longueur de la partie comprimée et σ_1 la contrainte au nu du poteau.

Le moment dans l'aile de la semelle est $M_1 = \left(\frac{1+2 \times \sigma_1}{6}\right) \times B \times \left(\frac{A-a}{2}\right)^2 = 207\,792\text{ kg.m}$

Ainsi la section d'acier sera $A_{sy} = \frac{M_1}{0,9 \times d_y \times \sigma_s} = 69,26\text{ cm}^2$

On prend alors $35 \times 16 = 70,35\text{ cm}^2$ avec un espacement de 16 cm.



➤ Dans la direction y

Dans cette direction l'effort de compression est à l'intérieur du noyau centrale donc on a :

$$A_{sy} = \frac{Nt \times (A - a)}{8 \times dx \times \sigma_s} = 17,1 \text{ cm}^2$$

Donc on va utiliser $16 \times 12 = 18,08 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 25 cm.



11 Conclusion

Le déficit principal dans ce projet était de trouver la solution aux grandes portées du hangar dans les deux sens.

Au terme de cette étude nous nous permettons de dire que, mis à part l'utilisation d'une structure en treillis qui est la meilleure solution pour de telles portées, le recours à des profilés reconstitués en tubes carrés est le moyen le plus efficace pour reprendre les efforts concentrés au niveau de la poutre principale. Premièrement parce que ce type de profilés nous fait gagner beaucoup en section et donc en effort normal repris. Et deuxièmement parce qu'il travaille de la même façon dans les deux directions et donc on n'a pas de mal à reprendre du moment de flexion dans un sens ou dans l'autre.

Pour les assemblages, au niveau des treillis, la soudure s'avère obligatoire vu l'encombrement des éléments au niveau d'un même nœud.

Finalement, Ce travail nous a permis de mettre au point et d'approfondir nos connaissances dans le domaine du calcul des structures en général, et particulièrement les structures métalliques, En effet, nous avons pu se familiariser avec les règles CM66 et approfondir nos connaissances en matière de modélisation des structures.



BIBLIOGRAPHIE

- « Règles de calcul des constructions en acier » (RÈGLES CM 66) édition Eyrolles
- « Guide de calcul des structures métalliques (CM66 additif 80 – Eurocode3», Jean MOREL, édition Eyrolles
- « Calcul des structures métalliques selon l’Eurocode 3 », Jean MOREL, édition Eyrolles.
- Traité de génie civil de l’école polytechnique fédérale de Lausanne, Volume 10 : « construction métallique », Manfred A.Hirt – Rolf Bez.
- « Calcul des éléments résistants d’une construction métallique », Lahlou Dahmani, Université Moulay Mammeri – Tizi Ouzou, Office des publications universitaires.
- Notes de cours de monsieur Abdelmajid NIAZI.



ANNEXE



Exemple de calcul de la membrure supérieur poutre treillis 40

NORME : CM66**TYPE D'ANALYSE :** Vérification des pièces**FAMILLE :****PIECE :** 17 membrure supérieure poutre treillis 40 m **POINT :** 3 **COORDONNEE :** $x = 0.36 L = 14.21$ m**CHARGEMENTS :***Cas de charge décisif :* 32 COMB16 (1+2)*1.33+(4+7)*1.42**MATERIAU :**ACIER E24 $f_y = 23.96$ kG/mm²**PARAMETRES DE LA SECTION :** HEA 240

ht=23.0 cm

bf=24.0 cm

ea=0.8 cm

es=1.2 cm

Ay=57.60 cm²Iy=7763.18 cm⁴Wely=675.06 cm³Az=17.25 cm²Iz=2768.81 cm⁴Welz=230.73 cm³Ax=76.84 cm²Ix=38.20 cm⁴**CONTRAINTES :**SigN = 70815.33/76.84 = 9.22 kG/mm²SigFy = 2065.67/675.06 = 3.06 kG/mm²SigFz = 1129.09/230.73 = 4.89 kG/mm²**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :****PARAMETRES DE FLAMBEMENT :**

en y :

Ly=2.50 m

Lfz=2.50 m

Lambda y=24.87

Muy=37.07

kly=1.01

kFy=1.04



en z :

Lz=2.50 m

Lfz=2.50 m

Lambda z=41.65

Muz=13.22

k1z=1.03

kFz=1.13

FORMULES DE VERIFICATION : $k1 * SigN + kFy * SigFy + kFz * SigFz = 1.03 * 9.22 + 1.04 * 3.06 + 1.13 * 4.89 = 18.17 < 23.96$ kG/mm² (3.731) $1.54 * Tau_y = |1.54 * -0.07| = |-0.11| < 23.96$ kG/mm² (1.313) $1.54 * Tau_z = 1.54 * 0.52 = 0.80 < 23.96$ kG/mm² (1.313)**DEPLACEMENTS LIMITES***Flèches*

uy = 1.1 cm < uy max = L/200.00 = 19.8 cm

Vérifié

Cas de charge décisif : 57 COMB41 (1+2+7)*1.00

uz = 3.7 cm < uz max = L/200.00 = 19.8 cm

Vérifié

Cas de charge décisif : 54 COMB38 (1+2+4)*1.00*Déplacements Non analysé***Profil correct !!!**



Exemple de calcul de la membrure inférieure poutre 40

NORME : **CM66**

TYPE D'ANALYSE : **Vérification des pièces**

FAMILLE :

PIECE : **3814 membrure inférieure poutre 40 m** POINT : **3** COORDONNEE : **x = 0.31 L = 11.05 m**

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : **33 COMB17 (1+2)*1.33+(4+8)*1.42**

MATERIAU :

ACIER E24 $f_y = 23.96 \text{ kG/mm}^2$



PARAMETRES DE LA SECTION : **HEA 100**

ht=9.6 cm

bf=10.0 cm

ea=0.5 cm

es=0.8 cm

Ay=16.00 cm²

Iy=349.22 cm⁴

Wely=72.76 cm³

Az=4.80 cm²

Iz=133.81 cm⁴

Welz=26.76 cm³

Ax=21.24 cm²

Ix=4.69 cm⁴

CONTRAINTES :

SigN = $-22387.88/21.24 = -10.54 \text{ kG/mm}^2$

SigFy = $-27.56/72.76 = -0.38 \text{ kG/mm}^2$

SigFz = $-44.02/26.76 = -1.64 \text{ kG/mm}^2$



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :



en z :

FORMULES DE VERIFICATION :

SigN + SigFy + SigFz = $-10.54 + -0.38 + -1.64 = |-12.57| < 23.96 \text{ kG/mm}^2$ (3.731)

$1.54 * \text{Tau}_y = 1.54 * 0.03 = 0.04 < 23.96 \text{ kG/mm}^2$ (1.313)

$1.54 * \text{Tau}_z = |1.54 * -0.04| = |-0.06| < 23.96 \text{ kG/mm}^2$ (1.313)

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches

uy = 0.1 cm < uy max = L/200.00 = 17.7 cm

Vérfié

Cas de charge décisif : **58 COMB42 (1+2+8)*1.00**

uz = 3.3 cm < uz max = L/200.00 = 17.7 cm

Vérfié

Cas de charge décisif : **54 COMB38 (1+2+4)*1.00**



Déplacements Non analysé

Profil correct !!!



Exemple de calcul du montant poutre principale

NORME : CM66

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 1357 Montant poutre principale POINT : 3 COORDONNEE : $x = 0.56 L = 5.80$ m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 33 COMB17 (1+2)*1.33+(4+8)*1.42

MATERIAU :

ACIER E24 $f_y = 23.96$ kG/mm²



PARAMETRES DE LA SECTION : RECT_30_1,5

ht=30.0 cm

bf=30.0 cm

ea=1.5 cm

es=1.5 cm

$A_y = 85.50$ cm²

$I_y = 23213.25$ cm⁴

$W_{ely} = 1547.55$ cm³

$A_z = 85.50$ cm²

$I_z = 23213.25$ cm⁴

$W_{elz} = 1547.55$ cm³

$A_x = 171.00$ cm²

$I_x = 34723.69$ cm⁴

CONTRAINTES :

$\text{SigN} = -240765.93/171.00 = -14.08$ kG/mm²

$\text{SigFy} = -378.44/1547.55 = -0.24$ kG/mm²

$\text{SigFz} = -10888.79/1547.55 = -7.04$ kG/mm²



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :



en z :

FORMULES DE VERIFICATION :

$\text{SigN} + \text{SigFy} + \text{SigFz} = -14.08 + -0.24 + -7.04 = |-21.36| < 23.96$ kG/mm² (3.731)

$1.54 * \text{Tau}_y = |1.54 * -0.22| = |-0.34| < 23.96$ kG/mm² (1.313)

$1.54 * \text{Tau}_z = 1.54 * 0.03 = 0.05 < 23.96$ kG/mm² (1.313)

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches

$u_y = 0.7$ cm $< u_y \text{ max} = L/200.00 = 5.2$ cm

Vérifié

Cas de charge décisif : 54 COMB38 (1+2+4)*1.00

$u_z = 0.1$ cm $< u_z \text{ max} = L/200.00 = 5.2$ cm

Vérifié

Cas de charge décisif : 54 COMB38 (1+2+4)*1.00



Déplacements Non analysé

Profil correct !!!



Exemple de calcul de la tour en treillis

NORME : CM66

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 3026 tours en treillis POINT : 3

COORDONNEE : $x = 0.20 L = 3.08 \text{ m}$

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 31 COMB15 (1+2)*1.33+(4+6)*1.42

MATERIAU :

ACIER E24 $f_y = 23.96 \text{ kG/mm}^2$



PARAMETRES DE LA SECTION : HEA 300

ht=29.0 cm

bf=30.0 cm

ea=0.9 cm

es=1.4 cm

$A_y = 84.00 \text{ cm}^2$

$I_y = 18263.50 \text{ cm}^4$

$W_{ely} = 1259.55 \text{ cm}^3$

$A_z = 24.65 \text{ cm}^2$

$I_z = 6309.56 \text{ cm}^4$

$W_{elz} = 420.64 \text{ cm}^3$

$A_x = 112.53 \text{ cm}^2$

$I_x = 75.30 \text{ cm}^4$

CONTRAINTES :

$\text{SigN} = 162149.92/112.53 = 14.41 \text{ kG/mm}^2$

$\text{SigFy} = 1650.46/1259.55 = 1.31 \text{ kG/mm}^2$

$\text{SigFz} = 1196.08/420.64 = 2.84 \text{ kG/mm}^2$



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :

$L_y = 1.50 \text{ m}$

$L_{fy} = 1.50 \text{ m}$

$\text{Lambda } y = 11.77$

$\text{Muy} = 105.80$

$k_{ly} = 1.00$

$k_{Fy} = 1.01$



en z :

$L_z = 1.50 \text{ m}$

$L_{fz} = 1.50 \text{ m}$

$\text{Lambda } z = 20.03$

$\text{Muz} = 36.55$

$k_{lz} = 1.01$

$k_{Fz} = 1.04$

FORMULES DE VERIFICATION :

$k_1 * \text{SigN} + k_{Fy} * \text{SigFy} + k_{Fz} * \text{SigFz} = 1.01 * 14.41 + 1.01 * 1.31 + 1.04 * 2.84 = 18.83 < 23.96 \text{ kG/mm}^2 \text{ (3.731)}$

$1.54 * \text{Tau}_y = 1.54 * 0.11 = 0.17 < 23.96 \text{ kG/mm}^2 \text{ (1.313)}$

$1.54 * \text{Tau}_z = 1.54 * 0.36 = 0.56 < 23.96 \text{ kG/mm}^2 \text{ (1.313)}$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches

$u_y = 0.1 \text{ cm} < u_y \text{ max} = L/200.00 = 7.7 \text{ cm}$

Vérfifié

Cas de charge décisif : 54 COMB38 (1+2+4)*1.00

$u_z = 0.6 \text{ cm} < u_z \text{ max} = L/200.00 = 7.7 \text{ cm}$

Vérfifié

Cas de charge décisif : 54 COMB38 (1+2+4)*1.00



Déplacements

$v_x = 0.5 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 10.3 \text{ cm}$

Vérfifié

Cas de charge décisif : 54 COMB38 (1+2+4)*1.00

$v_y = 0.3 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 10.3 \text{ cm}$

Vérfifié

Cas de charge décisif : 54 COMB38 (1+2+4)*1.00

Profil correct !!!



Exemple de calcul d'une poutre 40 m

NORME : CM66

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 149 poutre 40 m

POINT : 1

COORDONNEE : x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 32 COMB16 (1+2)*1.33+(4+7)*1.42

MATERIAU :

ACIER $f_y = 23.96 \text{ kG/mm}^2$



PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 400

ht=40.0 cm

bf=18.0 cm

ea=0.9 cm

es=1.4 cm

$A_y = 48.60 \text{ cm}^2$

$I_y = 23128.40 \text{ cm}^4$

$W_{ely} = 1156.42 \text{ cm}^3$

$A_z = 34.40 \text{ cm}^2$

$I_z = 1317.82 \text{ cm}^4$

$W_{elz} = 146.42 \text{ cm}^3$

$A_x = 84.46 \text{ cm}^2$

$I_x = 46.80 \text{ cm}^4$

CONTRAINTES :

$\text{SigN} = 29848.69/84.46 = 3.53 \text{ kG/mm}^2$

$\text{SigFy} = 19276.81/1156.42 = 16.67 \text{ kG/mm}^2$

$\text{SigFz} = 49.64/146.42 = 0.34 \text{ kG/mm}^2$



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

z=1.00

ID_inf=2.00 m

B=1.00

C=1.00

D=1.07

kD=1.04

Sig D=6.20 kG/mm²

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :

$L_y = 2.00 \text{ m}$

$L_{fy} = 2.00 \text{ m}$

$\text{Lambda } y = 12.09$

$\mu_{uy} = 409.41$

$k_{ly} = 1.00$

$k_{Fy} = 1.00$



en z :

$L_z = 2.00 \text{ m}$

$L_{fz} = 2.00 \text{ m}$

$\text{Lambda } z = 50.63$

$\mu_{uz} = 23.33$

$k_{1z} = 1.01$

$k_{Fz} = 1.07$

FORMULES DE VERIFICATION :

$k_1 * \text{SigN} + k_D * k_{Fy} * \text{SigFy} + k_{Fz} * \text{SigFz} = 1.01 * 3.53 + 1.04 * 1.00 * 16.67 + 1.07 * 0.34 = 21.31 < 23.96$
kG/mm² (3.731)

$1.54 * \text{Tau}_y = |1.54 * -0.00| = |-0.00| < 23.96 \text{ kG/mm}^2$ (1.313)

$1.54 * \text{Tau}_z = 1.54 * 2.13 = 3.29 < 23.96 \text{ kG/mm}^2$ (1.313)

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches

$u_y = 0.2 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 8.1 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif : 58 COMB42 (1+2+8)*1.00

$u_z = 4.7 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 8.1 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif : 54 COMB38 (1+2+4)*1.00



Déplacements Non analysé

Profil correct !!!



Exemple de calcul d'une diagonale du contreventement

NORME : CM66

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 3723 diagonale contreventement **POINT :** 1 **COORDONNEE :** x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 33 COMB17 (1+2)*1.33+(4+8)*1.42

MATERIAU :

ACIER E24 $f_y = 23.96 \text{ kG/mm}^2$



PARAMETRES DE LA SECTION : CAE 80x8

ht=8.0 cm

bf=8.0 cm

ea=0.8 cm

es=0.8 cm

$A_y = 6.40 \text{ cm}^2$

$I_y = 72.25 \text{ cm}^4$

$W_{ely} = 12.59 \text{ cm}^3$

$A_z = 6.40 \text{ cm}^2$

$I_z = 72.25 \text{ cm}^4$

$W_{elz} = 12.59 \text{ cm}^3$

$A_x = 12.27 \text{ cm}^2$

$I_x = 2.59 \text{ cm}^4$

CONTRAINTES :

$\text{SigN} = -15254.01/12.27 = -12.43 \text{ kG/mm}^2$



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :



en z :

FORMULES DE VERIFICATION :

$\text{SigN} = |-12.43| < 23.96 \text{ kG/mm}^2 \text{ (1.311)}$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches

$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 5.7 \text{ cm}$

Vérfié

Cas de charge décisif : 54 COMB38 (1+2+4)*1.00

$u_z = 0.0 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 5.7 \text{ cm}$

Vérfié

Cas de charge décisif : 54 COMB38 (1+2+4)*1.00



Déplacements Non analysé

Profil correct !!!