République Tunisienne
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Technologique

Ecole Supérieure des Sciences Appliquées et de la Technologie privée de Gabès

Département de Génie Civil

Cycle de Formation d'Ingénieurs dans la discipline *Génie Civil*

Projet de Fin d'Etudes

N° d'ordre: …….

MEMOIRE

Présenté à

L'Ecole Supérieure des Sciences Appliquées et de la Technologie Privée de Gabès

(Département de Génie Civil)

en vue de l'obtention

du Diplôme National d'Ingénieur en *Génie civil*

Réalisé par

Ibrahimi Mouhamed
Triki Mohamed Ali

ÉTUDE ET CONCEPTION D'UN DÉPÔT DE STOCKAGE EN CHARPENTE MÉTALLIQUE DANS LA ZONE INDUSTRIELLE DE GABÈS

Soutenu le 27 Juin 2026, devant le jury d'examen :

M.	**Ahmed MANSRI**	*Président*
M.	**Abdelmajid BENAARFA**	*Rapporteur*
M.	**Nidhal HADEF**	*Encadreur*

Dédicaces

Je remercie Dieu Tout-Puissant, qui m'a donné la force, la patience et le courage nécessaires pour arriver jusqu'ici.

Grâce à Sa bénédiction et à Sa miséricorde, j'ai pu surmonter les difficultés et accomplir ce modeste travail. Louange à Lui pour toutes les opportunités et les réussites qu'Il a mises sur mon chemin.

À mon très cher père

Monji Triki, Aucun mot ne saurait exprimer ma profonde gratitude pour votre soutien, vos sacrifices et votre confiance qui ont toujours été ma source de motivation. Que ce travail soit le témoignage de mon immense respect et de mon amour envers vous.

À ma très chère mère

Fadhila Hachiachi, Pour votre tendresse, vos encouragements et vos prières qui m'ont accompagné tout au long de mon parcours. Votre présence a été ma plus grande force.

À mes chères sœurs

Zayneb Triki et Salwa Triki, Merci pour votre soutien moral, votre affection et votre présence précieuse dans les moments les plus importants de ma vie.

Je tiens également à adresser mes sincères remerciements À mon cher ami et binôme dans ce projet de fin d'études, Mouhamed Ibrahimi, Pour sa collaboration, sa patience et tous les efforts partagés durant cette aventure académique. Ce travail restera le fruit d'un parcours vécu ensemble avec sérieux, engagement et détermination.

Enfin, Je dédie ce modeste travail à toute ma famille et à toutes les personnes qui ont cru en moi et m'ont soutenu de près ou de loin. Avec toute ma reconnaissance et mon profond respect.

Mohamed Ali Triki

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A ma mère

Qui est ma force mon soutien mon inspiration qui m'oriente avec amour.

A mon père

L'homme d'honneur à qui je dois tout et dont l'affection, le dévouement et les encouragements ont été pour moi le meilleur gage de réussite.

A mes sœurs

Pour leur soutien moral aucun mot ne pourra témoigner l'étendue des sentiments que j'éprouve envers eux et je leur souhaite la réussite et le bonheur.

À mon cher ami et binôme

Je tiens également à adresser mes sincères remerciements À mon cher ami et binôme dans ce projet de fin d'études, Mohamed Ali Triki , Pour sa collaboration, sa patience et tous les efforts partagés durant cette aventure académique. Ce travail restera le fruit d'un parcours vécu ensemble avec sérieux, engagement et détermination.

A mes amis

Pour leurs encouragements

A tous ceux dont l'oubli du nom n'est guère celui du cœur

Ibrahimi Mouhamed

Remerciements

Au Terme de ce projet de fin d'études, nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à tous ceux qui nous ont aidés à réaliser ce travail.

Nos vifs remerciements vont à notre encadrant professionnel Monsieur **Nidhal HADEF**

Pour son aide au choix du thème d'étude.

De nous avoir fait partager sa culture et ses expériences.

Je tiens à remercier **M. Ammar Daghsni,** l'ingénieur conseiller et mon maître de stage,

Qui m'accueilli dans son bureau, pour sa confiance, sa disponibilité, pour m'avoir aidé avec ses idées et ses conseils durant ce stage et pour la bonne ambiance de travail qui y régnait.

Nous tenons à remercier aussi tous nos enseignants de l'école supérieur des sciences appliquées et de technologie de Gabés qui ont contribué à notre formation.

Merci à toutes celles et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Finalement, Nous remercions les honorables membres de jury d'avoir accepté de valoriser ce travail.

Sommaire

CHAPITRE I : Présentation Générale et Choix de la Conception **2**
Introduction : 2
I. Présentation générale : 2
II. Les missions du bureau d'étude : 3
1. La composition du bureau d'étude : 3
2. Les missions du bureau d'étude : 3
3. Fiche signalétique du bureau : 3
4. Organisation : 4
II. Présentation du projet : 4
1. Description architecturale : 5
2. Etude structurale : 5
CHAPITRE II : DONNÉES ET HYPOTHÈSES DES CALCULS **7**
I. Introduction : 7
II. Caractéristiques fondamentales des matériaux : 7
III. Hypothèses des calculs : 7
IV. Conclusion : 8
CHAPITRE III : MODÉLISATION ET **9**
DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE **9**
I. Introduction : 9
II. Modélisation par Robot : 9
III. Dimensionnement sur ROBOT en 3D : 9
IV. Conclusion : 10
CHAPITRE IV : CALCUL DES ACTIONS **11**
DU VENT **11**
I. Introduction : 11
II. Le vent : 11
1. Calcul de l'action du vent selon la règle NV65 : 11
2. Direction du vent : 11
III. Pression dynamique de base : 12
IV. Modification des pressions dynamiques de base : 13
1. Pression dynamique agissant à la hauteur h : 13
2. Effet de site Ks : 13
3. Effet de masque : 14

4. Coefficient d'amplification dynamique (β) :.....14
5. Effet de dimension :.....15
6. Détermination du coefficient de pression résultant Cr :.....16
a) Rapport des dimensions λ :.....16
b) Coefficient $\gamma 0$:.....17
c) Coefficients des pressions extérieures Ce :.....18
d) Coefficients Ce pour Paroi verticale :.....18
e) Coefficient Ce pour toiture :.....19
f) Résultat Ce :.....21
7. Coefficient des pressions intérieurs Ci :.....21
8. Ce-Ci :.....23
V. Actions exercées par le vent :.....24
1. Vent normal :.....24
2. Détermination du vent extrême :.....25
VI. Actions exercées par la neige :.....26
VII. Comparaison entre logiciel et calcul manuelle :.....28
VIII. Conclusion :.....30
CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DES PANNES ET LIERNES.....31
I. Calcul de la panne :.....31
1. Introduction :.....31
2. Les principes de dimensionnement :.....31
3. Schéma statique de la panne :.....32
4. Évaluation des charges :.....32
a) Charges permanentes :.....32
b) Surcharges :.....32
c) Combinaisons d'action :.....32
5. Pré Dimensionnement à l'ELU :.....33
6. Vérification à l'ELS :.....35
7. Vérification de l'estimation de la panne.....35
II. Calcul des liernes :.....36
1. Les actions agissantes sur les liernes :.....36
L.....36
2. Section des liernes (A) :.....37
III. Conclusion :.....38
CHAPITRES VI : CALCUL DES TRAVERSES.....39
I. Calcul des sollicitations :.....39

II. Dimensionnement des travers :.....41
1. Dimensionnement à l'ELU au faitage :.....41
2. Dimensionnement au appuis MB et MD :.....42
3. Vérification à l'ELS:.....43
III. Dimensionnement et Vérification du Jarret.....44
1. Jarrets aux Appuis Liaison Poteau-Traverse.....44
2. Jarrets à Mi-Portée au Faîtage.....44
3. Calcul de la Section Composée.....45
4. Vérifications de Résistance.....46
IV. Conclusion.....46
CHAPITRES VII : CALCUL DES POTEAUX.....47
I. Dimensions des poteaux.....47
1. Sous la condition de flèche :.....47
2. Vérification des contraintes :.....47
a) Effort de flexion :.....47
b) Effort de compression :.....47
c) Vérification de flambement encastré -articulé :.....48
II. Calcul du pied de poteau articulé.....49
1. Vérification de la contrainte de compression sur la semelle de fondation :.....49
2. Epaisseur de la platine :.....50
3. Diamètre des goujons :.....50
a) Effet de traction par goujon :.....50
b) Hypothèse géométrique :.....50
c) Effort admissible par goujon :.....51
III. Ferraillage des semelles dans logiciel ROBOT :.....53
IV. Conclusion.....53
CHAPITRES VIII : DIMENSIONNEMENT DE L'ASSEMBLAGE POTEAU - TRAVERSE.....54
I. Données de calcul.....54
II. Assemblage Traverse – Platine.....54
1. Soudure des semelles.....54
2. Soudure de l'âme.....55
III. Note de calcul de l'assemblage Boulonné Poteau - Traverse.....55
1. Résistance des boulons à la traction.....55
2. Distribution des efforts dans les rangées tendues.....55
3. Détermination de l'épaisseur minimale de la platine.....56
4. Vérification du Moment Résistant Global de la Jonction (Mj).....56

IV. Conclusion....57
CHAPITRE IX : DIMENSIONNEMENT DES LISSES DE BARDAGE....58
I. Introduction et Rôle Fonctionnel....58
II. Données de Conception et Hypothèses de Calcul....58
III. Établissement des Charges Linéaires Équivalentes....59
1. Charges Permanentes suivant l'axe vertical (z-z)....59
2. Actions Climatiques suivant l'axe transversal (y-y)....59
IV. Analyse des Sollicitations à l'ELU....59
1. Combinaisons d'Actions à l'État Limite Ultime....59
2. Calcul des Moments Fléchissant Maximaux....59
V. Vérification de la Section....59
1. Critère de Résistance en Flexion Bi-axiale....60
VI. Vérification de la Flèche....60
VII. Conclusion....60
CHAPITRE X : ÉTUDE ET DIMENSIONNEMENT DU SYSTÈME DE CONTREVENTEMENT....61
I. Philosophie du Contreventement....61
II. Évaluation de l'Effort de Traction dans la Palée de Stabilité....61
III. Calcul de la Section Minimale Requise....61
IV. Calcul assemblage contreventement (corniére-gousset)....62
1. Résistance des boulons au cisaillement....62
2. Résistance à la pression diamétrale....62
V. Sélection et Vérification du Profilé....63
1. Vérification de la Section Utile Réduite....63
VI. Condition d'Élancement Maximum....64
VII. Conclusion....65
CHAPITRE XI : OUTILS INFORMATIQUES ET LOGICIELS UTILISÉS....66
I. Introduction....66
II. Microsoft Excel : Optimisation et prédimensionnement....66
III. Autodesk Robot Structural Analysis : Modélisation et calculs réglementaires....67
IV. Autodesk AutoCAD : Restitution graphique et plans d'exécution....72
V. Comparaison entre calcul manuelle et résultats de logiciel ROBOT :....72
VI. Conclusion....73
Conclusion Générale....74
Bibliographie....75
Les Annexes....76

Liste de figures

Figure 1: L'affiche du bureau d'études.....2
Figure 2: organigramme de l'entreprise.....4
Figure 3:vue globale (par Autocad).....5
Figure 5 : vue globale (par Robot).....10
Figure 6 : La direction moyenne du vent.....11
Figure 7 : Répartition des régions de vent en Tunisie.....12
Figure 8 : effet de dimension δ.....15
Figure 9 : vue des faces (Sa ; Sb).....16
Figure 10 : le diagramme de coefficient γ0.....17
Figure 11 : Coefficients Ce pour Paroi verticale W1.....18
Figure 12:Coefficients Ce pour Paroi verticale W2.....18
Figure 13 : le diagramme de coefficient α.....19
Figure 14: Coefficient Ce pour toiture W1.....20
Figure 15: Coefficient Ce pour toiture W2.....20
Figure 16 : Modélisation d'une panne sur une traverse inclinée.....31
Figure 17 : Schéma statique de la panne.....32
Figure 18: Schéma des pannes.....33
Figure 19 : Diagramme des moments fléchissant.....33
Figure 20 : les actions agissant sur les liernes.....36
Figure 21:Schéma statique de la panne en présence de lierne.....36
Figure 22 : les différentes sollicitations sur le portique.....39
Figure 23: Dimensions du pied de poteau HEA 280.....50
Figure 24:Tige d'encrage.....51
Figure 25: Dimensions du pied de poteau HEA 280 3D.....52
Figure 26:Ferraillage d'un semelle dans Robot.....53
Figure 27 : Assemblage poteau-travers.....57
Figure 28: Assemblage poteau-traverse3D.....57
Figure 29:Suspentes des lisses de bardage.....58
Figure 30: La transmission des efforts sur les pignons.....61
Figure 31: gousset d'assemblage.....64
Figure 32: calcul des sollicitations de portique pour Excelle.....66
Figure 33 : donnes dimensionnement des pannes pour Excelle.....67
Figure 34: résultats dimensionnement des pannes pour Excelle.....67
Figure 35 : note de calcul de panne selon ROBOT.....68
Figure 36 : note de calcul de traverse selon ROBOT.....69
Figure 37 : note de calcul de poteau selon ROBOT page 1.....70
Figure 38 : note de calcul de poteau selon ROBOT page 2.....71
Figure 39: Schéma des lisses de bardage et contreventement.....71

Liste des tableaux

Tableau 1: Dimensions de la construction en charpente métallique.....6
Tableau 2 : Pression dynamique de base.....12
Tableau 3 : Coefficient de Site.....14
Tableau 4 : les paramètres aérodynamiques.....17
Tableau 5 : les actions Ce (paroi verticale).....19
Tableau 6 : coefficients de pressions extérieures Ce à la toiture.....20
Tableau 7 : coefficients de pression intérieur Ci.....23
Tableau 8 : coefficient de pression résultant Cr.....23
Tableau 9 : coefficient de pression résultant Cr.....23
Tableau 10 : les coefficients déterminés.....24
Tableau 11 : la pression du vent sur les parois verticales.....24
Tableau 12 : la pression du vent sur les toitures.....25
Tableau 13 : les résultats de la pression du vent normal et extrême.....25
Tableau 14:Comparaison des actions du vent 1.....29
Tableau 15:Comparaison des actions du vent 2.....29
Tableau 16 : Les Combinaison des charges.....33
Tableau 17 : Tableau des cas de charge.....41
Tableau 18 : Tableau des résultats.....41
Tableau 19 : Caractéristiques géométriques de IPE 330.....42
Tableau 20 : Caractéristiques géométriques de IPE 360.....43
Tableau 21 : Données IPE 330.....45
Tableau 22 : Données Demi-IPE 330.....45
Tableau 23 : Coefficients de réduction χ.....48
Tableau 24: Tableau comparative entre le calcul manuel et les résultats générer par logicielle robot.....73

Introduction Générale

Ce projet de fin d'étude marque la concrétisation de notre formation d'ingénieur. Il combine la théorie apprise à l'école et la pratique professionnelle pour concevoir des structures sûres et durables. Face à ces exigences professionnelles, notre choix s'est porté sur l'étude technique, la conception structurelle et le dimensionnement d'un ouvrage de construction métallique, incluant ses éléments enveloppes, ses ossatures principales et ses assemblages robustes.

Notre objectif principal est de concevoir une structure stable, optimisée et capable de résister aux différentes sollicitations, notamment les actions climatiques extrêmes telles que les forces dues au vent et aux surcharges de neige.

Pour mener ce travail, notre démarche s'est basée sur l'analyse approfondie des données géotechniques du sol, le choix rigoureux d'une conception de contreventement adaptée, l'évaluation méthodique des actions environnementales selon les règles réglementaires (NV65), ainsi que l'application stricte des normes Eurocode pour le calcul des structures en acier.

Afin de présenter notre étude de manière claire, ce rapport est organisé ainsi :

- **La présentation générale et les hypothèses de calcul :** Introduction de la société d'accueil, description architecturale de l'ouvrage, définition des caractéristiques fondamentales des matériaux et établissement des critères de base pour l'évaluation des charges.
- **La modélisation numérique et le calcul global :** Analyse tridimensionnelle globale de la structure et calcul des sollicitations à l'aide du logiciel de simulation Robot Structural Analyses.
- **L'étude des actions climatiques :** Évaluation rigoureuse des pressions dynamiques et des actions exercées par le vent selon la réglementation NV65, complétée par la prise en compte des surcharges de neige.
- **Le dimensionnement des éléments de l'ossature :** Calcul technique et vérification aux états limites (ELU et ELS) des éléments secondaires et principaux, à savoir les pannes, les liernes, les lisses de bardage, les traverses et les poteaux (incluant l'analyse des jarrets et la validation des conditions de flèche, de compression et de flambement).
- **La conception des liaisons et fondations :** Calcul réglementaire des assemblages structuraux (platines soudées, liaisons boulonnées poteau-traverse et fixations de faîtage) ainsi que le dimensionnement des pieds de poteaux articulés reposant sur leurs massifs de fondation.
- **La détermination des profilés de contreventement :** Justification des choix technologiques et vérification de la résistance des diagonales et des palées de stabilité chargées de transmettre les efforts horizontaux

CHAPITRE I : Présentation Générale et Choix de la Conception

Introduction :

Dans notre projet, on va commencer par la présentation de l'entreprise ainsi que la présentation des caractéristiques du projet étudié. Par la suite, on va justifier le choix de la structure élaborée.

I. Présentation générale :

Ce stage a été effectué au sein du bureau d'études « CEPT » de **M. Daghsni Ammar**

C'est un bureau d'études qui intervient dans des projets spéciaux de construction et de construction et participe aux appels d'offres nationaux et régionaux. L'ingénieur **M. Ammar Daghsni** est un ingénieur expert agréé par l'état qui s'occupe de tous les problèmes entre particuliers dans la région de Gabès ainsi que de l'étude des bâtiments, des routes, V.R.D, et des constructions métalliques.



Figure 1: L'affiche du bureau d'études

II. Les missions du bureau d'étude :

1. La composition du bureau d'étude :

Afin d'envisager au mieux ses missions, voici les principaux membres du bureau d'étude. Ce sont majoritairement des ingénieurs d'abord, ainsi que des techniciens, des architectes, ou encore des consultants spécialisés de plusieurs domaines, électriques, mécaniques ou environnementaux selon les besoins.

Il est nécessaire de savoir que plusieurs professionnels peuvent faire appel à un bureau d'étude : ceux dont le travail est d'organiser un chantier architecte, maître d'œuvre, etc.

Ils sont aidés par cette équipe et ses connaissances techniques pour parvenir au mieux à leurs buts.

2. Les missions du bureau d'étude :

Il s'agit pour le bureau d'étude de recevoir les données d'un projet afin de :

Comparer et analyser les données selon des calculs techniques.
A partir de ces résultats, proposer un accompagnement et un projet pour mettre en œuvre les travaux.
Si nécessaire, donner un retour global en aval sur la qualité des travaux accomplis.

3. Fiche signalétique du bureau :

- **Raison sociale : Cabinet d'Etude et Pilotage Technique**
- **Secteur : Bureau d'Etude**
- **Siège social :** Av. Mongi Slim -Immeuble Docteur Zagdoud-1ér étage Gabès
- **Domaines :** Bâtiment ; Route ; V.R.D ; Construction Métallique
- **Téléphone :** (+216)50 646 151
- **Email :** cep.etude@yahyoo.fr

4. Organisation :

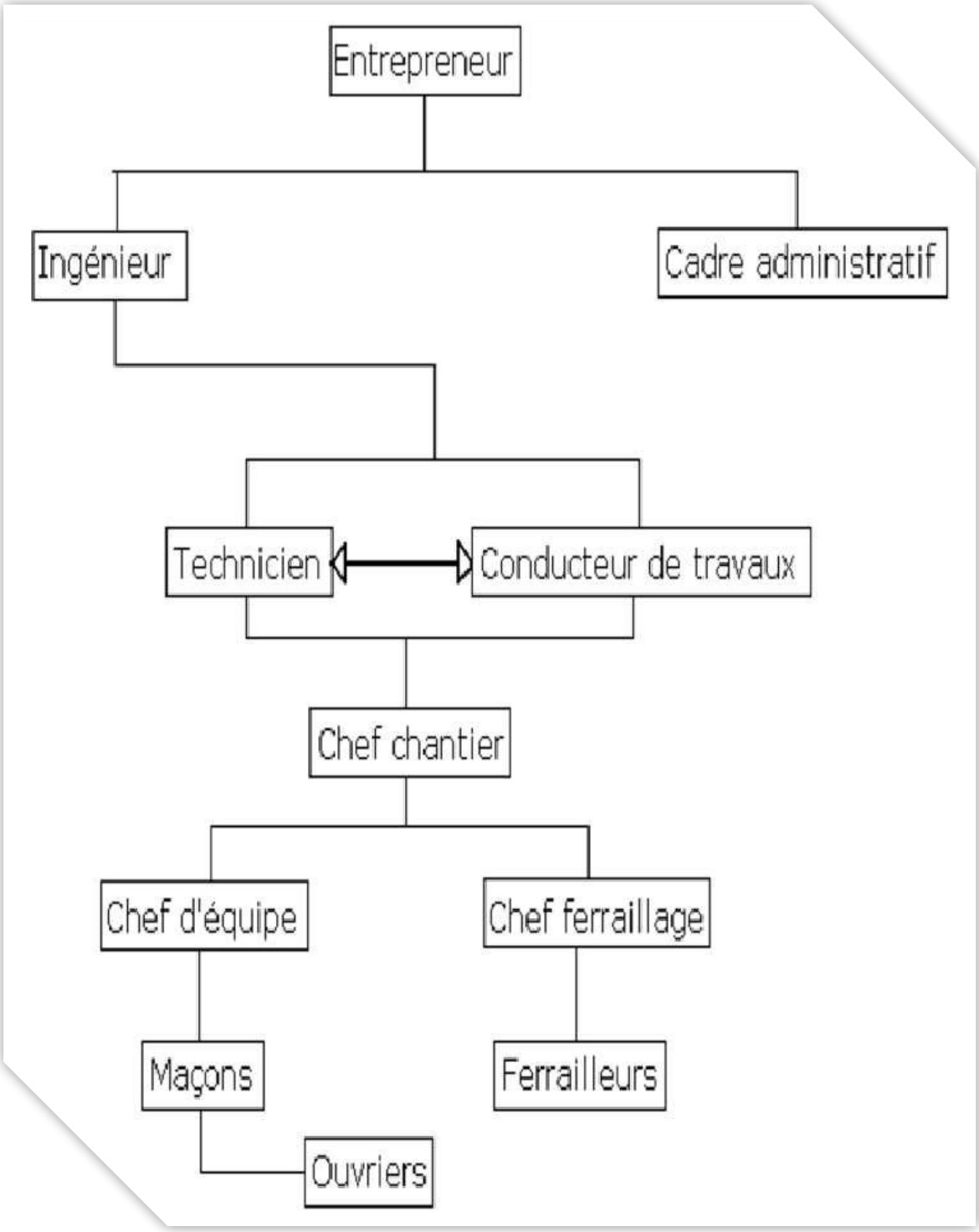


Figure 2: organigramme de l'entreprise

II. Présentation du projet :

Les plans de détails charpente métallique figurent en annexes.

1. Description architecturale :

L'objectif de ce projet est de concevoir et dimensionner une construction métallique qui sera une Magazine de stockage situe dans la zone industrielle en TUNISIE.

2. Etude structurale :



Figure 3:vue globale (par Autocad)

- Conception :

La phase de conception est la plus délicate dans l'étude d'une construction ou d'un ouvrage. En effet, c'est tout l'esprit d'ingénierie qui entre en jeu afin de fixer la structure la plus adéquate, donc le premier pas consiste à trouver une conception simple et réalisable tout en respectant les détails et les contraintes architecturales.

Pour cela, le dimensionnement des éléments porteurs et le choix de la structure optimale dépendent de plusieurs facteurs, tels que :

• la stabilité (stable dans son ensemble et dans chacun de ses éléments)

• le respect des plans architecturaux pour conserver l'aspect fonctionnel et esthétique du bâtiment et avoir le confort et le bien-être des usagers.

• l'aptitude à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue (commercial, administratif ou

Habitation), compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.

• la présence ou non de joint de dilatation (les joints de dilatations sont conçus par

L'Architecte entre chaque bloc de la construction).

• les méthodes de construction et les procédés d'exécution.

• les matériaux choisis et leurs provenances.

- Dimensions de la structure :

Dimensions de la construction en charpente métallique :

Les dimensions de La construction en charpente métallique sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 1: Dimensions de la construction en charpente métallique

Dimension	Valeur
Longueur	28.00 m
Largeur	36.00 m
Hauteur du poteau	5.50 m
Pente	10%
Hauteur de la pente	1.41 m
Hauteur totale	6.94 m

CHAPITRE II : DONNÉES ET HYPOTHÈSES DES CALCULS

I. Introduction :

Le dimensionnement des éléments de la structure est conduit selon les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé et en charpente métallique suivant les normes Européennes de calcul du béton armé (Béton Armé aux Etats limites BAEL) [1] et les normes Européennes de calcul des charpentes métalliques (Eurocode 3) [2]. Les valeurs des surcharges climatiques (vent) sont fixées à l'aide des règles NV65 modifiés en 95 [3].

II. Caractéristiques fondamentales des matériaux :

- Caractéristiques de l'acier pour la charpente métallique :

➢ Nuance d'acier : S235.

➢ Limite d'élasticité : fy = 235 MPa.

➢ Densité : ρ= 78.5 KN/m3.

➢ Module d'élasticité : E = 2.1 10^5MPa.

➢ Coefficient de poisson : υ = 0,3.

III. Hypothèses des calculs :

- Evaluation des charges :

- Charges permanentes :

Poids de la couverture (12 daN/m²).

- Charges d'exploitations :

+ Charge Climatiques : vent calcul en chape IV

+ Charge d'entretien : 35 daN/m².

- Caractéristiques du sol :

La contrainte du sol à l'ELS est prise égale à **3.5 bars** d'après le rapport géotechnique. Donc le système des fondations à adopter est en semelle isolée.

- Béton de structure

Les éléments de fondation seront réalisés en béton armé de classe de résistance C25/30 (fck = 25 MPa, fcd = 16,67 MPa), conformément aux exigences de l'Eurocode 2 [4]. Compte tenu du contact permanent avec le sol, la classe d'exposition retenue est XC2.

L'enrobage nominal des armatures est fixé à cnom = 40 mm, sous réserve de la mise en œuvre préalable d'un béton de propreté.

Le calcul des sections d'acier sera mené aux États Limites Ultimes (ELU) et de Service (ELS) en utilisant un diagramme contrainte-déformation parabole-rectangle.

IV. Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de définir les hypothèses de calcul nécessaires à l'étude structurale, en précisant les caractéristiques des matériaux, les charges appliquées ainsi que les conditions de modélisation selon l'Eurocode.

CHAPITRE III : MODÉLISATION ET DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE

I. Introduction :

La modélisation permet la transition de l'étape de conception à l'étape de dimensionnement.

Dans ce projet, la conception est réalisée par AUTOCAD et la modélisation est élaborée à l'aide de logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS suivant la norme Européenne de calcul des structures en acier (Eurocode 3) [2] pour les parties en charpente métallique et en suivant la norme de calcul des structures en béton (Béton Armé aux Etats limites BAEL) pour les fondations en béton armé.

II. Modélisation par Robot :

Le logiciel « Robot Structural » propose des fonctionnalités de simulation et d'analyse structurelle évoluées pour des structures vastes et complexes de la construction surtout les constructions en charpente métallique.

Il regroupe plusieurs modules spécialisés dans chacune des étapes de l'étude de la structure (création du modèle de structure, calcul de la structure, dimensionnement).

Les modules fonctionnent tous dans le même environnement. Donc on va l'utiliser pour modéliser la structure métallique et vérifier certains calculs, tels que ceux relatifs au vent, aussi la vérification du dimensionnement de plusieurs éléments de notre ossature ainsi que les assemblages.

III. Dimensionnement sur ROBOT en 3D :

Il s'agit d'un modèle par excellence, celui qui permet de créer n'importe quelle structure en 3D dans Robot et d'y effectuer l'ensemble des calculs de Résistance des Matériaux nécessaires.

La modélisation et le dimensionnement d'une structure se fait en différentes étapes :

- La modélisation géométrique de la structure et de son chargement.
- Le calcul des combinaisons de charge, en tenant compte de la réglementation.
- Le calcul des efforts internes de la structure.
- La vérification de tous les éléments contenus dans la structure.
- Le dimensionnement des assemblages.

Dans la suite des calculs des différents éléments de la charpente métallique, on va se concentrer sur le calcul des éléments de portique ainsi que les éléments secondaires et on va comparer les résultats trouvés (calcul manuel) par les résultats donnés par le modèle Robot.

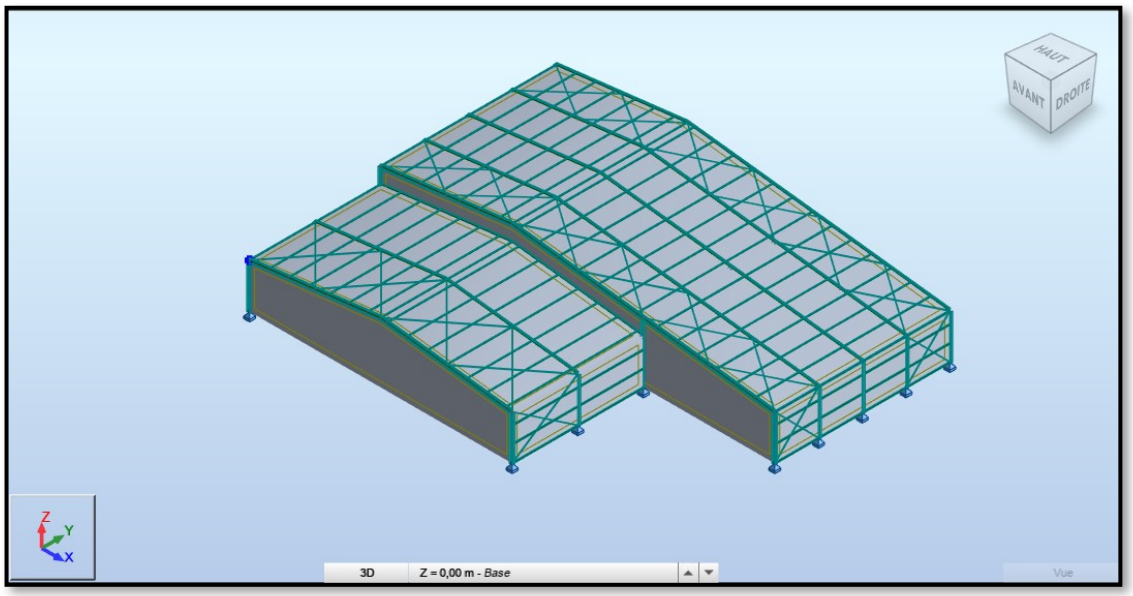


Figure 4 : vue globale (par Robot)

IV. Conclusion :

Ce chapitre de modélisation nous a permis de concevoir la maquette numérique 3D de la structure sur Robot Structural Analysis afin d'exploiter les résultats numériques pour dimensionner l'ossature et les assemblages dans les chapitres suivants.

CHAPITRE IV : CALCUL DES ACTIONS DU VENT

I. Introduction :

Dans le domaine des constructions métalliques, les charges climatiques (vent, neige, et température) sont des charges prépondérantes pour le dimensionnement des éléments porteurs de l'ossature métallique vu leurs valeurs importantes.

II. Le vent :

1. Calcul de l'action du vent selon la règle NV65 :

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être faite pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles.

Le calcul est mené conformément au Règlement Neige et Vent 65. Ce document technique règlementaire fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties. Il s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200 m.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction
- L'intensité
- La région
- Le site d'implantation de la structure et de l'environnement
- La forme géométrique et les ouvertures de la structure

2. Direction du vent :

La direction moyenne du vent est supposée horizontale.

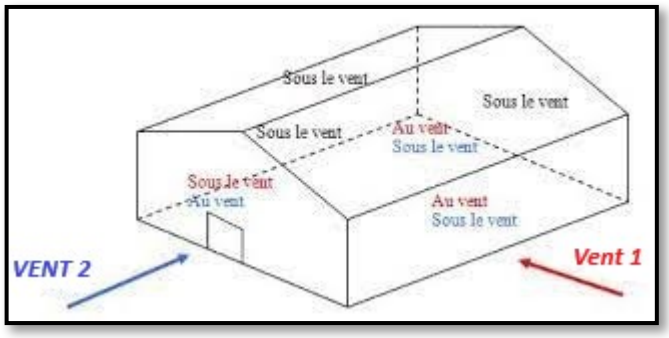


Figure 5 : La direction moyenne du vent

III. Pression dynamique de base :

En Tunisie, la pression dynamique de base est divisée en trois régions :

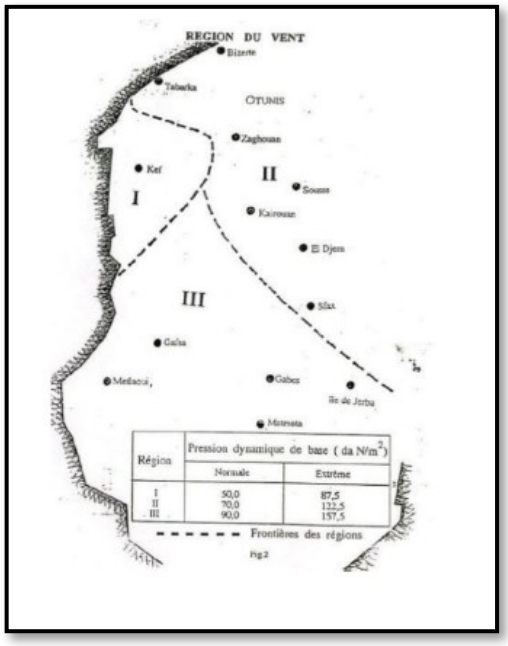


Figure 6 : Répartition des régions de vent en Tunisie

Tableau 2 : Pression dynamique de base

	Pression dynamique de base normale q10N (dan/m²)	Pression dynamique de base extrême q10E(dan/m²)
Région I	50	87.5
Région II	70	122.5
Région III	90	157.5

Les valeurs de la pression dynamique normale et extrême varient selon les régions données par la carte du vent. Notre zone appartient à la région III, donc les valeurs de la pression dynamique de base normale et extrême sont :

Pressions dynamiques de base pour altitude inférieures ou égal 1000m :

$q_{10\,normal}$= 0.9 kN/m² et $q_{10\,extreme}$ = 1.575 kN/m².

Ces valeurs caractéristiques de la pression de base ne tiennent pas compte de l'effet de la hauteur, l'effet du site, l'effet de masque, et l'effet de dimension. D'où on doit procéder à une détermination de ces facteurs de correction.

IV. Modification des pressions dynamiques de base :

La pression dynamique, à la hauteur H compte tenu de tous les effets cités dans le paragraphe précédent est la suivante :

$$\mathbf{P = ks \times km \times kh \times \delta \times \beta \times Cr \times q}\ 10$$

Ks: Coefficient de site.

km : Coefficient de masque.

Kh : coefficient de hauteur.

δ : Coefficient de réduction.

β : Coefficient d'amplification dynamique.

Cr : Coefficient résultant des actions extérieures et intérieurs.

1. Pression dynamique agissant à la hauteur h :

Soit qh, la pression dynamique agissant à la hauteur au-dessus du sol exprimé en mètres. Pour les hauteurs comprises entre 0 et 500 m, le rapport entre q_h et q_{10} est défini par la formule suivante :

$$q_h = k_h \times q_{10} \qquad \text{avec} \quad k_h = \frac{q_h}{q_{10}} = 2.5\,\frac{(H+18)}{(H+60)}$$

Avec $q_{10} = q_{v0} = 0.9$ kN/m².

H : hauteur au faîtage.

Pour notre cas, H = 6.94 m, ce qui nous donne un rapport :

$k_h = 1$.

$q_h = 0.9$ kN/m²

2. Effet de site Ks :

La pression dynamique de base normale et extrême doit être multipliée par un coefficient qui tient compte de la nature du site d'implantation du projet.

Tableau 3 : Coefficient de Site

	Région I	Région II	Région III
Site protégé	0.8	0.8	0.8
Site normal	1.0	1.0	1.0
Site exposé	1.35	1.3	1.25

=> Pour notre cas, Ks = 1.

3. Effet de masque :

Il y a effet de masque lorsqu'une construction est masquée partiellement ou totalement par d'autres constructions ayant une grande probabilité de durée. Une réduction d'environ 25% de la pression dynamique de base peut être appliquée dans le cas où on peut compter sur un effet d'abri résultant de la présence d'autres constructions. Et on le prend égal à 1 pour des raisons de sécurité.

L'environnement de la structure ne contient pas d'obstacles qui peuvent masquer notre bâtiment, ainsi Km = 1.

4. Coefficient d'amplification dynamique (β) :

Dans la direction du vent, il existe une interaction dynamique entre les forces engendrées par les rafales de vent et la structure elle-même.

On calcul le coefficient d'amplification dynamique β par les formules suivantes :

Pour le vent normal :

$$\boldsymbol{\beta N = \theta . (1 + \varepsilon \times \tau)}$$

$$\beta N = 0.9 \times (1 + 0.2 \times 0.116)$$

$$\beta N = 0.716 < 1$$

Pour le vent extrême :

$$\boldsymbol{\beta E = 0.5 + \frac{\theta}{2}}$$

$$\beta E = 0.5 + \frac{0.7}{2}$$

$$\beta E = 0.85 < 1$$

Avec

$$T = 0.1 \times \frac{H}{\sqrt{l}} = 0.1 \times \frac{6.94}{\sqrt{36}} = 0.116$$

$\theta = 0.7$ (Hs < 30 m)

Coef de réponse :

$\varepsilon = 0.2$

Coef de pulsation :

$\tau = 0.116$

5. Effet de dimension :

Le coefficient de dimension δ traduit la variation de la pression dynamique en fonction de la plus grande dimension de la surface offerte au vent et de la hauteur au sommet.

Ce, coefficient se lit directement à partir de la figure suivante :

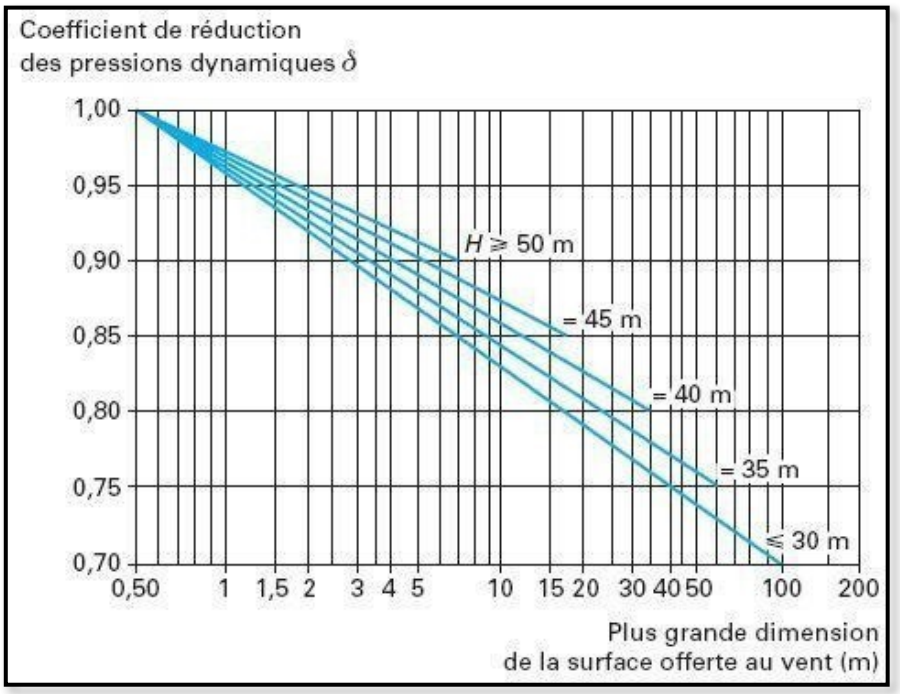


Figure 7 : effet de dimension δ

Pour notre cas :

$\delta = 0.76$; grande dimensions a = 36m.

La réduction maximale de l'effet de masque km plus l'effet de dimension ne doit pas dépasser 33%.

$(1 - \delta \times km) = 1 - 0.76 \times 1 = 24\% \rightarrow$ ok.

Vu la symétrie de la construction on limitera les calculs à trois directions du vent :

W1 : vent normal au pignon nord.

W2 : vent normal au long pan Est.

6. Détermination du coefficient de pression résultant Cr :

Le coefficient de pression résultant :

$$Cr = Ce - Ci$$

Ce : coefficient de pression des actions extérieures.

Ci : coefficient de pression des actions intérieures.

Ces coefficients dépendent d'un coefficient dont la valeur est donnée par le diagramme de la figure en fonction du rapport de dimensions λ.

a) Rapport des dimensions λ :

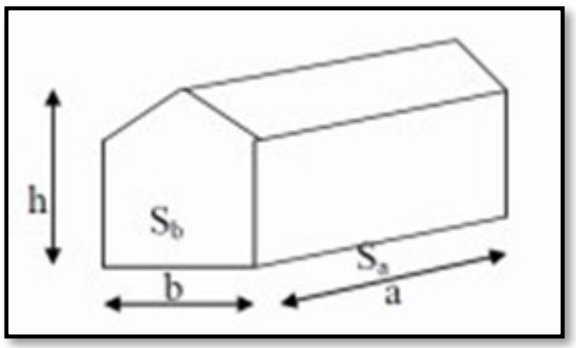
Le rapport de dimensions λ, pour une direction donnée de vent, est le rapport de la hauteur h de la construction à la dimension horizontale de la face frappée.

$$\lambda_a = \frac{h}{a} \qquad \lambda_b = \frac{h}{b}$$

• a : est la longueur de la face log-pan.

• b : est la longueur de la face pignon.

• S_a : la face long-pan et S_b : la face pignon.



. a = 28 m ; b = 36 m ; h = 6,94 m.

Figure 8 : vue des faces (Sa ; Sb)

$$\lambda_a = \frac{h}{a} = \frac{6.94}{28} = 0.24.$$

$$\lambda_b = \frac{h}{b} = \frac{6.94}{36} = 0.19.$$

b) Coefficient $\gamma 0$:

La valeur de γ_0 se lit sur une annexe donnée en fonction de γ_a et γ_b (Figure N°8) :

Pour $\lambda_a = 0.28 < 0,5$; on obtient $\gamma_1 = 0.87$.

Pour $\lambda_b = 0.19 < 1$; on obtient $\gamma_2 = 0.85$.

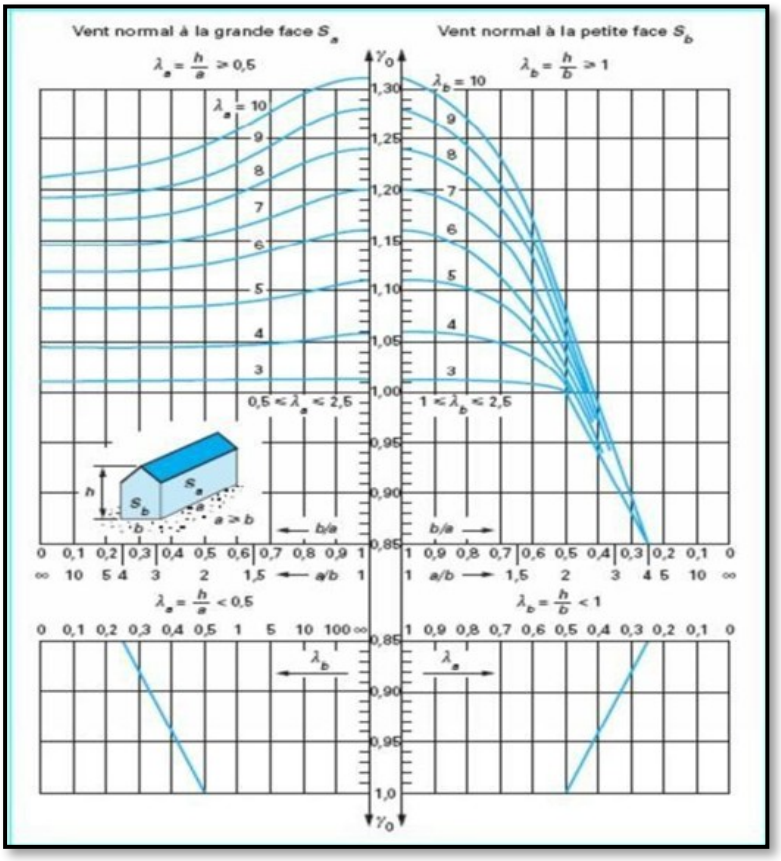


Figure 9 : le diagramme de coefficient γ0

Tableau 4 : les paramètres aérodynamiques

Variante	*Valeur*
λa	*0.28*
λb	*0.19*
$\gamma 1$	*0.87*
$\gamma 2$	*0.85*

c) Coefficients des pressions extérieures Ce :

Le coefficient de pression extérieure est déterminé pour les parois verticales et les toitures.

d) Coefficients Ce pour Paroi verticale :

Faces au vent : Ce = +0.8 (quel que soit γ_0).

Faces sous le vent : Ce = - (1.3 $\times\gamma_0$ - 0.8).

❖ Cas de vent 1 (W1) :

- Face au vent : Ce = + 0.8.
- Face sous vent : Ce = - (1.3 × 0.87 - 0.8) = - 0.33.

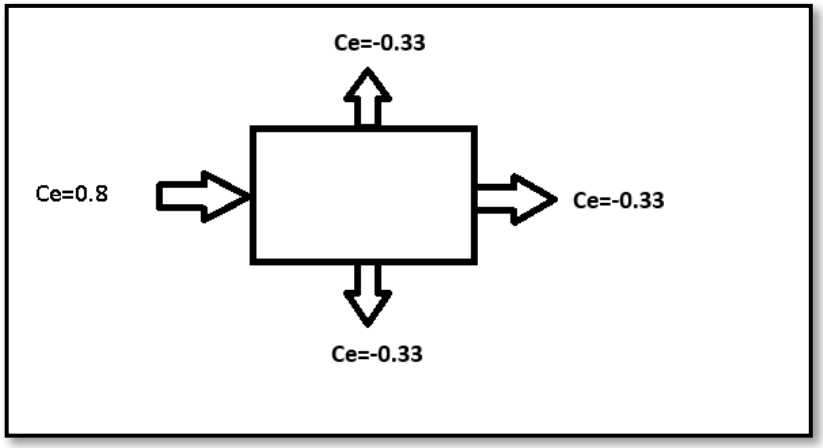


Figure 10 : Coefficients Ce pour Paroi verticale W1

❖ Cas de vent 2 (W2):

- Face au vent : Ce = + 0.8.
- Face sous vent : Ce = - (1.3 × 0.85 - 0.8) = - 0.3.

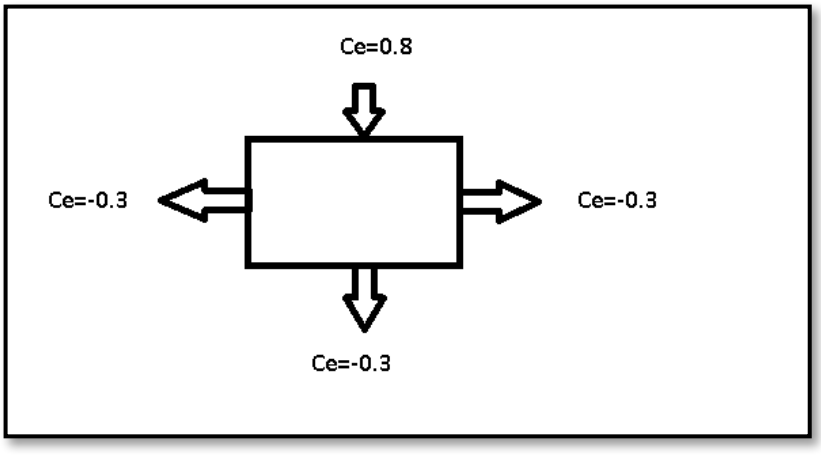


Figure 11:Coefficients Ce pour Paroi verticale W2

On résume les résultats trouvés dans le tableau suivant :

Tableau 5 : les actions Ce (paroi verticale)

Direction des vents	γ_0	Ce	
		Face au vent	Face sous vent
Vent 1 (W1)	0.87	+0.8	-0.33
Vent 2 (W2)	0.85	+0.8	-0.30

e) Coefficient Ce pour toiture :

Si f =6.94-5.5= 1.44 m $\leq \frac{h}{2}$ =3,47 m :

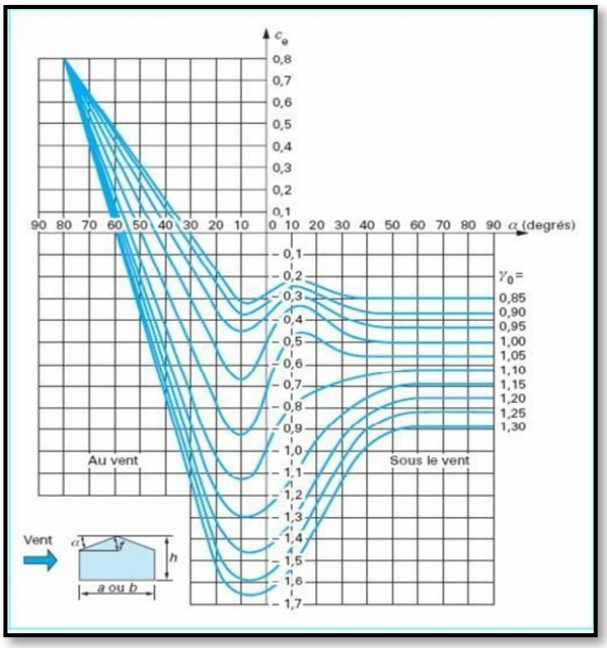


Figure 12 : le diagramme de coefficient α

❖ Cas de vent 1 (W1) :

$\begin{pmatrix} \alpha = 4.57 \\ \gamma 0 = 0,87 \end{pmatrix}$

- Face au vent : Ce = - 0.32.
- Face sous vent : Ce = - 0.25.

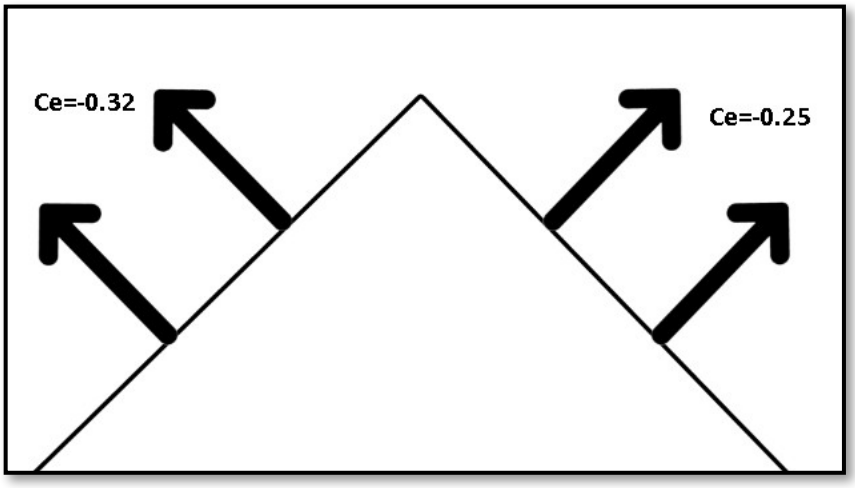


Figure 13: Coefficient Ce pour toiture W1

❖ Cas de vent 2 (W2) :
$(¿\gamma 0=0,85)$

- Face au vent : Ce = - 0.3.
- Face sous vent : Ce = - 0.3.

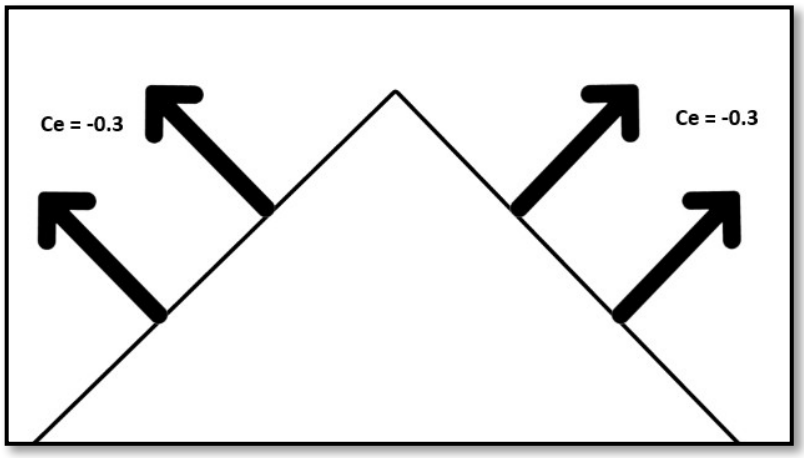


Figure 14: Coefficient Ce pour toiture W2

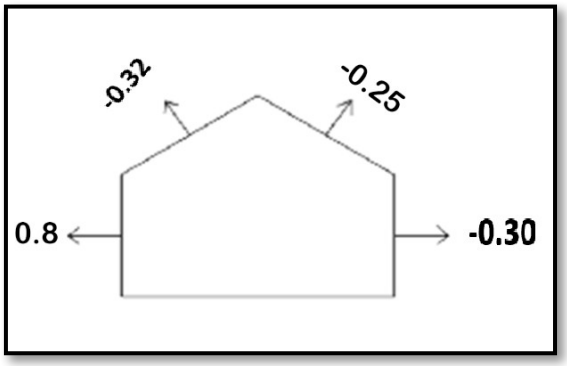
Les résultats trouvés sont résumés dans le tableau suivant :

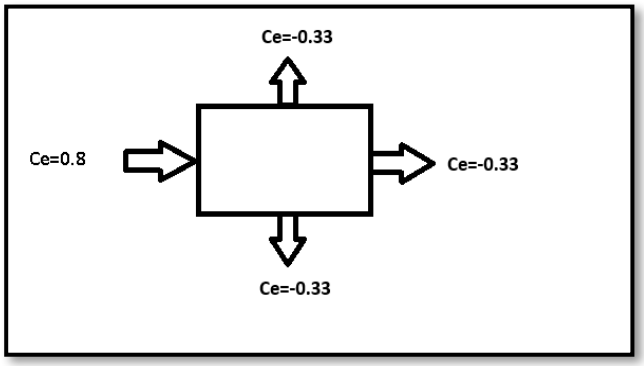
Tableau 6 : coefficients de pressions extérieures Ce à la toiture

Ce	Toiture au vent	Toiture sous vent
Vent 1	-0.32	-0.25
Vent 2	-0 .3	-0.3

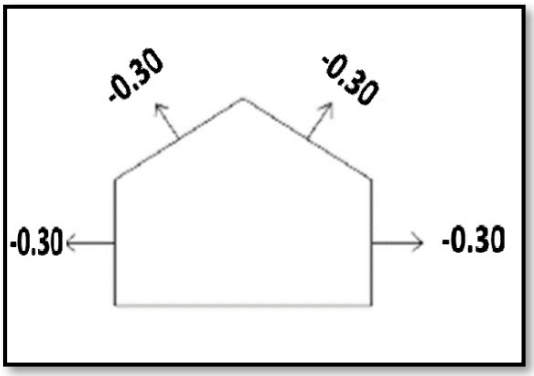
f) Résultat Ce :

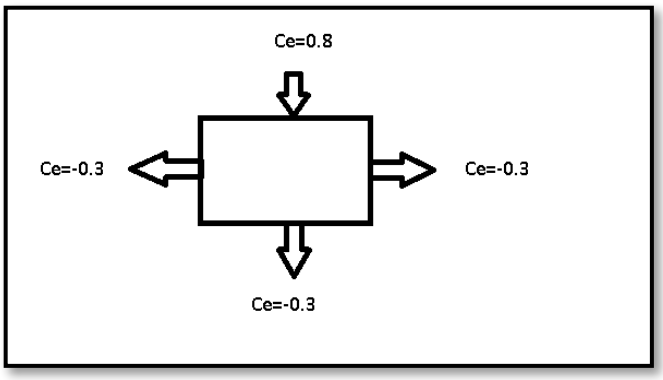
❖ Cas de vent 1 (W1) :





❖ Cas de vent 2 (W2) :





7. Coefficient des pressions intérieurs Ci :

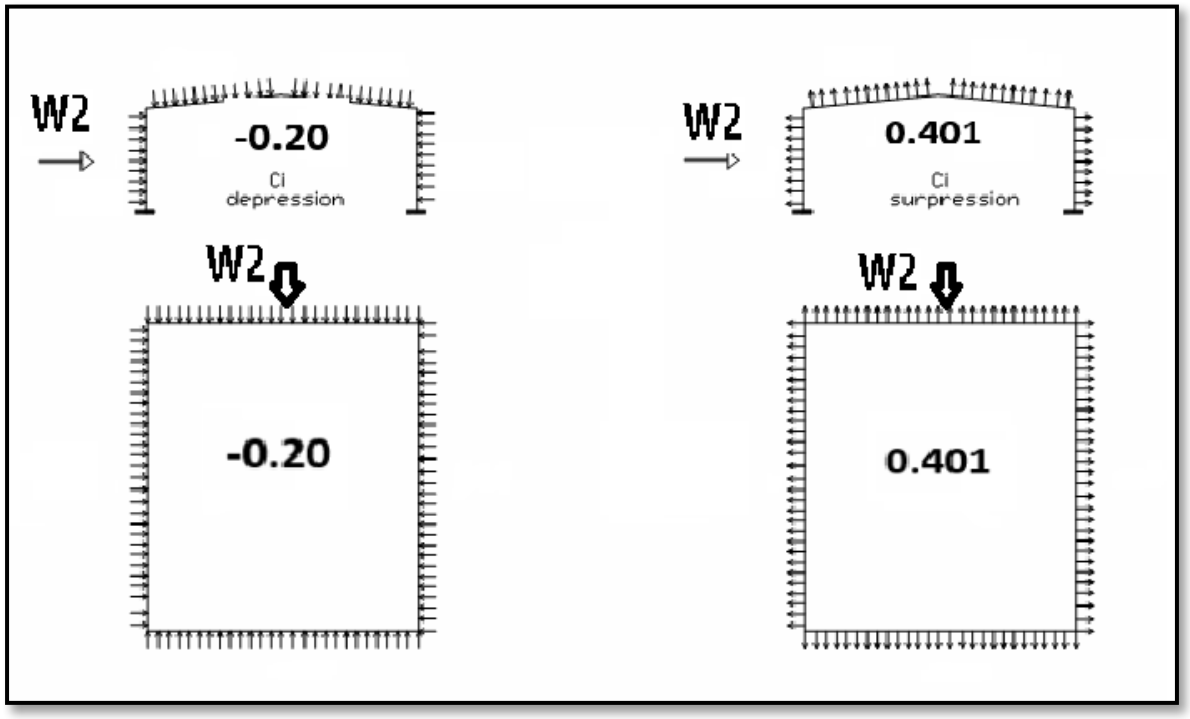
Pour une construction comportant, une paroi ayant une perméabilité comprise entre 5% et 35% (μ = 5 % pour notre cas), on applique sur les faces intérieures des différentes parois soit des surpressions soit des dépressions déterminées par simple interpolation linéaire en fonction des perméabilités entre les coefficients des constructions fermées et les coefficients des constructions ouvertes.

- En cas de surpression : $C_i = 0.6 \times (1.8 - 1.3\gamma_0)$.
- En cas de dépression : $C_i = -0.6 \times (1.3\gamma_0 - 0.8)$.

❖ Cas de vent 1 (W1) :

Surpression : $0.6 \times (1.8 - 1.3 \times 0.87) = 0.401$.

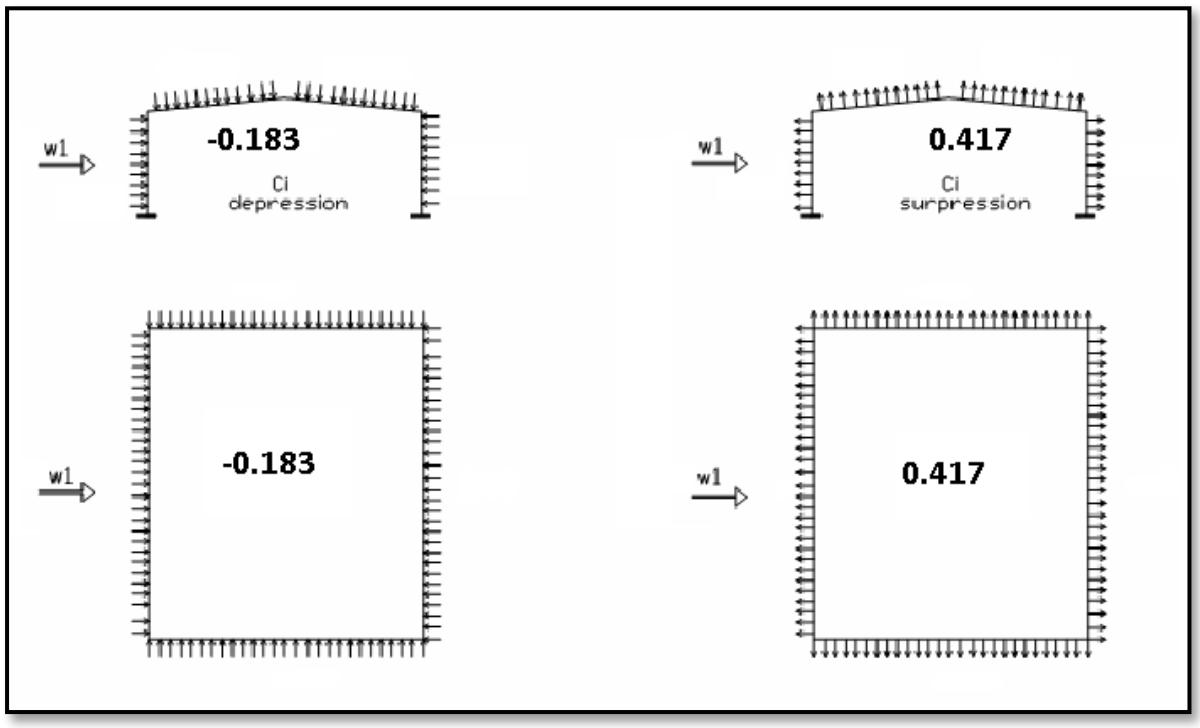
Dépression : $-0.6 \times (1.3 \times 0.87 - 0.8) = -0.20$.



❖ Cas de vent 2 (W2) :

Surpression : $0.6 \times (1.8 - 1.3 \times 0.85) = 0.417$.

Dépression : $-0.6 \times (1.3 \times 0.85 - 0.8) = -0.183$.



On récapitule les résultats trouvés dans le tableau suivant :

Tableau 7 : coefficients de pression intérieur Ci

Ci	Surpression	Dépression
Vent 1	0.401	-0.20
Vent 2	0.417	-0.183

La perméabilité n'a aucun effet sur les coefficients Ci.P0

8. Ce-Ci :

Les valeurs du coefficient de pression résultant : $C_r = C_e - C_i$.

Les valeurs trouvées sont résumées dans le tableau suivant :

Coefficients résultant Cas vent 1 :

Tableau 8 : coefficient de pression résultant Cr

Cr	Paroi		Toiture	
	Surpression	Dépression	Surpression	Dépression
Face au vent	-0,731	-0,13	-0.701	-0.12
Face sous le vent	-0.731	-0.13	-0.651	-0.05

Coefficients résultant Cas vent 2:

Tableau 9 : coefficient de pression résultant Cr

Cr	Paroi		Toiture	
	Surpression	Dépression	Surpression	Dépression
Face au vent	0.313	0,983	-0.717	-0.117
Face sous le vent	0,117	-0.117	-0,717	-0.117

Finalement on a trouvé tous les coefficients permettant de calculer les actions par le vent.

Nous donnerons ces coefficients dans le tableau suivant :

Tableau 10 : les coefficients déterminés

k_s	1

k_m	1
β	1
δ	0.76
K_h	1

V. Actions exercées par le vent :

1. Vent normal :

La pression du vent sur une paroi est donnée par la formule suivante qui fait intervenir les

Différents coefficients déterminés précédemment :

$$P = k_s \times k_m \times \boldsymbol{\delta} \times q_h \times \boldsymbol{\beta} \times C_r$$

$$P = 1 \times 1 \times 0.76 \times 1 \times 90 \times C_r = 68.4 \ C_r \ \text{daN/m}^2$$

Pour déterminer les valeurs les plus défavorables de l'action du vent sur une paroi, il faut choisir les valeurs des coefficients de pression les plus élevés en valeurs absolues. Les résultats des coefficients choisis sont résumés dans les deux tableaux suivants :

Tableau 11 : la pression du vent sur les parois verticales

Parois verticales		
	Vent de surpression	Vent de dépression
Cr	-0.731	0,983
P(daN/m²)	-50	67,24

Tableau 12 : la pression du vent sur les toitures

Toitures		
	Vent de soulèvement	Vent de pression
Cr	-0.717	-0.12
P(daN/m²)	-49,04	-8

Pour conclure, on retient les résultats suivants :

Vent de dépression sur parois verticales : W ⇓ = 67,24 daN/m²

Vent de soulèvement sur toiture : W ⇑ = -49,04 daN/m²

2. Détermination du vent extrême :

Considérant que les pressions du vent normal et extrême sont liées par la relation suivante :

$\frac{q_{10e}}{q_{10n}} = 1.75$

We = Wn × 1.75

Donc:

Vent extrême de dépression sur parois verticales : W ⇓ = 67,24 × 1.75 = 117,67 daN/m².

Vent extrême de soulèvement sur toiture : W ⇑ = -49,04× 1.75 = -85,82 daN/m².

Tableau 13 : les résultats de la pression du vent normal et extrême

P(daN/m²)	VENT NORMAL	VENT EXTRÊME
Vent de dépression sur parois verticales	67 ,24	117,67
Vent de soulèvement sur toitures	-49,04	-85,82

VI. Actions exercées par la neige :

Pour notre cas, on va négliger l'action de la neige puisque la région n'est pas sujette à des épisodes neigeux.



*Vérification des résultats par le logiciel "**ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS**"*

CALCUL DES CHARGES DE NEIGE ET VENT

selon NF-EN 1991-1-3/4/NA:2007/2008

DIMENSIONS DU BATIMENT

Hauteur: 6,94 m

Largeur: 36,00 m

Profondeur: 28,00 m

Flèche de la toiture: 2,88 m

Entraxe des portiques: 6,00 m

Altitude de la construction: 6,94 m

DONNEES VENT

Vb : 38,333 m/s

Qb : 90,00 daN/m2

Type de terrain IIIb - Zones urbanisées ou industrielles; bocages denses ; vergers

kr : 0,223

z0 : 0,50 m

Zmin : 9,00 m

z = 6,940 Cr(z) : 0,645 Ce(z) : 1,347 q(z) : 121,19 daN/m2

Pression maximale 121,19 daN/m2

faces perméables:

long-pan droit	0,000 %	Portes:	long-pan droit	0,000 %
long-pan gauche	0,000 %		long-pan gauche	0,000 %
pignon avant	0,000 %		pignon avant	0,000 %
pignon arrière	0,000 %		pignon arrière	0,000 %

RESULTATS VENT

Cas de charge: Vent G/D dép.(-) Cpe - Portique 1 de rive

Cd : 1,000

Coefficients de chargement

barre: 1	zone D	Cpe : 0,700	CpiD : -0,300	Cpe-Cpi = 1,000	de x = 0,000	à x = 1,000
barre: 5	zone G	Cpe : -1,126	CpiD : -0,300	Cpe-Cpi = -0,826	de x = 0,000	à x = 0,116
	zone F1	Cpe : -1,553	CpiD : -0,300	Cpe-Cpi = -1,253	de x = 0,000	à x = 0,116
	zone H	Cpe : -0,545	CpiD : -0,300	Cpe-Cpi = -0,245	de x = 0,116	à x = 1,000
barre: 6	zone I	Cpe : -0,563	CpiD : -0,300	Cpe-Cpi = -0,263	de x = 0,000	à x = 0,884
	zone J	Cpe : -0,674	CpiD : -0,300	Cpe-Cpi = -0,374	de x = 0,884	à x = 1,000
barre: 7	zone I	Cpe : -0,563	CpiD : -0,300	Cpe-Cpi = -0,263	de x = 0,000	à x = 1,000
barre: 4	zone E	Cpe : -0,300	CpiD : -0,300	Cpe-Cpi = 0,000	de x = 0,000	à x = 1,000

Cas de charge: Vent G/D sur.(+) Cpe - Portique 1 de rive

Cd : 1,000

Coefficients de chargement

barre: 1	zone D	Cpe : 0,700	CpiS : 0,200	Cpe-Cpi = 0,500	de x = 0,000	à x = 1,000
barre: 5	zone G	Cpe : -1,126	CpiS : 0,200	Cpe-Cpi = -1,326	de x = 0,000	à x = 0,116
	zone F1	Cpe : -1,553	CpiS : 0,200	Cpe-Cpi = -1,753	de x = 0,000	à x = 0,116
	zone H	Cpe : -0,545	CpiS : 0,200	Cpe-Cpi = -0,745	de x = 0,116	à x = 1,000
barre: 6	zone I	Cpe : -0,563	CpiS : 0,200	Cpe-Cpi = -0,763	de x = 0,000	à x = 0,884
	zone J	Cpe : -0,674	CpiS : 0,200	Cpe-Cpi = -0,874	de x = 0,884	à x = 1,000
barre: 7	zone I	Cpe : -0,563	CpiS : 0,200	Cpe-Cpi = -0,763	de x = 0,000	à x = 1,000
barre: 4	zone E	Cpe : -0,300	CpiS : 0,200	Cpe-Cpi = -0,500	de x = 0,000	à x = 1,000

Cas de charge: Vent D/G dép.(-) Cpe - Portique 1 de rive

Cd : 1,000

Coefficients de chargement

barre: 1	zone E	Cpe : -0,300	CpiD : -0,300	Cpe-Cpi = 0,000	de x = 0,000	à x = 1,000
barre: 5	zone I	Cpe : -0,563	CpiD : -0,300	Cpe-Cpi = -0,263	de x = 0,000	à x = 0,884
	zone J	Cpe : -0,674	CpiD : -0,300	Cpe-Cpi = -0,374	de x = 0,884	à x = 1,000
	zone H	Cpe : -0,545	CpiD : -0,300	Cpe-Cpi = -0,245	de x = 1,000	à x = 1,000

barre: 6	zone H	Cpe : -0,545	CpiD : -0,300	Cpe-Cpi = -0,245	de x = 0,000	à x = 1,000
barre: 7	zone G	Cpe : -1,126	CpiD : -0,300	Cpe-Cpi = -0,826	de x = 0,000	à x = 0,116
	zone F1	Cpe : -1,553	CpiD : -0,300	Cpe-Cpi = -1,253	de x = 0,000	à x = 0,116
	zone H	Cpe : -0,545	CpiD : -0,300	Cpe-Cpi = -0,245	de x = 0,116	à x = 1,000
barre: 4	zone D	Cpe : 0,700	CpiD : -0,300	Cpe-Cpi = 1,000	de x = 0,000	à x = 1,000

Cas de charge: Vent D/G sur.(+) Cpe - Portique 1 de rive

Cd : 1,000

Coefficients de chargement

barre: 1	zone E	Cpe : -0,300	CpiS : 0,200	Cpe-Cpi = -0,500	de x = 0,000	à x = 1,000
barre: 5	zone I	Cpe : -0,563	CpiS : 0,200	Cpe-Cpi = -0,763	de x = 0,000	à x = 0,884
	zone J	Cpe : -0,674	CpiS : 0,200	Cpe-Cpi = -0,874	de x = 0,884	à x = 1,000
	zone H	Cpe : -0,545	CpiS : 0,200	Cpe-Cpi = -0,745	de x = 1,000	à x = 1,000
barre: 6	zone H	Cpe : -0,545	CpiS : 0,200	Cpe-Cpi = -0,745	de x = 0,000	à x = 1,000
barre: 7	zone G	Cpe : -1,126	CpiS : 0,200	Cpe-Cpi = -1,326	de x = 0,000	à x = 0,116
	zone F1	Cpe : -1,553	CpiS : 0,200	Cpe-Cpi = -1,753	de x = 0,000	à x = 0,116
	zone H	Cpe : -0,545	CpiS : 0,200	Cpe-Cpi = -0,745	de x = 0,116	à x = 1,000
barre: 4	zone D	Cpe : 0,700	CpiS : 0,200	Cpe-Cpi = 0,500	de x = 0,000	à x = 1,000

VII. Comparaison entre logiciel et calcul manuelle :

Le tableau comparatif ci-après met en regard les sollicitations dues au vent générées par le logiciel Robot et celles issues des formulations manuelles. Cette étape de vérification est essentielle pour attester de la justesse des actions climatiques retenues pour la suite de l'étude.

Tableau 14:Comparaison des actions du vent 1

Élément	Calcul manuel (Cr)	Logiciel Robot (Cpe–Cpi)
Toiture (Face au vent)	-0,701 (Surp.) / -0,12 (Dép.)	-0,745 (Surp. int) / -0,245 (Dép. int)

Élément	Calcul manuel (Cr)	Logiciel Robot (Cpe−Cpi)
Toiture (Sous le vent)	-0,651 (Surp.) / -0,05 (Dép.)	-0,763 (Surp. int) / -0,263 (Dép. int)
Paroi (Face au vent)	-0,731 (Surp.) / -0,13 (Dép.)	+0,500 (Surp. int) / +1,000 (Dép. int)
Paroi (Sous le vent)	-0,731 (Surp.) / -0,13 (Dép.)	-0,500 (Surp. int) / 0,000 (Dép. int)

Tableau 15:Comparaison des actions du vent 2

Élément	Calcul manuel (Cr)	Logiciel Robot (Cpe−Cpi)
Toiture (Face au vent)	-0,717 (Surp.) / -0,117 (Dép.)	-0,745 (Surp. int) / -0,245 (Dép. int)
Toiture (Sous le vent)	-0,717 (Surp.) / -0,117 (Dép.)	-0,763 (Surp. int) / -0,263 (Dép. int)
Paroi (Face au vent)	+0,313 (Surp.) / +0,983 (Dép.)	+0,500 (Surp. int) / +1,000 (Dép. int)
Paroi (Sous le vent)	+0,117 (Surp.) / -0,117 (Dép.)	-0,500 (Surp. int) / 0,000 (Dép. int)

VIII. Conclusion :

Ce chapitre consacré à l'étude du vent a permis de valider les actions du vent sur notre bâtiment selon les critères du NV65 [3]. La comparaison des résultats manuels avec ceux générés sur le logiciel Robot démontre une excellente cohérence, ce qui confirme la fiabilité de notre modélisation. Les actions du

vent étant désormais maitrisées et validées, nous pouvons passer au dimensionnement des éléments de la charpente métallique.

CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DES PANNES ET LIERNES

I. Calcul de la panne :

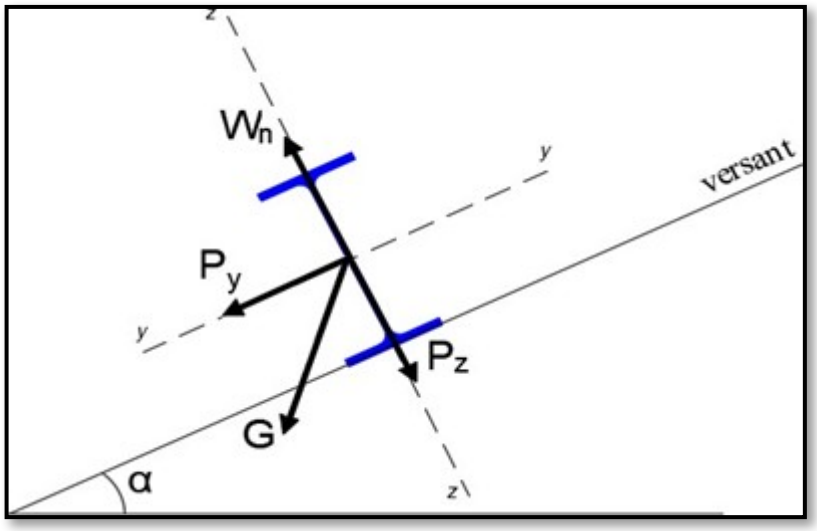


Figure 15 : Modélisation d'une panne sur une traverse inclinée

1. Introduction :

Les pannes de couverture sont des poutrelles laminées généralement en **IPE.** Elles sont disposées perpendiculairement aux traverses des portiques. Leur rôle est de transmettre les charges et surcharges s'appliquant sur la couverture à la traverse ou bien à la ferme.

2. Les principes de dimensionnement :

Les pannes sont dimensionnées par le calcul pour satisfaire simultanément :

- Aux conditions de résistance.
- Aux conditions de flèche.
- Aux conditions de l'effort tranchant.
- Aux conditions de déversement.

Les pannes sont posées inclinées d'un angle α, qui est égal à la pente des versants de la toiture.

Elles sont donc soumises à :

- Une charge verticale : le poids propre de la panne et de la couverture, cette charge est décomposée en une composante PZ parallèle à l'âme de la panne et une autre composante Py parallèle aux semelles.
- Une charge oblique : due au vent et parallèle à l'âme de la panne.

Elles sont soumises à la flexion déviée sous l'effet du poids propre de la couverture, des actions climatiques et de la surcharge d'entretien.

3. Schéma statique de la panne :

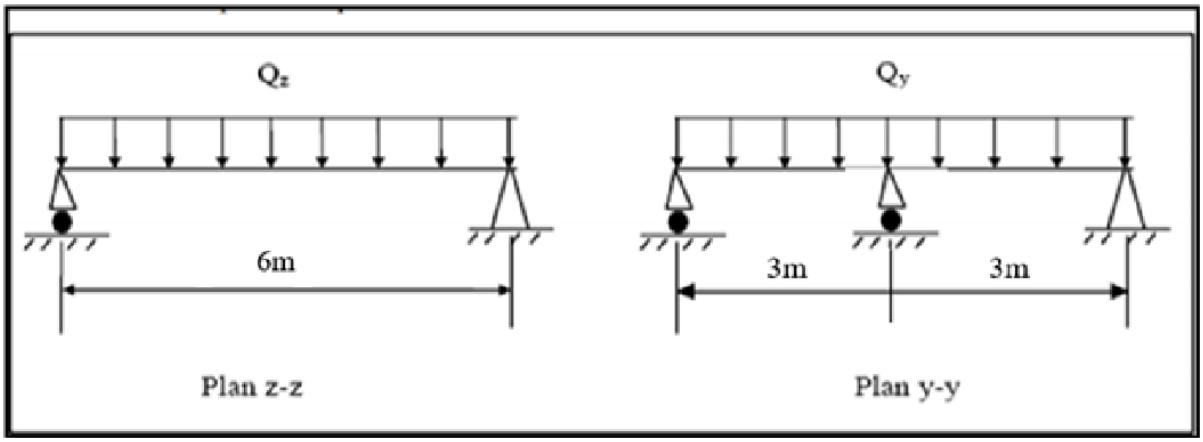


Figure 16 : Schéma statique de la panne

4. Évaluation des charges :

a) Charges permanentes :

Elles sont composées par le poids de la couverture et de la panne. Dans notre cas on a :

- Poids propre des panneaux sandwichs = 12 daN/m².
- Poids propre des pannes estimé à = 6 daN/m².

$$G = G_{couv} + G_{second} = 18\ daN/m^2.$$

b) Surcharges :

- Les surcharges d'exploitation :
  - Surcharge d'entretien : Q_e = 35 daN/m².

- Charge oblique de vent :
  - We = -85,82 daN/m²

c) Combinaisons d'action :

Selon l'Eurocode [2], les combinaisons des charges à considérer à l'ELU sont :

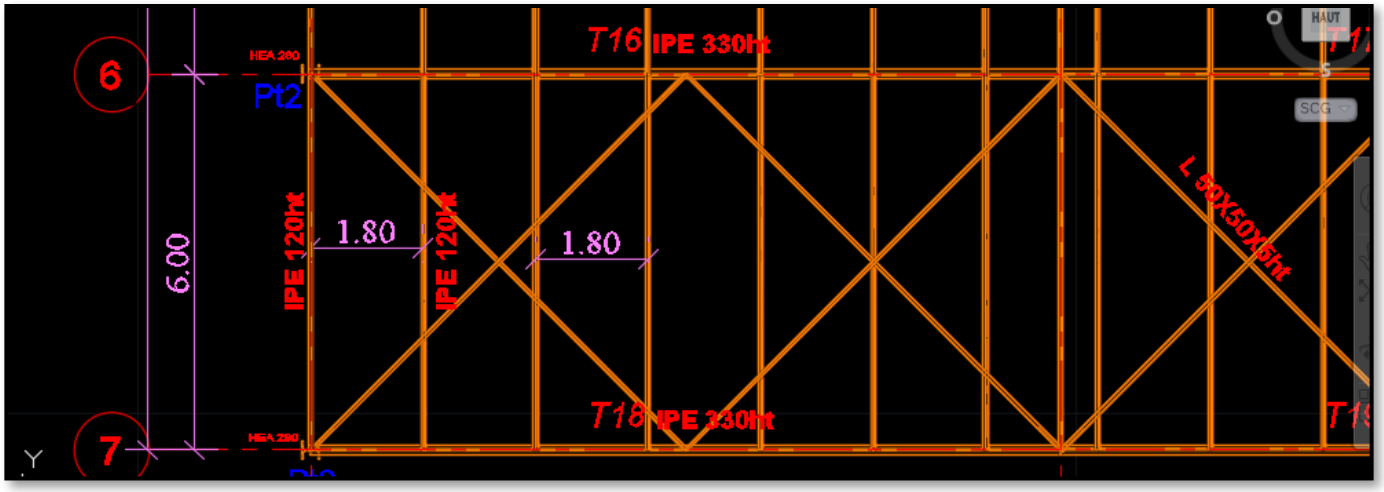


Figure 17: Schéma des pannes

On a l'entraxe e = 1,8 m

Tableau 16 : Les Combinaison des charges

Etat limite	Combinaison	qy (daN/m²)	qz(daN/m²)
ELU	1.35 G + 1.5Q	6,12	76,56
	G + 1,5 We	-8,82	−110,38
ELS	G + Q	4,22	52,83

5. Pré Dimensionnement à l'ELU :

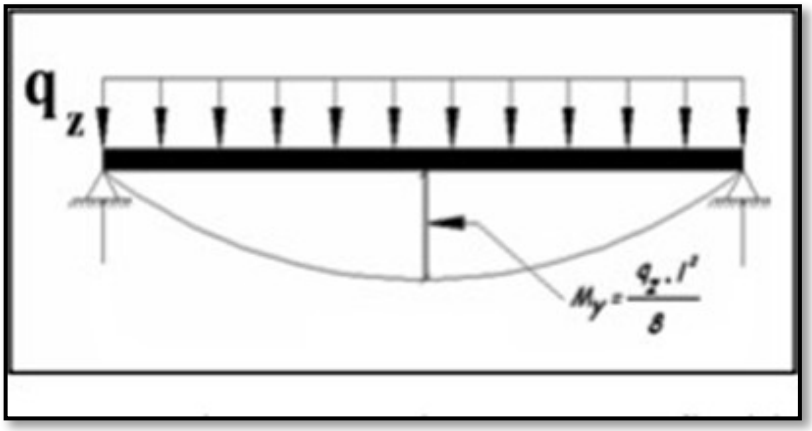


Figure 18 : Diagramme des moments fléchissant

- Section à mi- portée :

My , Mz , Vy et N =0

On suppose que Vy≤ 0,5 Vp

→ IPE en flexion simple → class I

$(\frac{My}{Mpy})^2+(\frac{Mz}{Mpz})\leq 1$

$My=\frac{qz\times e\times l^2}{8}$ = -894,078 daN.m

$My=\frac{qy\times e\times(\frac{l}{2})^2}{8}$ = -17,86 daN.m

On choisi IPE 100

On a Wpy= 39,4cm^3 et Wpz=9,1cm^3

Mpy=Wpy× $\frac{fy}{\gamma M0}$ = 925,90 daN m

Mpz=Wpz× $\frac{fy}{\gamma M0}$= 213,85 daN m

$(\frac{My}{Mpy})^2+(\frac{Mz}{Mpz})$ = 0,85≤1 Vérifier

On vérifie que

Vy≤ 0,5 Vp

Vy= $\frac{5}{8}\times qy\times e\times\frac{l}{2}$ = -29,77 daN

$Vp_y=\frac{0,58\times f_{y\times A_{vy}}}{\gamma M_0}$ =9132,1 daN

$Vp_z=\frac{0,58\times f_{y\times A_{vz}}}{\gamma M_0}$ =6951,3 daN

Vy=-29,77 ⋘ 0,5 Vp = 5566 ,05 daN **Vérifier**

On prend 'IPE 100'

- Section d'appui :

My , Mz et N =0

Vy≠ 0 ; Vz≠ 0

Verifier que V ≤ Vp $\begin{bmatrix} Vy \leq & Vpy \\ Vz \leq & Vpz \end{bmatrix}$

$$\begin{bmatrix} Vy = \frac{-3}{8} \times (qy \times e)\frac{l}{2} & ¿\, 17{,}86\, daN \\ Vz = \frac{-(qz \times e) \times l^2}{2} & ¿\, 596{,}052\, daN \end{bmatrix}$$

Vy=17,86 daN ≤ Vpy = 9132,1 daN

Vz=596,052 daN ≤ Vpz = 6951,3 daN **Vérifier**

6. Vérification à l'ELS :

La flèche pour les pannes qui sont isostatiques est calculée par :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q\,l^4}{EI}$$

Avec $$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{q_y\, l^4}{E\, I_z}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{q_z\, l^4}{E\, I_y}$$

E = 2.1 106 daN \ cm².

Pour IPE 100 ⟶ Iy = 171 cm4

Il faut que la relation suivante est vérifié : $f = \sqrt{f_z^2 + f_y^2} \leq \bar{f} = \frac{l}{200} = 0.03\, m.$

Il existe des liernes donc fy=0

⇨ $f = \frac{5}{384} \times \frac{q_z\, l^4}{E\, I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{52{,}83 \times 1.8.10^{-2} \times 600^4}{2.1.10^6 \times 171} = 4{,}46\, cm$ ⇨ Condition non vérifie

Pour IPE 100 **n'est pas vérifie**

On vérifie IPE 120 Iy = 318 cm4

⇨ $f = \frac{5}{384} \times \frac{q_z\, l^4}{E\, I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{52{,}83 \times 1.8.10^{-2} \times 600^4}{2.1.10^6 \times 171} = 2{,}40\, cm$

⇨ $f=\sqrt{f_z^2+f_y^2}=\sqrt{2{,}40^2+0^2}=2{,}40\,cm<3\,cm$. ⇨ Condition **vérifie**

7. Vérification de l'estimation de la panne

On prend IPE 120

On avait estimé Gpanne=6 daN /m²

Il faut le vérifier

IPE 120 → Masse= 10,4 daN/m

Poids propre de pannes IPE 120 $=\frac{Masse}{Espacement}$

→ PP IPE 120 $=\frac{10{,}4}{1{,}8}$ = 5,77 daN/m² ¿6 $\frac{daN}{m^2}$ **Vérifié**

II. Calcul des liernes :

Pour le calcul des liernes on a le schéma suivant indiquant la position des liernes :

Avec : qy = 6,12 daN/m².

1. Les actions agissantes sur les liernes :

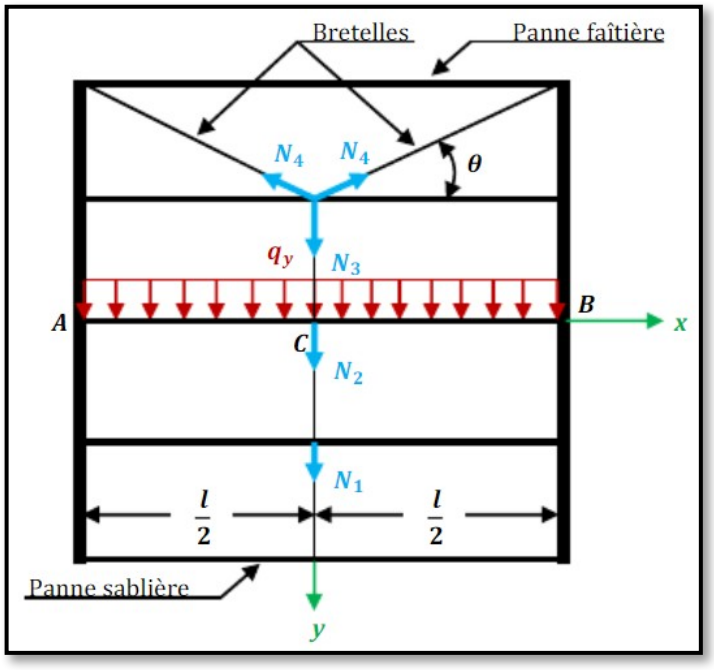


Figure 19 : les actions agissant sur les liernes

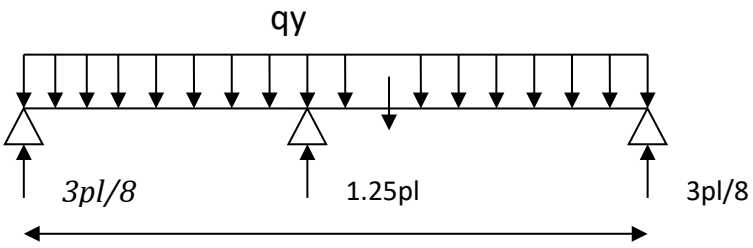


Figure 20:Schéma statique de la panne en présence de lierne

$$R = 1.25 \times qy \times e \times \frac{l}{2}. = 1,25 \times 6,12 \times \frac{6}{2}. \times 1,8 = 41,31 \text{ daN}$$

$$T_1 = R \times \frac{1}{2} = 20,66 \text{ daN}.$$

$$T_2 = R + T_1 = 61,97 \text{ daN}.$$

$$T_3 = R + T_2 = 103,28 \text{ daN}.$$

$$T_4 = R + T_3 = 144,59 \text{ daN}.$$

$$T_5 = R + T_4 = 185,9 \text{ daN}.$$

$$T_5 = R + T_4 = 227,21 \text{ daN}.$$

$$T_6 = \frac{T_5}{2\sin(\Theta)} \quad \text{avec } \Theta = \tan -1\left(\frac{1,8}{6}\right) = 16,7^{o}$$

$$T_6 = \frac{227,21}{2\sin(16,7)} = 395,34 \text{ daN}$$

2. Section des liernes (A) :

$$T_{max} \leq N_{pl} = A \times f_y / \gamma_{M0}.$$

$$A \geq \frac{\gamma M0 \times Tmax}{fy} = \frac{1 \times 395,34}{2350} = 0,168 \text{ cm}^2.$$

$$A = 1682,3\ mm^2 = \frac{\pi d^2}{4}$$

$$\text{Soit : } d = \sqrt{\frac{4 \times 16,82}{\pi}} = 0,46 \text{ Cm}.$$

Soit des liernes de diamètre **8 mm** en tige d'acier S235.

III. Conclusion :

Ce chapitre dédié aux éléments de couverture suivant l'Eurocode 3 [2] a abouti au dimensionnement réglementaire des pannes et des liernes. N'ayant pas satisfait la condition de flèche de l'ELS, nous avons changé le profilé de pré-dimensionnement IPE100 par un profilé IPE120. De plus, le calcul de la suspension a validé l'usage de liernes de diamètre 8mm en acier S235 pour stabiliser la structure.

Les critères de l'Eurocode étant pleinement satisfaits, nous pouvons passer au dimensionnement de l'ossature principale.

CHAPITRES VI : CALCUL DES TRAVERSES

I. Calcul des sollicitations :

Notre structure comporte deux portiques espacés de **6 m** avec quatre portiques espacés de **4 m**.
Dans le cadre de cette étude, on choisit d'étudier un portique intermédiaire.
Dans la suite on procède au calcul de la traverse et après celui des poteaux.

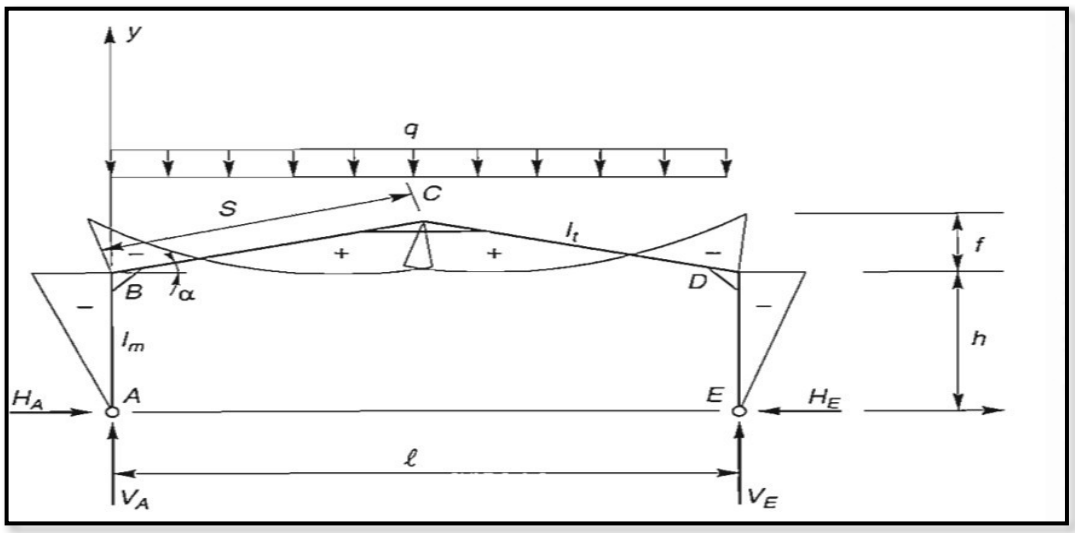


Figure 21 : les différentes sollicitations sur le portique

Réactions d'appuis : HA ; HE ; VA ; VE

Moments maximums : MB ; MC ; MD

Remarque :

Pour le calcul manuel : $x=\frac{¿ \times h}{S \times Lm}$

It : inertie traverse

Lm : Inertie du poteau

On suppose que It = Im :

$$K=\frac{h}{S}=\frac{6,94}{12,08}=0,57$$

Charge Q : $q = 35 \times 6 = 210\ daN/m$

Charge G : $q = 28,2 \times 6 = 169,2\ daN/m$

- **Vent I Vent sur long pan avec surpression**

Wi=qh×Ks×m× δ×Ci avec i=1,2,3

✓ Vent sur le poteau à gauche W1

C1=0.731

W1 = 90×1×1×0.76×-0.731 = 50 daN/m²

Wn1 = 50×6 =300 daN/m²

✓ Vent sur le poteau à droite W2

C2=0.731

W2=90×1×1×0.76×-0.731=50 daN/m²

Wn2 = 50×6=300 daN/m²

✓ Vent sur la traverse W3

C3=0.701

W3=90×1×1×0.76×0.701=47.94 daN/m²

Wn3 = 47.94×6= 287.69 daN/m²

- **Vent II Vent sur long pan avec dépression**

✓ Vent sur le poteau à gauche W1

C1=0.13

W1 = 90×1×1×0.76×-0.13=8.89 daN/m²

Wn1 = 8.89×6 =53.35 daN/m²

✓ Vent sur le poteau à droite W2

C2=0.13

W2 = 90×1×1×0.76×0.13=8.89 daN/m²

Wn2 = 8.89×6 =53.35 daN/m²

✓ Vent sur la traverse W3

C3=0.12

W3=90×1×1×0.76×0.12=8.21daN/m²

Wn3 = 8.21×6= 49.25 daN/m²

- **Vent III (Vent sur pignon avec surpression)**

✓ Vent sur le poteau à gauche W1 et à droite W2

C1= C2=0.117

W1 = W2 = 90×1×1×0.76×0.117= 8 daN/m²

Wn1 = Wn2 = 8×6 = 48.01 daN/m²

✓ Vent sur la traverse W3

C3=0.717

W3=90×1×1×0.76×0.717=49.04 daN/m²

Wn3 = 49.04×6 = 294.25 daN/m²

Charge d'entretien q(daN)	35
Charge de couverture g(daN)	28,2

Tableau 17 : Tableau des cas de charge

b(m)	6
l(m)	12
h(m)	6,94
S(m)	12,08
K	0,57
f	1,4

action		cas de charge	q (dan/m)	HA	HE	VA	VE	MB	MC	MD
vent I	WN1	C	300	1587,36	494,639	-602,05	602,045	3791,75	-532,8	-3432,8
	WN2	D	300	494,639	1587,36	-602,05	602,045	3432,79	532,804	-3791,7
	WN3	B	287,69	-397,61	-397,61	-1726,1	-1726,1	-2759,4	-8510,4	-2759,4
	totale			1684,39	1684,39	-2930,2	-522,05	4465,14	-8510,4	-9983,9
vent II	WN1	C	53,35	282,286	87,9633	-107,06	107,064	674,299	-94,75	-610,47
	WN2	D	53,35	87,9633	282,286	-107,06	107,064	610,465	94,7503	-674,3
	WN3	B	49,25	-68,067	-68,067	-295,5	-295,5	-472,38	-1456,9	-472,38
	totale			302,182	302,182	-509,63	-81,373	812,379	-1456,9	-1757,1
vent III	WN1	E	48,01	412,348	-79,159	96,3473	-96,347	-1705,5	-1241,4	-549,36
	WN2	D	48,01	79,1587	254,031	-96,347	96,3473	549,361	85,2664	-606,81
	WN3	B	294,25	-406,67	-406,67	-1765,5	-1765,5	-2822,3	-8704,4	-2822,3
	totale			84,8326	-231,8	-1765,5	-1765,5	-3978,5	-9860,6	-3978,5
G		A	169,2	233,846	233,846	1015,2	1015,2	-1622,9	1085,97	-1622,9
Q		A	210	290,235	290,235	1260	1260	-2014,2	1347,83	-2014,2

Tableau 18 : Tableau des résultats

		Réaction appui (daN)				Moment (daN,m)		
		HA	HE	VA	VE	MB	MC	MD
ELS	G+Q	524,081	524,081	2275,2	2275,2	-3637,1	2433,8	-3637,1
ELU	1.35*G+1.5*Q	751,045	751,045	3260,52	3260,52	-5212,3	3487,81	-5212,3
	G-|We|	-2713,8	-2713,8	-4112,7	-2074,4	-9436,9	-16170	-19095

II. Dimensionnement des travers :

1. Dimensionnement à l'ELU au faitage :

On suppose que :

Mc=16170 dan

$$Mc \leq \frac{W\,pl \times f\,y}{\gamma\,M\,0} = MR$$

$$W\,py \geq \frac{M\,c \times \gamma\,M\,0}{f\,y} = \frac{16170 \times 10^2 \times 1}{2350} = 688.08\ cm^3$$

⇨ **IPE 330 : W_{py}= 804.3 cm³**

Tableau 19 : Caractéristiques géométriques de IPE 330

Propriété	Symbole	Valeur	Unité
Moment d'inertie axe faible (y)	I_y	11770	cm⁴
Module de flexion élastique (axe y)	$W_{el,y}$	713	cm³
Module plastique (axe y)	$W_{pl,y}$	804.3	cm³
Rayon de giration axe y	i_y	13.7	cm
Aire utile pour cisaillement (y)	AV_y	38.7	cm²
Moment d'inertie axe fort (z)	I_{yz}	788	cm⁴
Module de flexion élastique (axe z)	$W_{el,yz}$	98.5	cm³
Module plastique (axe z)	$W_{pl,z}$	153	cm³
Rayon de giration axe z	i_z	3,55	cm
Aire utile pour cisaillement (z)	AV_z	30.8	cm²
Moment d'inertie de torsion	J	28.2	cm⁴

$$Mc \leq \frac{W\,pl \times f\,y}{\gamma\,M\,0} = \frac{804.3 \times 2350}{1} = 1890105\ daN.cm = MR$$ ➔ **Vérifié**

- **Vérification d'effort tranchant :**

$V < 0.5\ V_{py}$

$$\text{Avec } V_{Py} = \frac{0{,}58 \times Fy \times A_{vy}}{1} = \frac{0{,}58 \times 2350 \times 38.7}{1} = 52748.1\ daN$$

$$V = Max\,(VA\,;\,VE) = 4112.7\ daN$$

$$V = 4112.7 << 0.5 \times 52748.1 = 26374.05\ daN$$ ➔ **Vérifié**

2. Dimensionnement au appuis MB et MD :

$V < 0.5\ V_{py}$

On doit vérifier que $M \leq \frac{W\,pl \times f\,y}{\gamma\,M\,0} = MR$

$$A\ l'ELU : V = Max\ (MB;\ MD) = 19095\ daN$$

On doit calculer Wpy = ??

$$W_{py} \geq \frac{M_c \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{19095 \times 10^2 \times 1}{2350} = 812.55\ cm^3$$

⇨ **IPE 360 : W_{py}= 1019.01 cm³**

$$MD \leq \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1019.01 \times 2350}{1} = 2394673.5\ daN.cm = MR$$ ➔ **Vérifi**

Tableau 20 : Caractéristiques géométriques de IPE 360

Propriété	Symbole	Valeur	Unité
Moment d'inertie axe faible (y)	I_y	16270	cm⁴
Module de flexion élastique (axe y)	$W_{el,y}$	904	cm³
Module plastique (axe y)	$W_{pl,y}$	1307.1	cm³
Rayon de giration axe y	i_y	14.95	cm
Aire utile pour cisaillement (y)	AV_y	45.3	cm²
Moment d'inertie axe fort (z)	I_{yz}	1043	cm⁴
Module de flexion élastique (axe z)	$W_{el,yz}$	122.8	cm³
Module plastique (axe z)	$W_{pl,z}$	191	cm³
Rayon de giration axe z	i_z	3.79	cm
Aire utile pour cisaillement (z)	AV_z	35.1	cm²
Moment d'inertie de torsion	J	37.3	cm⁴

- **Vérification d'effort tranchant :**

$V < 0.5\ V_{py}$

Avec V= 4112.7 daN

$$V_{Py} = \frac{0{,}58 \times Fy \times A_{vy}}{1} = \frac{0{,}58 \times 2350 \times 45.3}{1} = 61743.9\ daN$$

$$V = 4112.7 << 0.5 \times 61743.9 = 308719.5\ daN$$ ➔ **Vérifié**

3. Vérification à l'ELS:

- **Vérification de la flèche :**

Soit $f = \frac{1}{384 \times E \times I} \times (5 \times q l^4 - 48 \times M \times l^2)$

Pour IPE 330 ➔ I_y = 11770 cm3 ; $E = 2.1 \times 106 daN/m$

Q=169,2 + 210 = 379,2 daN /ml

L=24

$M_c\,(ELS) = 2433.8\ daN.m$

f= 5.91 cm ¿ $\frac{l}{200} = \frac{24}{200} = 12$ cm ➔ **Vérifié**

Pour IPE 360 ➔I_y = 16270 cm3 ; $E = 2.1 \times 106 daN/m$

Q=169,2 + 210 = 379,2 daN /ml

L=24

$M_D(ELS) = 3637.1\ daN.m$

f= 4.02 cm ¿ $\frac{l}{200} = \frac{24}{200} = 12$ cm ➔ *Vérifié*

Donc les profiles qu'on va utilise $\begin{cases} IPE\,330\ au\ faitage \\ IPE\,360\ au\ appuis \end{cases}$

III. Dimensionnement et Vérification du Jarret

Données de base

Profil principal traverse **IPE 330**

Acier S**235** → fy = **235 MPa = 2350 daN/cm²**

$\gamma_{M0} = 1$

Moment au faîtage (Mc)= **16 170 daN.m**

Moment aux appuis (MB=MD) = **19 095 daN.m**

$t = \sqrt{l^2 + f^2} = \sqrt{12^2 + 1.44^2} = 12.08\,cm$

1. Jarrets aux Appuis Liaison Poteau-Traverse

- Type de renfort : **Demi-IPE 330** découpé en sifflet
- Longueur du jarret : $x = t\left(1 - \sqrt{\frac{2M_C}{M_B + M_C}}\right) = 0.51\,m$
- Hauteur du renfort : h_r **= 330 mm**
- Hauteur totale : h_{tot} **=** $2 \times h_r$ **= 660 mm**

2. Jarrets à Mi-Portée au Faîtage

- Type de renfort : **Jarret double symétrique**
- Longueur totale : **1.02 m** ,0.51 m de chaque côté
- Hauteur à la pointe : **180 mm**

3. Calcul de la Section Composée

Tableau 21 : Données IPE 330

Paramètre	Symbole	Valeur	Unité
Hauteur	h	330	mm
Largeur semelle	t_f	160	mm
Épaisseur âme	t_w	7.5	mm
Épaisseur semelle	t_f	11.5	mm
Aire totale	A_1	62.6	cm²
Inertie propre	I_{y1}	11700	cm⁴
Module plastique	W_{pl}	804.3	cm³

Tableau 22 : Données Demi-IPE 330

Paramètre	Symbole	Valeur	Unité
Hauteur	h_r	330	mm
Aire	A_r	36,35	cm²
CDG propre / semelle inf renfort	y_r	9	cm
Inertie propre (estimée)	$I_{y,r}$	2 034	cm⁴

Centre de Gravité de la Section Composée

On prend l'axe de référence à la **semelle inférieure de l'IPE 360** :

- l'IPE 330 : **y_1 = 16.5 cm**
- demi-IPE 330 (au-dessus) : y_r **= 36 + 9 = 45 cm**

$$\bar{y} = \frac{A_1 \times y_1 + A_r \times y_r}{A_1 + A_r} = \frac{62.6 \times 18 + 36.35 \times 45}{72.7 + 36.35} = 25.33\,cm$$

$\bar{y} = 25\,cm$ depuis la semelle inferieure

Inertie Totale — Théorème de Huygens

$$I_{y,h} = \left[I_{y1} + A_1 \times (y_1 - \bar{y})^2\right] + \left[I_{yr} + A_r \times (y_r - \bar{y})^2\right]$$

$$I_{y,h} = 35970\,cm^4$$

Fibre la Plus Éloignée

$v_{max} = h_{tot} - \bar{y} = 54 - 27 = 27\,cm$ (Coté renfort)

$v_{min} = \bar{y} = 27\,cm$ (Coté semelle inf.)

La section est **symétrique** par rapport au CDG → v = 27 cm

Module de Résistance Élastique

$$W_{el,h} = \frac{I_{y,h}}{v_{max}} = \frac{35970}{27} = 1332\,cm^3$$

Module de Résistance Plastique

La fibre neutre plastique partage l'aire totale en deux parties égales :

$$A_{tot} = 109.05\,cm^2 \rightarrow \frac{A_{tot}}{2} = 54.52\,cm^2$$

La fibre neutre plastique se situe dans l'**âme de l'IPE 360**.

$$W_{pl,h} \approx 1.15 \times W_{el,h} = 1.15 \times 1332 \approx 1532\,cm^3$$

4. Vérifications de Résistance

- **Vérification au Faîtage ,Mc = 16 170 daN.m**

$$M_R = \frac{W_{pl,h} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1532 \times 2350}{1} = 36002\,daN.m$$

$$\frac{M_C}{M_R} = \frac{16170}{36002} = 0.45 < 1\,condition\,verifier$$

- **Vérification aux Appuis , MB = MD = 19 095 daN.m**

$$\frac{M_B}{M_R} = \frac{19095}{36002} = 0.53 < 1\,condition\,verifier$$

IV. Conclusion

En résumé, ce chapitre nous a permis de mener l'étude structurelle et le dimensionnement de la traverse d'un portique intermédiaire soumis aux différentes combinaisons d'actions. Le dimensionnement de la traverse sous les sollicitations les plus défavorables nous a donné un profilé IPE330 au faitage et un profilé IPE360 aux appuis.

L'intégration de jarrets de renfort en demi-IPE330 aux zones critiques d'encastrement et au faitage assure efficacement cette configuration en optimisant la résistance de la section composée.

CHAPITRES VII : CALCUL DES POTEAUX

I. Dimensions des poteaux

1. Sous la condition de flèche :

Hypothèse de calcul :

- $p = Wn \times \delta \times (Ce - Ci) = 67{,}24 \times 1 \times 0{,}983 = 66{,}09\ daN/m^2$
- Hauteur de poteaux : 5.5m
- Entraxe entre portiques : 6m
- Charge linéaire appliquée q :
  Q= p×e =66,09 × 6 = 396,54 daN/m

$$F_y = \frac{5ql^3}{384E \times Iy} \text{ ¿ } f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{5.5}{200} = 2.75 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{1000}{384} \times \frac{pl^3}{E}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 39654 \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 2.75} = 11587{,}2\ cm^4$$

On choisit la section du profilé dans les tableaux ayant au moins la valeur de I_y égale à la valeur trouvée.

Ce qui correspond à un profilé **HEA 280 :** $I_y = 13670\ cm^4$

2. Vérification des contraintes :

a) Effort de flexion :

$We = 1{,}75 \times 396{,}54 = 693{,}945$ daN

$$M_f = 693{,}945 \times \frac{5.5^2}{2} = 10495.91\ daNm$$

$$\sigma f = \frac{M_f}{W_{el,y}} = \frac{10495.91}{1010} = 10.39 \text{ daN/cm}^2 = 0{,}103 \text{ MPa}$$

$\sigma f = 0{,}103$ MPa << fy = 235 MPa condition Vérifié

b) Effort de compression :

$$G = G_{couv} \times 12 \times 6 + G_{\text{Pannes}} \times 6 + G_{\text{Liernes}} + G_{\text{travers}} \times 12 + G_{\text{Poteaux}} \times 5.5$$

G =864 + 62,4 + 136,8 +795,6 + 612 ,8 = 2471,6 daN

La contrainte de compression simple vaut :

$$\sigma = \frac{G}{A} = \frac{2471,6}{9730} = 0,25 \text{ daN/cm}^2$$

σ = 0,025 MPa << fy = 235 MPa condition Vérifié

c) Vérification de flambement encastré -articulé :

Aire : A (HEA 280) = 9730 mm^2= 97.30 cm^2

$Npl = A \times fy$ =97.3 ×2350 = 228655 daN

$ix = iy$ = 12,74 cm

$lK = 0.7 \times l0$ = 3.85 m = 385 cm

$$\lambda = \frac{385}{12,74} = 30.21$$

$$\lambda 1 = \pi \times \sqrt{\frac{2,1 \times 10^6}{2350}} = 93.91$$

$$\bar{\lambda} = \frac{30.21}{93.91} = 0,32$$

Pour trouver la valeur du coefficient de réduction, il faut faire une interpolation linéaire à partir du tableau ci-dessous :

Tableau 23 : Coefficients de réduction χ

$\bar{\lambda}$	coefficient de réduction χ
0,5	0.9243
0.32	χ
0 ;6	0.89

$$\chi = \chi_1 + \frac{(\bar{\lambda} - \bar{\lambda_1})}{(\bar{\lambda_2} - \bar{\lambda_1})} \times (\chi_2 - \chi_1)$$

$$\chi = 0,9243 + \frac{(0,58 - 0,5)}{(0,6 - 0,5)} \times (0,89 - 0,9243) = 0,8969$$

$$\chi = 0.8969$$

$$N \leq \chi \times \frac{Npl}{\gamma M1}$$

Courbe de flambement b → α = 0,34

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

$\Phi = 0,5 \times [1 + 0,34 \times (0,58 - 0,2) + 0,58^2] = 0,7328$

$$\chi = \frac{1}{[\Phi + \sqrt{(\Phi^2 - \bar{\lambda}^2)}]}$$

$$\chi = \frac{1}{[0,7328 + \sqrt{(0,7328^2 - 0,58^2)}]} = 0.847$$

$$N \leq \chi \times \frac{Npl}{\gamma M1} = \frac{0,847 \times 264\,375}{1} = 223825 \text{ daN}$$

- Effort en tête des poteaux (vent) :

  $N = We \times \delta \times (Ce - Ci) \times Sp$
  $N = 1,75 \times 67,24 \times 1 \times 0,76 \times 6.94 \times 6 = 3723.8$ daN
  3723.8 daN ≤ 223825 daN
  Condition Vérifiée.

II. Calcul du pied de poteau articulé

Soit un poteau HEA 280, articulé en pied soumis aux sollicitations suivantes :

- Effort de compression : N=3723,8 daN ;
- Effort de soulèvement au vent : V= 4112.7 daN ;
- Béton dosé à 350 kg/m³ de ciment C25/30 (fbu = 25.2 daN/cm²)

1. Vérification de la contrainte de compression sur la semelle de fondation :

$$\sigma = \frac{N}{ab} = \frac{37,238 \times 10^4}{1600} = 2,33 \text{ daN/cm} \text{ ¿ } 2,52\ MPa = fbu$$

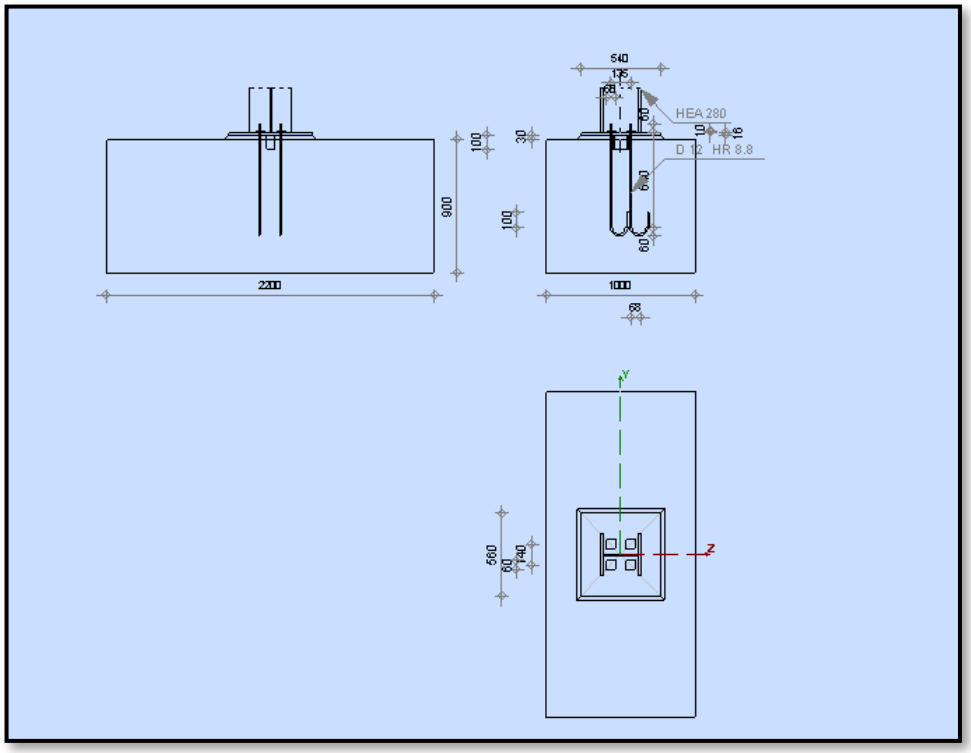


Figure 22: Dimensions du pied de poteau HEA 280

2. Epaisseur de la platine :

L'épaisseur de la platine est donnée par la formule suivante selon l'EC3 [2] :

$$u = \frac{400-270}{2} = 65 \text{ mm}$$

$$T = u \times \sqrt{\frac{3 \times \sigma}{Fy}}$$

$$T = 6{,}5 \times \sqrt{\frac{3 \times 2{,}33}{2350}} = 3{,}54 \text{ mm}$$

Soit t = 16 mm

3. Diamètre des goujons :

a) Effet de traction par goujon :

$$\frac{V}{4} = \frac{4112.7}{4} = 1028{,}18 \text{ daN}$$

b) Hypothèse géométrique :

Pour une platine HEA280 400×400 avec 4 goujons :

- Entraxe typique des tiges ≈ 300 mm
- Donc distance au centre : d1= 150 mm

c) Effort admissible par goujon :

$$Na=0,1\times\left(1+\frac{7\,gc}{1000}\right)\times\frac{\varphi}{\left(1+\frac{\varphi}{d1}\right)^2}\times(l1+6,4r+3,5\times l2)$$

Avec :

- gc : *Le dosage en ciment du béton en* $(Kg/m3)$
- $r = 3\varphi$; $l2 = 2\varphi$; $l1 = 20\varphi$ $(figure\ 29\ ci\ contre)$

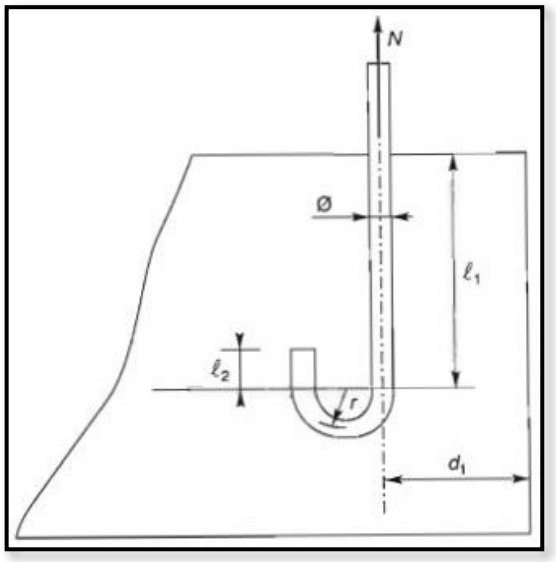


Figure 23:Tige d'encrage

$$Na=0,1\times\left(1+\frac{7\,gc}{1000}\right)\times\frac{\varphi}{\left(1+\frac{\varphi}{d1}\right)^2}\times(l1+6,4r+3,5\times l2)\geq 1028,18$$

$$=0,345\times\frac{\varphi}{\left(1+\frac{\varphi}{d1}\right)^2}\times 46,2\geq 1028,18$$

$$\frac{15,939\times\varphi^2}{\left(1+\frac{\varphi}{d1}\right)^2}\geq 1028,18$$

$$\sqrt{\frac{15,939\times\varphi^2}{\left(1+\frac{\varphi}{d1}\right)^2}}\geq\sqrt{1028,18}$$

$$\varphi\geq 18,73\,mm$$

Pour un poteau principal de type HEA 280, l'utilisation de tiges M12 ou M16 est exclue pour des raisons de rigidité sur chantier. On adopte un standard industriel : **Tiges M20** (Diamètre φ = 2,0).

$$\text{Na} = 0{,}1 \times \left(1+\frac{7\,gc}{1000}\right) \times \frac{\varphi}{\left(1+\frac{\varphi}{d1}\right)^2} \times (l1+6{,}4\,r+3{,}5\times l2)$$

$$= 0{,}1 \times (1+3{,}45) \times \frac{2}{\left(1+\frac{2}{15}\right)^2} \times (40+38{,}4+14)$$

Na *=81,86 daN*

$F_{adm}=As \times \sigma_{adm}$

Pour un encrage M20

$As=2{,}45$ *et* $\sigma_{adm}=1410\,daN/cm^2$

F_{adm}*=3454 daN*

$N=1028{,}18\,daN < F_{adm}$*=3454 daN*

Vérifiée

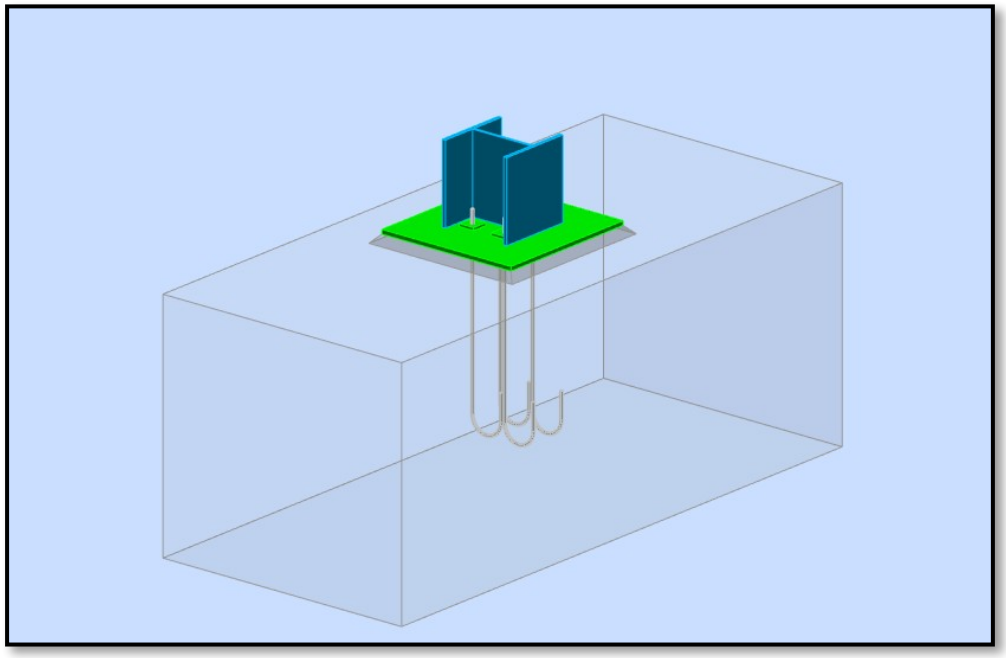


Figure 24: Dimensions du pied de poteau HEA 280 3D

III. Ferraillage des semelles dans logiciel ROBOT :

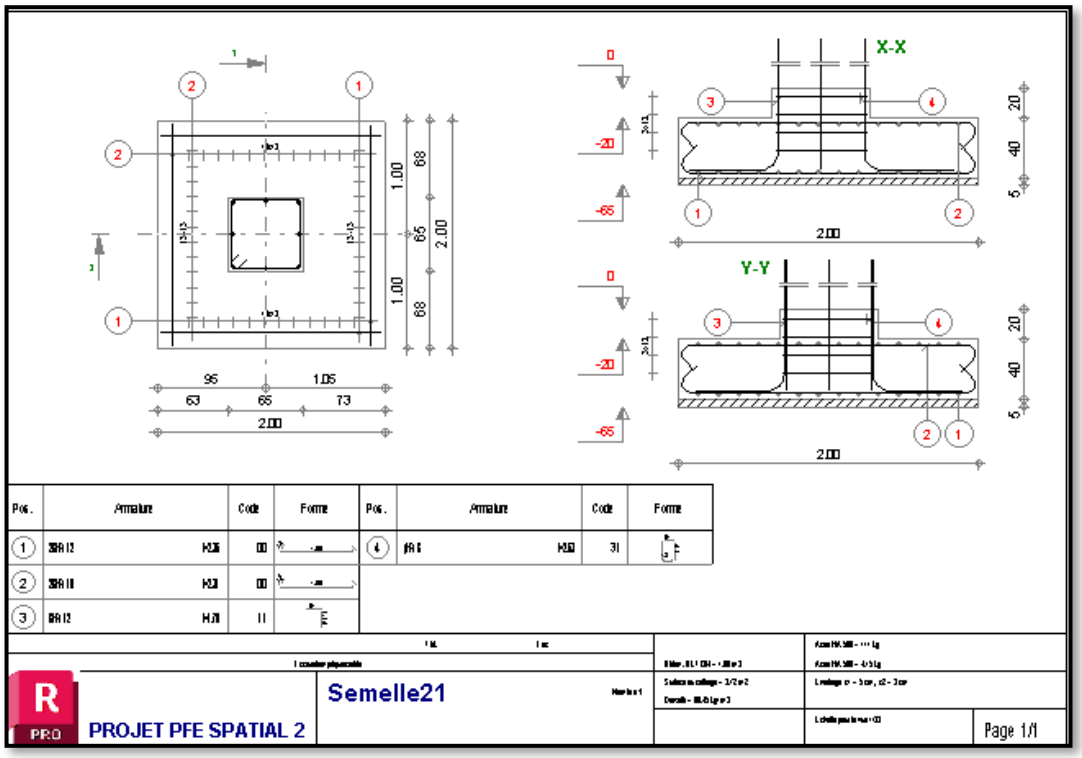


Figure 25:Ferraillage d'un semelle dans Robot

IV. Conclusion

L'étude menée dans ce chapitre nous a permis de finaliser le calcul de l'ossature verticale principale et des liaisons en pied de la structure. Après calcul des vérifications nécessaires, on a validé le choix d'un profil HEA 280 pour l'ossature verticale. Le dimensionnement du pied de poteau articulé a permis de définir une platine de 16mm d'épaisseur associée à des tiges d'ancrage M20 industrielles.

Le schéma de ferraillage généré sur Robot complète notre étude et apporte une validation finale à notre calcul.

CHAPITRES VIII : DIMENSIONNEMENT DE L'ASSEMBLAGE POTEAU - TRAVERSE

I. Données de calcul

L'assemblage relie un poteau **HEA 280** et une traverse **IPE 330** (Acier S235, fy = 235 MPa, fu = 360 MPa). La liaison est réalisée par une platine d'about débordante en acier S235 et des boulons Haute Résistance (HR).

- **Moment fléchissant de calcul :** M= 19 095 daN.m = 190,95 kNm = 190,95 x 10^6 N.mm
- **Effort tranchant de calcul :** V= 4 112,7 daN = 41,13 kN = 41 127 N

II. Assemblage Traverse – Platine

Conformément à l'**EN 1993-1-8** [2] **(Section 4)**, on utilise la méthode simplifiée pour le dimensionnement des cordons d'angle. La résistance de calcul par unité de longueur de la soudure f_v est définie par :

$$Fy = \frac{fu}{\sqrt{3} \times \beta w \times \gamma_{M2}}$$

Pour un acier S235 : $\beta w = 0{,}8$ et $\gamma_{M2} = 1.25$. $Fy = \frac{360}{\sqrt{3} \times 0.8 \times 1.25}$ = 207,84 MPa = 207,84 N/mm²

1. Soudure des semelles

Le moment fléchissant est décomposé en un couple d'efforts normaux (traction / compression) dans les semelles de la traverse IPE 330 :

$$F = \frac{M}{hb - t_{fb}} = \frac{190{,}95\,x\,10^6}{330 - 11.5} = 600\,472 \text{ N} = 60\,047 \text{ daN}$$

La longueur totale du cordon entourant la semelle de l'IPE 330 (b_b= 160 mm) est : l_w= 2 x b_b= 2 x 160 = 320 mm

La gorge minimale requise a_f est : $a_f \geq \frac{F}{(l_w = x f_v)} = \frac{600\,472}{320\,x\,207{,}84} = 9{,}03$ mm

Correction constructive (limite maximale liée à l'épaisseur de semelle t_{fb}= 11,5 mm) : On applique une pénétration partielle ou une gorge renforcée de a_f **= 8 mm** avec préparation des bords si nécessaire, ou on élargit le cordon sur le débord de la platine.

2. Soudure de l'âme

L'effort tranchant est repris par les deux cordons verticaux le long de l'âme du profilé.

- Hauteur libre de l'âme : $l_{w,w} = hb$ - 2 x t_{fb} = 330 - 2 x 11,5 = 307 mm
- Longueur utile cumulée (2 cordons) : l_w,total = 2 x 307 = 614 mm

La gorge minimale requise $a_w$est : $a_w \geq \frac{V}{(l_w, total\, x\, f_v)} = \frac{41\,127}{(614\, x\, 207{,}84)}$ = 0,32 mm

Par disposition constructive minimale ($a_w$min ≥ 0,7 x t_{wb}= 0,7 x 7,5 mm), on retient : a_w= **5 mm**

III. Note de calcul de l'assemblage Boulonné Poteau - Traverse

Pour la jonction entre le poteau et la traverse (profilé IPE 330), la configuration retenue est de **20 Boulons M20 de Classe 10.9 (HR1)**, répartis en **2 rangées de 10 boulons**, disposés sur une platine d'about débordante en acier S235.

1. Résistance des boulons à la traction

La résistance de calcul à la traction par boulon (Ft_{Rd}) est définie par :

- Section résistante d'un boulon M20 : As = 245 mm²
- Résistance à la traction ultime du boulon : fub = 1000 MPa
- Facteur de sécurité partiel : γ_{M2}= 1,25

Calcul de la résistance : $Ft_{Rd} = \frac{(0{,}9\, x\, fub\, x\, As)}{\gamma_{M2}} = \frac{(0{,}9\, x\, 1000\, x\, 245)}{1{,}25}$ = 176 400 N = 17 640 daN

2. Distribution des efforts dans les rangées tendues

Sous l'action du moment sollicitant M = 190,95 kNm, l'assemblage pivote autour du centre de compression situé au milieu de la semelle inférieure comprimée de l'IPE 330.

L'effort de traction de la zone tendue est considéré comme repris par les 3 rangées supérieures les plus sollicitées (soit un groupe de 6 boulons actifs). Le bras de levier moyen de cette zone tendue est estimé à hr = 310 mm.

- Effort de traction total dans la zone tendue : $F_t$total = $\frac{M}{hr} = \frac{190{,}95\, x\, 10^6}{310}$ = 615 968 N = 61 597 daN
- Effort de traction sollicitant par boulon actif : Fb= $\frac{F_t\, total}{10\, boulons}$ = 615 968 / 10 = 61596,8 N = 6159,68 daN

- Vérification de la condition de résistance : Fb= 6159,68 daN ≤ Ft_{Rd} = 17 640 daN

  --> **Vérifié (OK)**

3. Détermination de l'épaisseur minimale de la platine

Selon l'Eurocode 3, l'épaisseur limite de la platine pour éviter la plastification en flexion est donnée par la formule :

$$T_{min}=\sqrt{[\frac{(2\times Fb\times m)}{(l_{eff}\times \frac{fy}{\gamma_{M0}})}¿]¿}$$

Avec les paramètres géométriques et mécaniques suivants :

- m = 35 mm (distance de l'axe du boulon à la face de la semelle ou de l'âme)
- l_{eff} = 120 mm (longueur efficace de la platine par rangée de boulons)
- fy = 235 N/mm² (limite d'élasticité de l'acier S235)
- γ_{M0} = 1,0
- $T_{min}=\sqrt{[\frac{(2\times Fb\times m)}{(l_{eff}\times \frac{fy}{\gamma_{M0}})}¿]¿}=\sqrt{[\frac{7186270}{28200}¿]¿}$= √[254,83] = 15,96 mm

L'épaisseur minimale requise étant de 15,96 mm, on retient une épaisseur commerciale standard immédiatement supérieure afin d'assurer la rigidité de la platine : **t = 16 mm**.

4. Vérification du Moment Résistant Global de la Jonction (M_j)

En cumulant la capacité résistante de l'ensemble des rangées de boulons par leurs bras de levier respectifs, la méthode des composants de l'Eurocode 3 donne un moment résistant de calcul global de :

M_j= 285 kNm

- Vérification finale vis-à-vis du moment sollicitant : M_j = 285 kNm ≥ M = 190,95 kNm

  --> **Vérifiée (OK)**

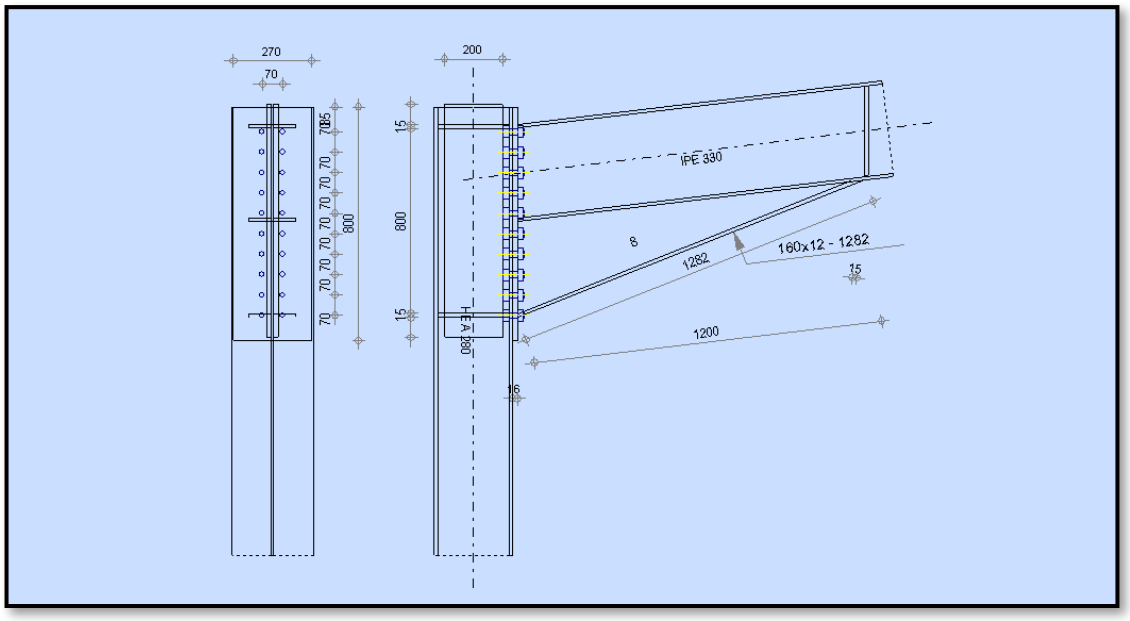


Figure 26 : Assemblage poteau-travers

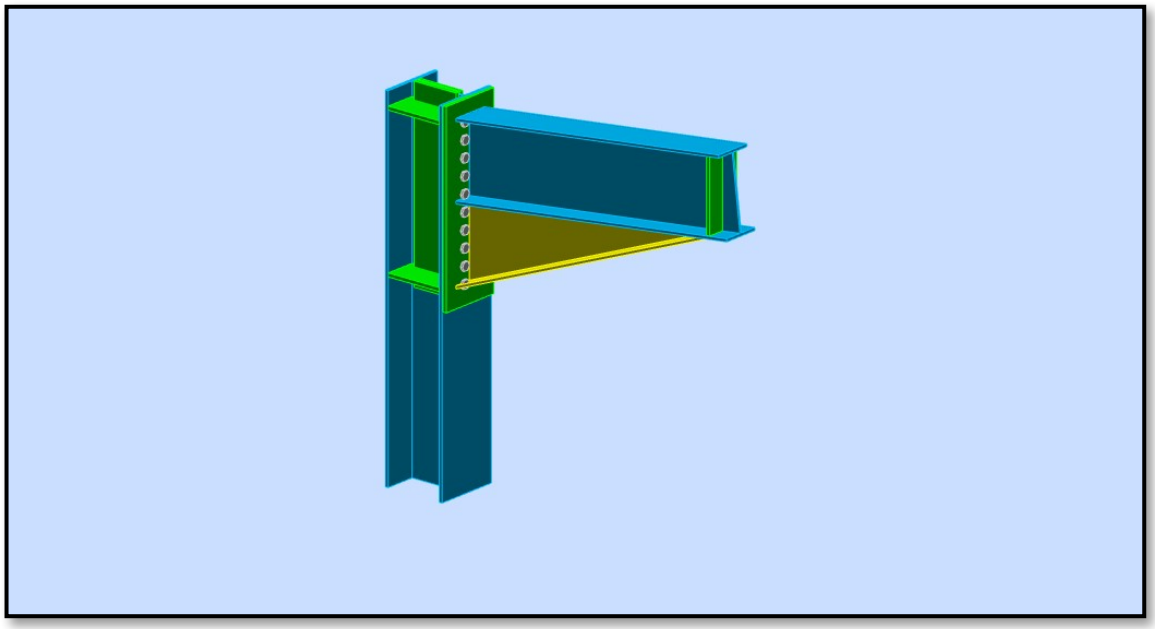


Figure 27: Assemblage poteau-traverse3D

IV. Conclusion

Ce chapitre nous a permis de valider la rigidité et la résistance de la jonction critique entre le poteau HEA 280 et la traverse IPE 330 sous les sollicitations maximales de notre projet. La validation graphique en 2D et 3D de la configuration calculée confirme la robustesse de l'ossature et clôture l'étude de ce portique principal.

CHAPITRE IX : DIMENSIONNEMENT DES LISSES DE BARDAGE

I. Introduction et Rôle Fonctionnel

Les lisses de bardage sont des éléments ossaturaux secondaires, généralement horizontaux, fixés sur les poteaux de portiques ou les potelets de pignon. Elles remplissent une double fonction :

1. Transmettre les actions climatiques (pression et succion du vent) agissant sur la paroi verticale vers l'ossature principale (poteaux).
2. Supporter le poids propre du bardage et de l'isolation éventuelle.

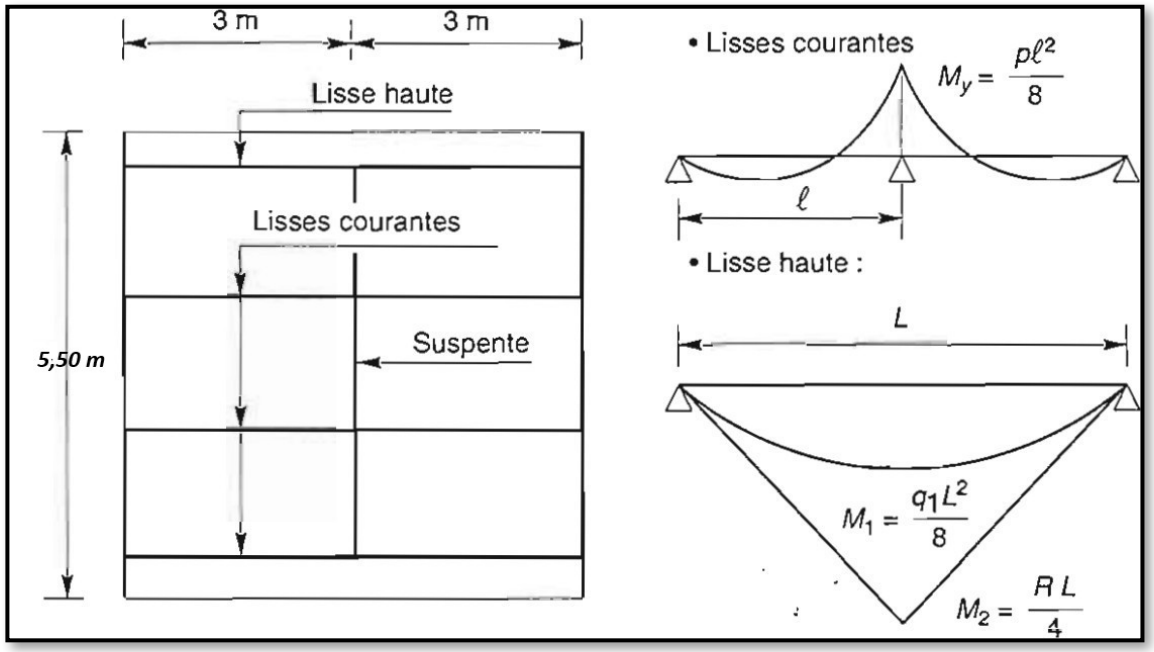


Figure 28:Suspentes des lisses de bardage

II. Données de Conception et Hypothèses de Calcul

- Portée des lisses (L) = 6,00 m .
- Entraxe vertical des lisses (d) = 1,50 m.
- Nuance d'acier : S235 (fy = 235 MPa, γ_{M0} = 1,00, γ_{M1}= 1,00).
- Poids propre du bardage G-bardage = 15 daN/m2.
- Pression de calcul du vent q_w = 67,24 daN/m²

III. Établissement des Charges Linéaires Équivalentes

Chaque lisse intermédiaire reprend une bande de chargement de largeur égale à son entraxe d = 1,50 m.

1. Charges Permanentes suivant l'axe vertical (z-z)

- Charge du bardage : Q_G – ¿bardage = 15 x 1,50 = 22,5 daN/m
- Estimation du poids propre de la lisse : Q_G – ¿lisse = 12,5 daN/m
- Charge permanente totale : g = 22,5 + 12,5 = 35 daN/m = 0,35 kN/m

2. Actions Climatiques suivant l'axe transversal (y-y)

L'action du vent s'exerce perpendiculairement à la surface du bardage :

- Charge de vent de calcul : w = 67,24 x 1,50 = 100,86 daN/m = 1,01 kN/m

IV. Analyse des Sollicitations à l'ELU

Les lisses de bardage fonctionnent en flexion déviée car elles subissent simultanément des charges verticales (g) et horizontales (w).

1. Combinaisons d'Actions à l'État Limite Ultime

- Composante verticale : q_z = 1,35 × g = 1,35 × 0,35 = 0,473 kN/m
- Composante horizontale : q_y = 1,50 ×w = 1,50 ×1,01 = 1,515 kN/m

2. Calcul des Moments Fléchissant Maximaux

Pour une poutre sur deux appuis simples de portée L = 6,00 m :

- My = $\frac{q_{y \times L^2}}{8} = \frac{1{,}515 \times 6^2}{8}$ = 6,817 kNm

- Mz= $\frac{q_{z \times L^2}}{8} = \frac{0{,}473 \times 6^2}{8}$ = = 2,13 kNm

V. Vérification de la Section

On opte pour un profilé de type UPN 140

Caractéristiques de l'UPN 140 :

- Wpl_y= 103,0 cm3 ; Wpl_z = 28,3 cm3

- Iy = 605 cm4 ; Iz = 62,7 cm4 ; Masse = 16,0 kg/m

1. Critère de Résistance en Flexion Bi-axiale

Pour les sections de Classe 1 ou 2, le critère réglementaire est : $(\frac{My}{Mpl_y})^{\alpha} + :(\frac{Mz}{Mpl_z})^{\beta} \leq 1{,}0$

Pour les profilés en U, on applique l'enveloppe conservative linéaire (α = 1, β = 1) :

- $Mpl_y = \frac{Wpl_y \times fy}{\gamma_{M0}} = \frac{103{,}0 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1{,}0} = 24{,}21$ kNm
- $Mpl_z = \frac{Wpl_z \times fy}{\gamma_{M0}} = \frac{28{,}3 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1{,}0} = = 6{,}65$ kNm

$(\frac{6{,}817}{24{,}21})^1 + :(\frac{2{,}13}{6{,}65})^1 = 0{,}6 \leq 1$

Verifier

VI. Vérification de la Flèche

La flèche admissible selon les critères usuels de l'Eurocode 3 pour les lisses est f_{adm}= L/200 = 600 / 200 = 3,00 cm.

- **Flèche horizontale sous l'action du vent seul :**

$fy = \frac{5 \times q_w \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 0{,}0101 \times 600^4}{384 \times 21000 \times 605} = 1{,}31$ cm fy = 1,31 cm ≤ f_{adm} = 3,00 cm

Note technique : En pratique, pour réduire la flèche verticale fz due au poids propre qui s'avère souvent contraignante sur 6 m de portée, on dispose des liernes (tirants verticaux en rond d'acier) à mi-portée. Cela divise la portée verticale par 2 (Lz = 3,00 m), rendant la flèche verticale négligeable.

On prend lisse de bardage UPN 140

VII. Conclusion

L'analyse structurelle des lisses de bardage sous flexion déviée a conduit à l'adoption et à la validation d'un profilé UPN 140. Les exigences réglementaires étant satisfaites, l'étude des composants secondaires de façade est finalisée.

CHAPITRE X : ÉTUDE ET DIMENSIONNEMENT DU SYSTÈME DE CONTREVENTEMENT

I. Philosophie du Contreventement

Les contreventements sont des systèmes structurels conçus pour assurer la stabilité globale du bâtiment vis-à-vis des forces horizontales (efforts de vent sur les pignons et les longpans, effets de séisme ou forces de freinage des ponts roulants). Ils guident ces forces jusqu'aux fondations.

On distingue :

1. La poutre au vent (en toiture) : Treillis plan horizontal reprenant le vent sur le pignon.
2. La palée de stabilité (en façade) : Treillis vertical reprenant les réactions de la poutre au vent.

II. Évaluation de l'Effort de Traction dans la Palée de Stabilité

Sur la base des calculs cinématiques du projet, nous reprenons l'effort axial ultime sollicitant la barre de contreventement diagonale la plus défavorisée.

- Effort de traction ultime de calcul : N= 46,56 kN

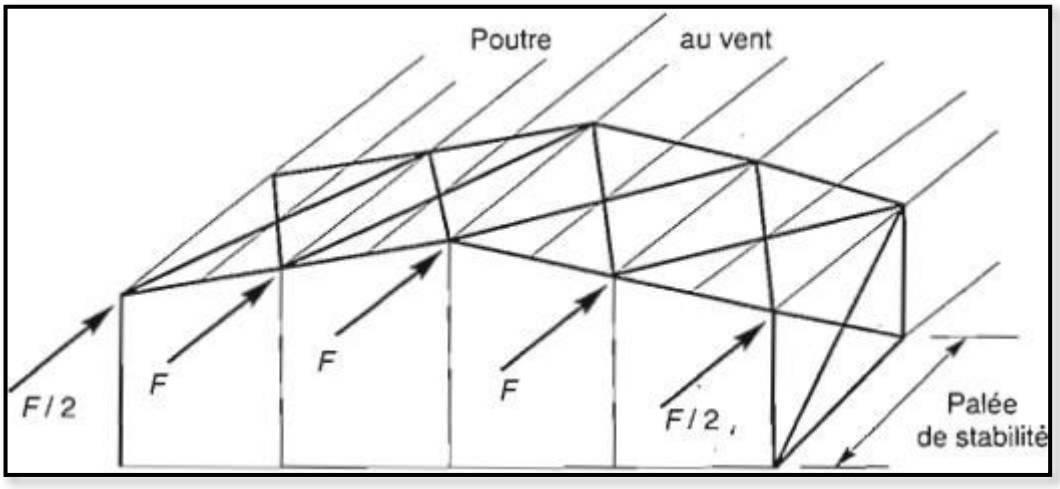


Figure 29: La transmission des efforts sur les pignons

III. Calcul de la Section Minimale Requise

Les diagonales de contreventement sont dimensionnées pour travailler exclusivement en traction pure (les cornières longues s'élancent et flambent immédiatement sous un effort de compression, leur résistance en compression est donc conventionnellement négligée).

La condition de résistance plastique de la section brute (Npl) sous effort de traction est :

$$N <= Nt = \frac{(A\,x\,fy)}{\gamma_{M0}}$$

D'où la section brute minimale requise (A_req) : $A_req >= \frac{(N\,x\,\gamma_{M0})}{fy} = \frac{(46560\,x\,1{,}0)}{235 = ¿¿} = 198{,}13$ mm2 = 1,98 cm2

IV. Calcul assemblage contreventement (corniére-gousset)

1. Résistance des boulons au cisaillement

On adopte la classe des boulon 5.6

$$N \le Fv = 0{,}6\,Fub \times \frac{Ab}{\gamma_{Mb}}$$

$$N \le h \times n \times Fv$$

$$N \le 2 \times 1 \times 0{,}6\,Fub \times \frac{Ab}{\gamma_{Mb}}$$

$$Ab \ge \frac{N \times \gamma_{Mb}}{2 \times 1 \times 0{,}6\,Fub}$$

Classe 5.6 Fub = 500 Mpa = 5000 daN /cm²

$\gamma_{Mb} = 1{,}25$

$$As \ge \frac{46{,}56 \times 1{,}25}{2 \times 1 \times 0{,}6 \times 5000}$$

$As \ge 0{,}97$ cm²

$As \ge 97$ mm²

2 boulon $\varphi 14$

2. Résistance à la pression diamétrale

$$Fb = 2{,}5 \times \alpha \times Fu \times d \times \frac{t}{\gamma_{Mb}}$$

$$d0 = d + 1$$

$$d0 = 14 + 1$$

$$d0 = 15$$

$$\alpha = MIN\left\{\frac{30}{3 \times 15} \middle| \frac{35}{3 \times 15} - 0{,}25 \middle| \frac{500}{360} \middle| 1\right\}$$

$$\alpha = 0{,}30$$

$$Fb = 2{,}5 \times 0{,}52 \times 3600 \times \frac{1{,}4 \times 0{,}5}{1{,}25}$$

$$Fb = 2620{,}8\, daN$$

$$N \leq 2 \times Fb$$

$N = 4656 \leq 2 \times 2620{,}8 = 5241\, daN$ ¿>OK

V. Sélection et Vérification du Profilé

On adopte une cornière standard à ailes égales de type L 50 x 50 x 5.

Caractéristiques du profilé :

- Section brute : A = 4,80 cm2
- Position du centre de gravité : v = 1,40 cm

1. Vérification de la Section Utile Réduite

Puisque la cornière est attachée par une seule aile à l'aide de boulons, l'Eurocode 3 impose de vérifier la résistance de la section nette au droit des perçages.

Pour 2 boulons d'attache (ou piquage par gousset), la résistance ultime de la section nette (Nu) est donnée par : $Nu = \frac{[2{,}0\, x\, (e2 - 0{,}5\, x\, d0)\, x\, t\, x\, fu]}{\gamma_{M2}}$

Avec :

- Épaisseur de la cornière t = 5 mm
- Diamètre du trou d0 = 15 mm (pour boulon M14)
- Pince latérale minimale e2 = 35 mm
- Acier S235 : fu = 360 MPa ; γ_{M2} = 1,25

$$Nu = \frac{[2{,}0\, x\, (35 - 0{,}5\, x\, 15)\, x\, 5\, x\, 360]}{1{,}25} = 79{,}20\, KN$$

Constat constructif : La résistance plastique globale de la cornière est de

Npl = $\frac{(4{,}80\, x\, 235)}{1{,}0}$ = 112,8 kN > 46,56 kN. Cependant, l'attache doit être dimensionnée avec soin.
Pour passer l'effort de 46,56 kN, il convient de mettre en place une attache comportant au moins 2 boulons en ligne.

Le choix constructif se portera sur une cornière L 50 x 50 x 5 avec 2 boulons M14, garantissant une totale sécurité vis-vis de l'effet d'excentricité de l'attache de cornière.

VI. Condition d'Élancement Maximum

Bien que travaillant en traction, l'Eurocode 3 [2] recommande de limiter l'élancement des barres de contreventement pour éviter les vibrations excessives et le battement sous l'effet des turbulences du vent : $\lambda = Lk / i_min \leq 300$

Pour notre cornière choisie :

- Longueur géométrique de la diagonale : $Lk = \sqrt{(5^2+3,5^2)} = 6,103$ m = 610,3 cm
- Pour une cornière L 50x50x5, rayon d'inertie minimal : i_min = iv = 0,97cm
- Lambda = $\frac{601,3}{0,97}$ = 619,89 > 300 => **OK**

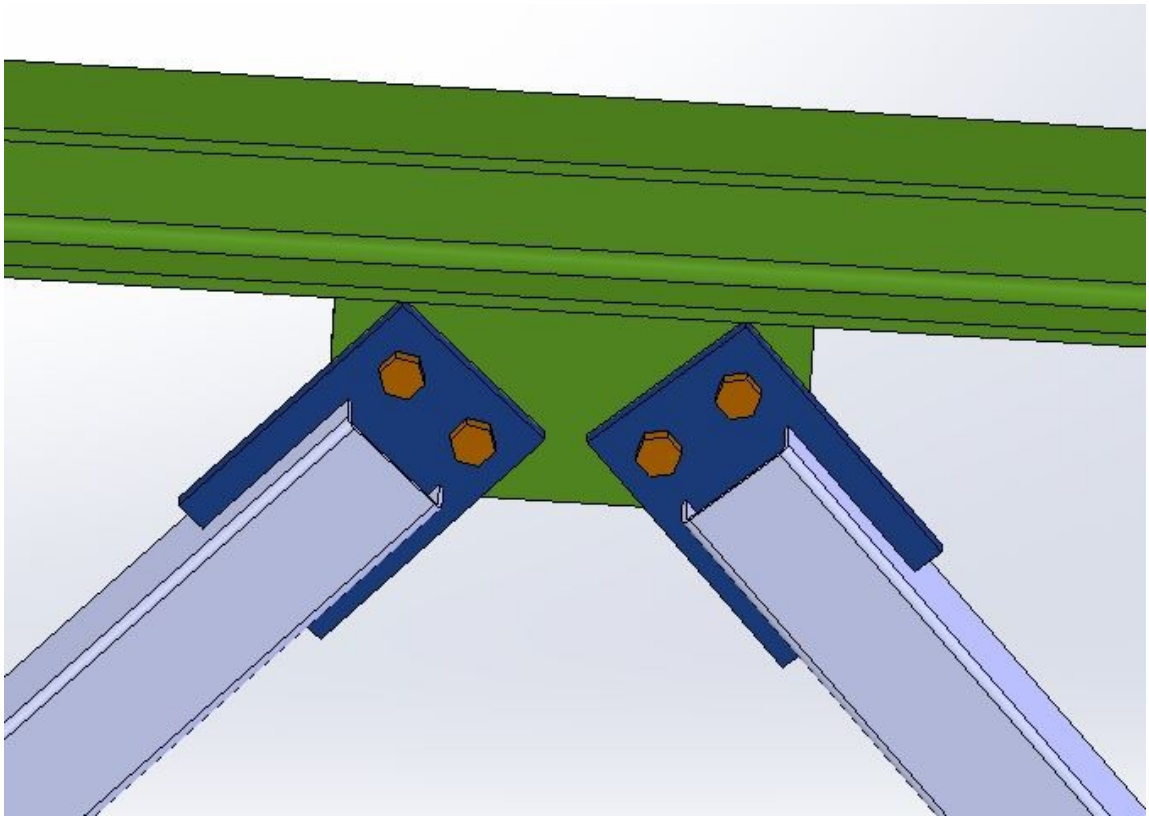


Figure 30: gousset d'assemblage

VII. Conclusion

L'étude du système de contreventement présentée dans ce chapitre a permis de fixer les choix technologiques nécessaires pour assurer la rigidité de notre bâtiment face aux actions climatiques horizontales. Une section de cornière L 50 x 50 x 5 a été retenue et validée à l'ELU. Les calculs de connexion ont quant à eux mené à la définition constructive d'une attache sur gousset par 2 boulons M14 (classe 5.6).

Les critères de résistance et de déformabilité étant satisfaits, l'analyse du système est finalisée.

CHAPITRE XI : OUTILS INFORMATIQUES ET LOGICIELS UTILISÉS

I. Introduction

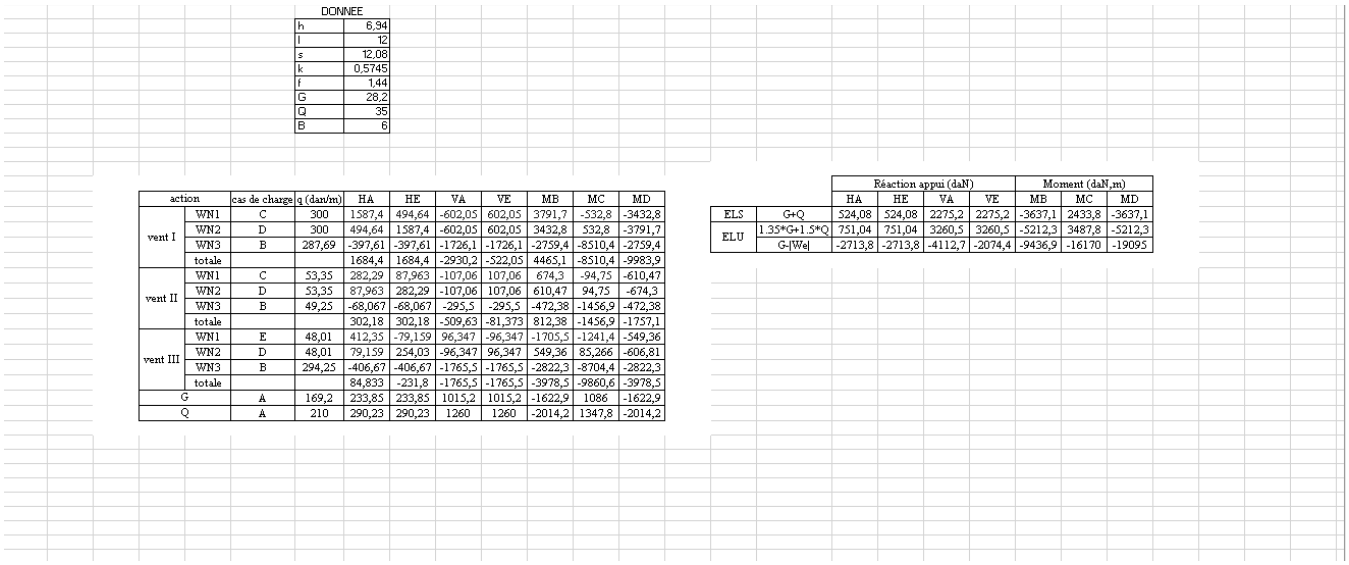
L'ingénierie des structures modernes repose sur l'utilisation combinée d'outils de calcul analytique, de programmation et de logiciels de simulation numérique avancés. Dans le cadre de ce Projet de Fin d'Études (PFE), trois outils complémentaires ont été indispensables pour mener à bien la conception, le dimensionnement réglementaire selon les Eurocodes et la production des plans d'exécution de notre structure métallique : **Microsoft Excel**, **Autodesk Robot Structural Analysis Professional** et **Autodesk AutoCAD**.

II. Microsoft Excel : Optimisation et prédimensionnement

Microsoft Excel a été utilisé comme un outil de calcul intermédiaire et d'optimisation algorithmique avant la modélisation globale. Son utilisation a principalement concerné :

- **Le dimensionnement des pannes :** Automatisation des calculs de flexion déviée, de vérification des critères de flèche (limite réglementaire de L/200 ou L/300) et de la résistance au déversement sous l'action combinée des charges permanentes, d'exploitation et du vent.
- **L'évaluation des sollicitations sur les traverses :** Création de feuilles de calcul analytiques basées sur les méthodes de la résistance des matériaux (RDM) pour obtenir une première estimation des moments fléchissants et des efforts tranchants maximaux.

Cette approche itérative a permis de figer les sections initiales des profilés métalliques afin d'intégrer une géométrie proche de l'optimum dans le modèle numérique global.



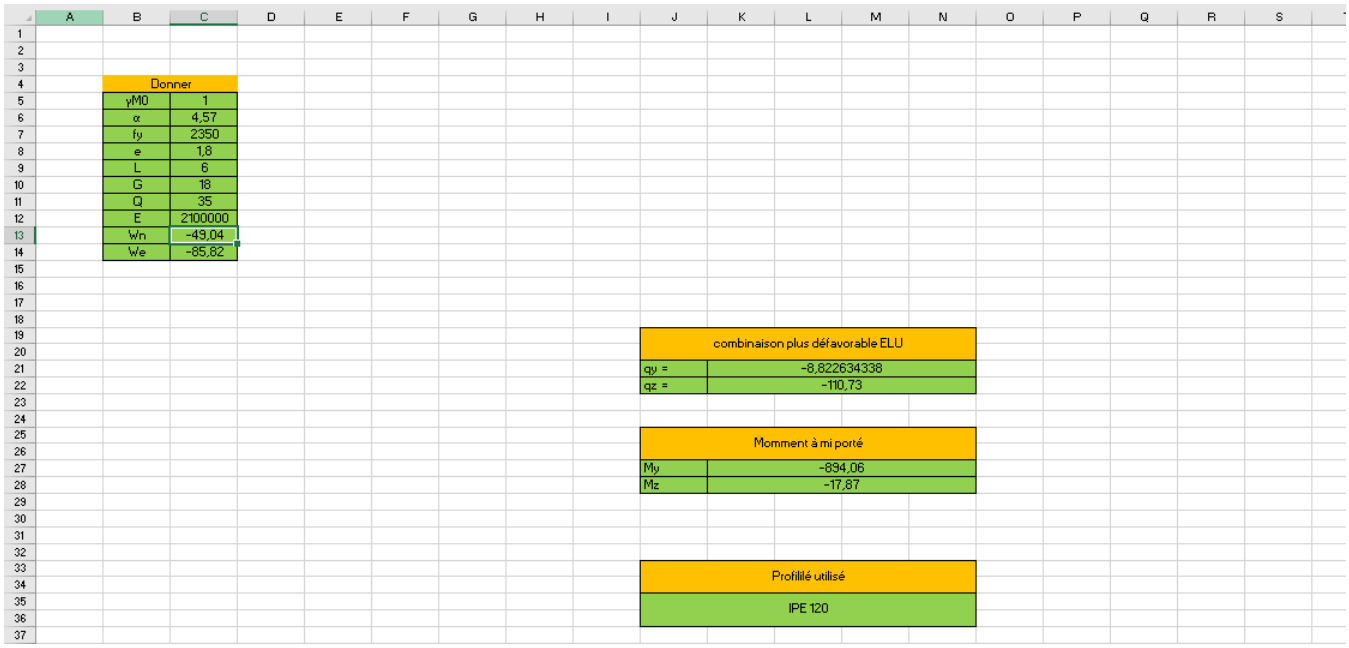
DONNEE

h	6,94
l	12
s	12,08
k	0,5745
f	1,44
G	28,2
Q	35
B	6

action		cas de charge	q (dan/m)	HA	HE	VA	VE	MB	MC	MD
vent I	WN1	C	300	1587,4	494,64	-602,05	602,05	3791,7	-532,8	-3432,8
	WN2	D	300	494,64	1587,4	-602,05	602,05	3432,8	532,8	-3791,7
	WN3	B	287,69	-397,61	-397,61	-1726,1	-1726,1	-2759,4	-8510,4	-2759,4
	totale			1684,4	1684,4	-2930,2	-522,05	4465,1	-8510,4	-9983,9
vent II	WN1	C	53,35	282,29	87,963	-107,06	107,06	674,3	-94,75	-610,47
	WN2	D	53,35	87,963	282,29	-107,06	107,06	610,47	94,75	-674,3
	WN3	B	49,25	-68,067	-68,067	-295,5	-295,5	-472,38	-1456,9	-472,38
	totale			302,18	302,18	-509,63	-81,373	812,38	-1456,9	-1757,1
vent III	WN1	E	48,01	412,35	-79,159	96,347	-96,347	-1705,5	-1241,4	-549,36
	WN2	D	48,01	79,159	254,03	-96,347	96,347	549,36	85,266	-606,81
	WN3	B	294,25	-406,67	-406,67	-1765,5	-1765,5	-2822,3	-8704,4	-2822,3
	totale			84,833	-231,8	-1765,5	-1765,5	-3978,5	-9860,6	-3978,5
G		A	169,2	233,85	233,85	1015,2	1015,2	-1622,9	1086	-1622,9
Q		A	210	290,23	290,23	1260	1260	-2014,2	1347,8	-2014,2

		Réaction appui (daN)				Moment (daN,m)		
		HA	HE	VA	VE	MB	MC	MD
ELS	G+Q	524,08	524,08	2275,2	2275,2	-3637,1	2433,8	-3637,1
ELU	1.35*G+1.5*Q	751,04	751,04	3260,5	3260,5	-5212,3	3487,8	-5212,3
	G-|We|	-2713,8	-2713,8	-4112,7	-2074,4	-9436,9	-16170	-19095

Figure 31: calcul des sollicitations de portique pour Excelle



Donner	
γM0	1
α	4,57
fy	2350
e	1,8
L	6
G	18
Q	35
E	2100000
Wn	-43,04
We	-85,82

combinaison plus défavorable ELU	
qy =	-8,822634338
qz =	-110,73

Momment à mi porté	
My	-894,06
Mz	-17,87

Profilié utilisé
IPE 120

Figure 32 : donnes dimensionnement des pannes pour Excelle



IPE	Iy	Wpy(cm3)	Wpz (cm3)	Avy (cm2)	Avz (cm2)	Vpy (daN)	Vpz(daN)	Mpy (daN.m)	Mpz (daN.m)	f (cm)	(My/Mpy)²+(Mz/Mpz)	Vy < 0,5xVpy	V < Vp	f ≤ f̄	vérification Global
IPE 100	171	39,4	9,1	6,7	5,1	9132,1	6951,3	925,90	213,65	4,47	(-894,06/925,3)²+(-17,87/925,3) = 0,85 < 1 verifier	verifier	verifier	non verifier	Non vérifié
IPE 120	318	60,4	13,6	8,6	6,3	11721,8	8586,9	1419,40	319,60	2,40	(-894,06/1419,4)²+(-17,87/1419,4)² = 0,34 < 1 verifier	verifier	verifier	verifier	Vérifié
IPE 140	541	88,3	19,2	10,6	7,6	14447,8	10358,8	2075,05	451,20	1,41	(-894,06/2075,05)²+(-17,87/2075,05)² = 0,15 < 1 verifier	verifier	verifier	verifier	Vérifié
IPE 160	869	123,9	26,1	12,8	9,7	17446,4	13221,1	2911,65	613,35	0,88	(-894,06/2911,65)²+(-17,87/2911,65)² = 0,07 < 1 verifier	verifier	verifier	verifier	Vérifié
IPE 180	1317	166,4	34,6	15,3	11,3	20853,9	15401,9	3910,40	813,10	0,58	(-894,06/3910,4)²+(-17,87/3910,4)² = 0,03 < 1 verifier	verifier	verifier	verifier	Vérifié
IPE 200	1943	220,6	44,6	18	14	24534,0	18082,0	5184,10	1048,10	0,39	(-894,06/5184,1)²+(-17,87/5184,1)² = 0,01 < 1 verifier	verifier	verifier	verifier	Vérifié
IPE 220	2772	285,4	58,1	21,3	15,9	29031,9	21671,7	6706,90	1365,35	0,28	(-894,06/6706,9)²+(-17,87/6706,9)² = 0 < 1 verifier	verifier	verifier	verifier	Vérifié
IPE 240	3892	366,6	73,9	24,8	19,1	33802,4	26033,3	8615,10	1736,65	0,20	(-894,06/8615,1)²+(-17,87/8615,1)² = 0 < 1 verifier	verifier	verifier	verifier	Vérifié
IPE 270	5790	484	97	29	22,1	39527,0	30122,3	11374,00	2279,50	0,13	(-894,06/11374)²+(-17,87/11374)² = 0 < 1 verifier	verifier	verifier	verifier	Vérifié
IPE 300	8356	628	125,2	33,7	25,7	45933,1	35029,1	14758,00	2942,20	0,09	(-894,06/14758)²+(-17,87/14758)² = 0 < 1 verifier	verifier	verifier	verifier	Vérifié
IPE 330	11700	804,3	153,7	39,7	30,8	54111,1	41360,4	18901,05	3611,95	0,07	(-894,06/18901,05)²+(-17,87/18901,05)² = 0 < 1 verifier	verifier	verifier	verifier	Vérifié
IPE 360	16270	1019	181,1	38,7	35,1	52748,1	47841,3	23948,85	4255,85	0,05	(-894,06/23948,85)²+(-17,87/23948,85)² = 0 < 1 verifier	verifier	verifier	verifier	Vérifié

Etat limite	Combinaison	q (daN/m')	qy (daN/m')	qz (daN/m')
ELU	1,35G+1,5Q	76,8	6,119	76,556
	G+1,5We	-110,73	-8,823	-110,378
ELS	G+Q	53	4,223	52,831

	My (daN	-894,06
	Mz (daN	-17,87
x mi - porte	Vy	-29,76
sur appui	Vy	17,87
	Vz	536,04

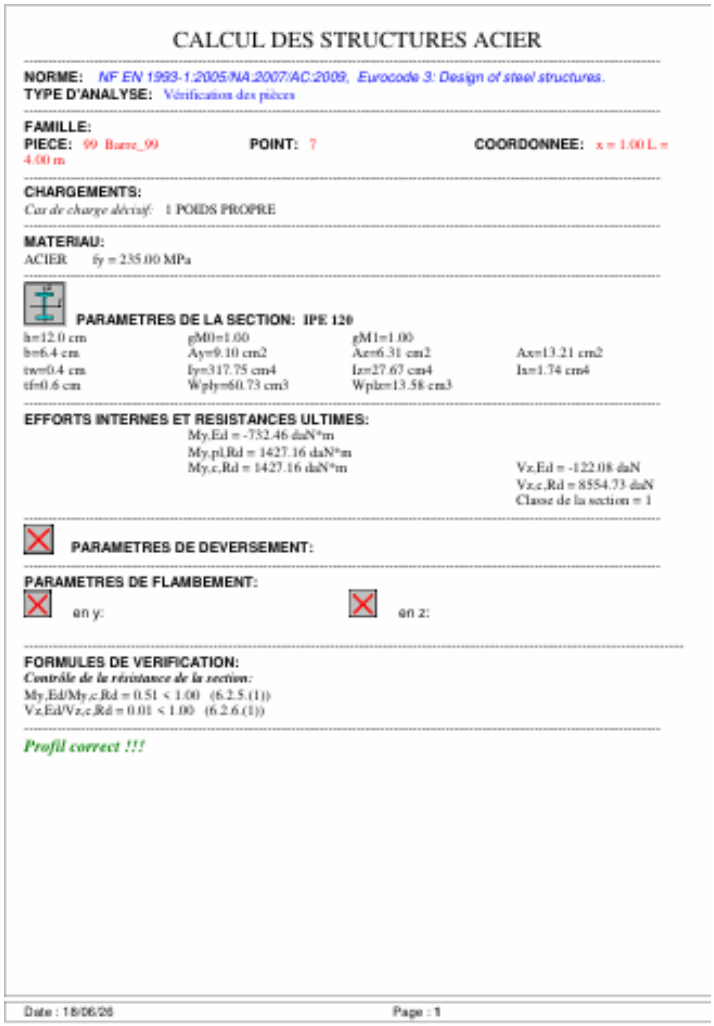
Figure 33: résultats dimensionnement des pannes pour Excelle

III. Autodesk Robot Structural Analysis : Modélisation et calculs réglementaires

Le logiciel Robot Structural Analysis Professional a constitué le cœur de l'étude structurelle pour la simulation numérique tridimensionnelle et la validation globale de la charpente sous l'effet des différentes combinaisons d'actions.

Les étapes clés réalisées sur ce logiciel comprennent :

- **Modélisation et calcul des actions du vent :** Génération automatique et analyse des chargements de vent sur les parois et la toiture conformément aux normes NF-EN 1991-1-4 , permettant d'extraire les enveloppes de pressions et de succions les plus défavorables.
- **Analyse des sollicitations :** Détermination précise des diagrammes d'efforts internes (effort axial, effort tranchant, moment fléchissant) dans les éléments principaux de la structure, notamment les traverses et les poteaux.
- **Vérification des éléments :** Analyse de la stabilité vis-à-vis des phénomènes d'instabilité élastique, à savoir le flambement des poteaux et le déversement des traverses et des pannes sous l'effet des chargements critiques.
- **Calcul des assemblages :** Dimensionnement des liaisons structurales, incluant les assemblages poteaux-traverses (par platine d'extrémité boulonnée) et la justification réglementaire des pieds de poteaux (articulations ou encastrements avec tiges d'ancrage et bêches).



CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.
TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:
PIECE: 99 Barre_99 POINT: 7 COORDONNEE: x = 1.00 L = 4.00 m

CHARGEMENTS:
Cas de charge décisif: 1 POIDS PROPRE

MATERIAU:
ACIER fy = 235.00 MPa

PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 120

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=6.4 cm	Ay=9.10 cm2	Az=6.31 cm2	Ax=13.21 cm2
tw=0.4 cm	Iy=317.75 cm4	Iz=27.67 cm4	Ix=1.74 cm4
tf=0.6 cm	Wply=60.73 cm3	Wplz=13.58 cm3	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:
My,Ed = -732.46 daN*m
My,pl,Rd = 1427.16 daN*m
My,c,Rd = 1427.16 daN*m
Vz,Ed = -122.08 daN
Vz,c,Rd = 8554.73 daN
Classe de la section = 1

PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

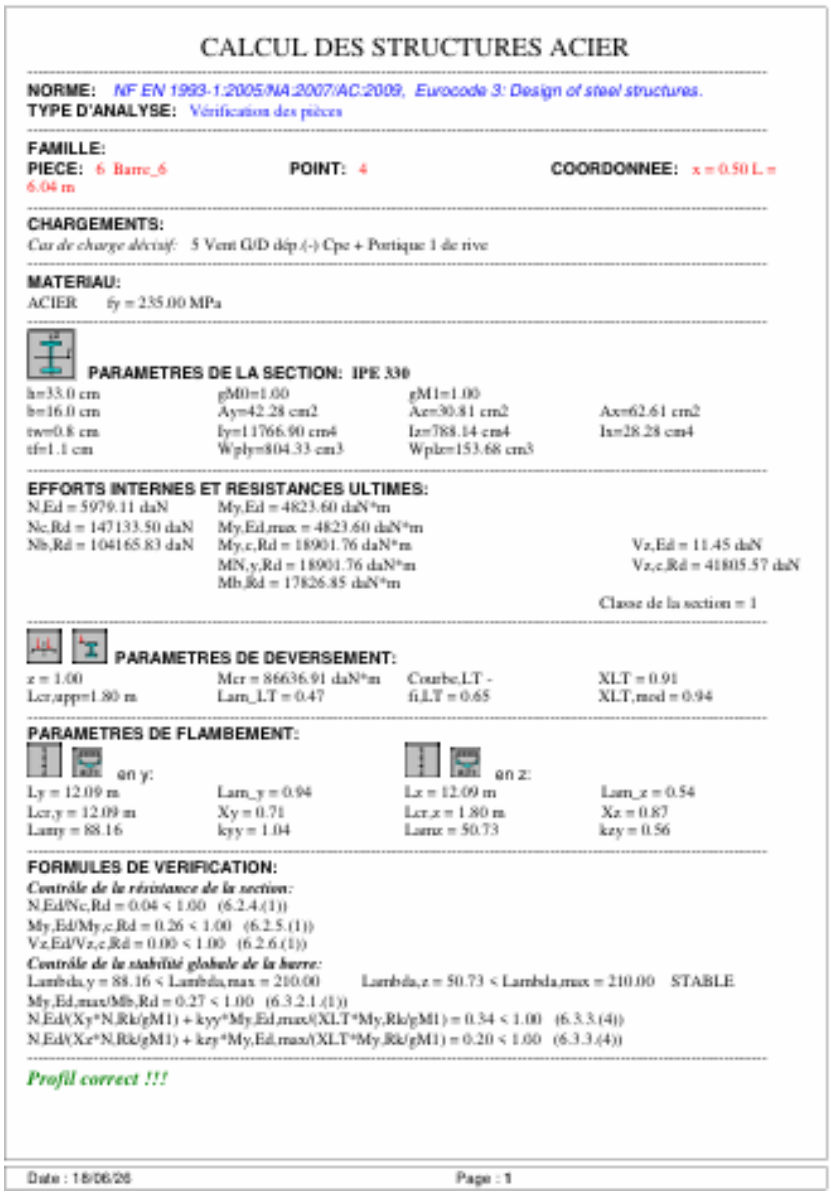
PARAMETRES DE FLAMBEMENT:
en y: en z:

FORMULES DE VERIFICATION:
Contrôle de la résistance de la section:
My,Ed/My,c,Rd = 0.51 < 1.00 (6.2.5.(1))
Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.6.(1))

Profil correct !!!

Date : 18/06/26 Page : 1

Figure 34 : note de calcul de panne selon ROBOT



CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:
PIECE: 6 Barre_6 **POINT:** 4 **COORDONNEE:** x = 0.50 L = 6.04 m

CHARGEMENTS:
Cas de charge décisif: 5 Vent G/D dép.(-) Cpe + Portique 1 de rive

MATERIAU:
ACIER fy = 235.00 MPa

PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 330

h=33.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=16.0 cm	Ay=42.28 cm2	Az=30.81 cm2	Ax=62.61 cm2
tw=0.8 cm	Iy=11766.90 cm4	Iz=788.14 cm4	Ix=28.28 cm4
tf=1.1 cm	Wply=804.33 cm3	Wplz=153.68 cm3	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 5979.11 daN	My,Ed = 4823.60 daN*m	
Nc,Rd = 147133.50 daN	My,Ed,max = 4823.60 daN*m	
Nb,Rd = 104165.83 daN	My,c,Rd = 18901.76 daN*m	Vz,Ed = 11.45 daN
	MN,y,Rd = 18901.76 daN*m	Vz,c,Rd = 41805.57 daN
	Mb,Rd = 17826.85 daN*m	
		Classe de la section = 1

PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 86636.91 daN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.91
Lcr,upp=1.80 m	Lam_LT = 0.47	f,LT = 0.65	XLT,mod = 0.94

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:		en z:	
Ly = 12.09 m	Lam_y = 0.94	Lz = 12.09 m	Lam_z = 0.54
Lcr,y = 12.09 m	Xy = 0.71	Lcr,z = 1.80 m	Xz = 0.87
Lamy = 88.16	kyy = 1.04	Lamz = 50.73	kzy = 0.56

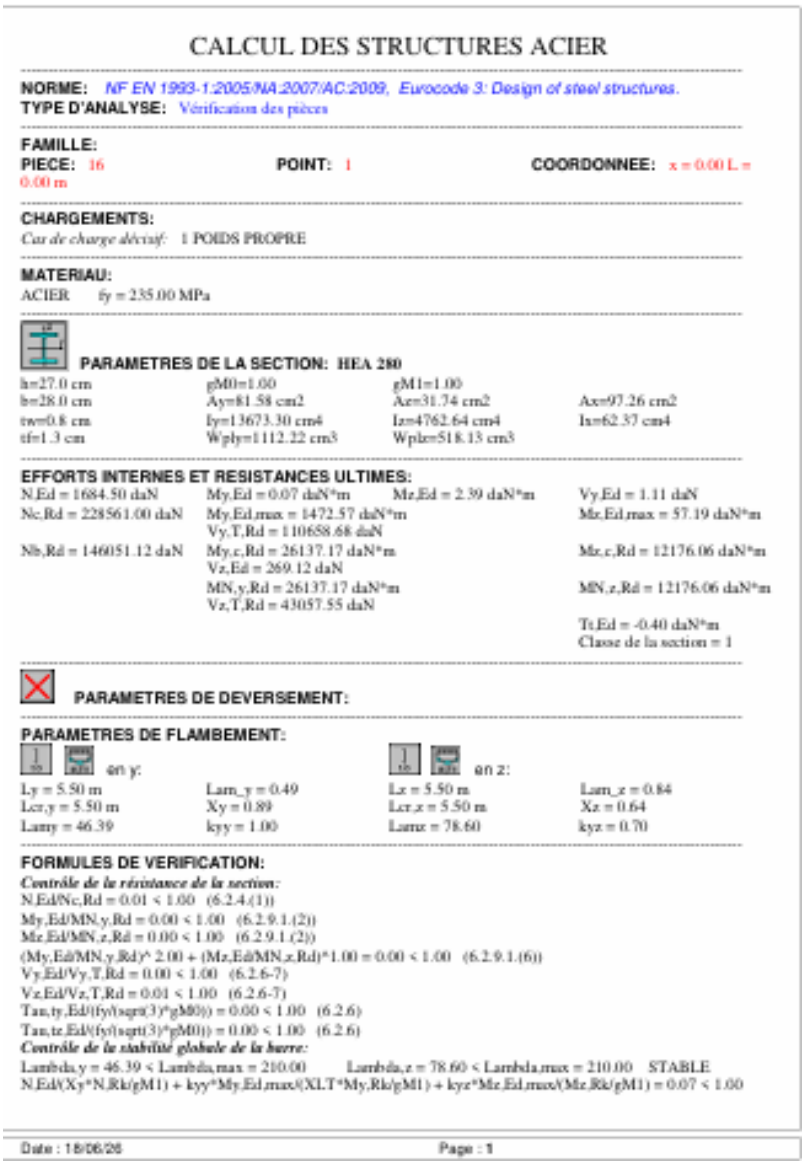
FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:
N,Ed/Nc,Rd = 0.04 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/My,c,Rd = 0.26 < 1.00 (6.2.5.(1))
Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))
Contrôle de la stabilité globale de la barre:
Lambda,y = 88.16 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 50.73 < Lambda,max = 210.00 STABLE
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.27 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) = 0.34 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) = 0.20 < 1.00 (6.3.3.(4))

Profil correct !!!

Date : 18/06/26 Page : 1

Figure 35 : note de calcul de traverse selon ROBOT



CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:
PIECE: 16 **POINT:** 1 **COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:
Cas de charge décisif: 1 POIDS PROPRE

MATERIAU:
ACIER fy = 235.00 MPa

PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 280

h=27.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=28.0 cm	Ay=81.58 cm2	Az=31.74 cm2	Ax=97.26 cm2
tw=0.8 cm	Iy=13673.30 cm4	Iz=4762.64 cm4	Ix=62.37 cm4
tf=1.3 cm	Wply=1112.22 cm3	Wplz=518.13 cm3	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 1684.50 daN	My,Ed = 0.07 daN*m	Mz,Ed = 2.39 daN*m	Vy,Ed = 1.11 daN
Nc,Rd = 228561.00 daN	My,Ed,max = 1472.57 daN*m		Mz,Ed,max = 57.19 daN*m
	Vy,T,Rd = 110658.68 daN		
Nb,Rd = 146051.12 daN	My,c,Rd = 26137.17 daN*m		Mz,c,Rd = 12176.06 daN*m
	Vz,Ed = 269.12 daN		
	MN,y,Rd = 26137.17 daN*m		MN,z,Rd = 12176.06 daN*m
	Vz,T,Rd = 43057.55 daN		
			Tt,Ed = -0.40 daN*m
			Classe de la section = 1

PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:		en z:	
Ly = 5.50 m	Lam_y = 0.49	Lz = 5.50 m	Lam_z = 0.84
Lcr,y = 5.50 m	Xy = 0.89	Lcr,z = 5.50 m	Xz = 0.64
Lamy = 46.39	kyy = 1.00	Lamz = 78.60	kyz = 0.70

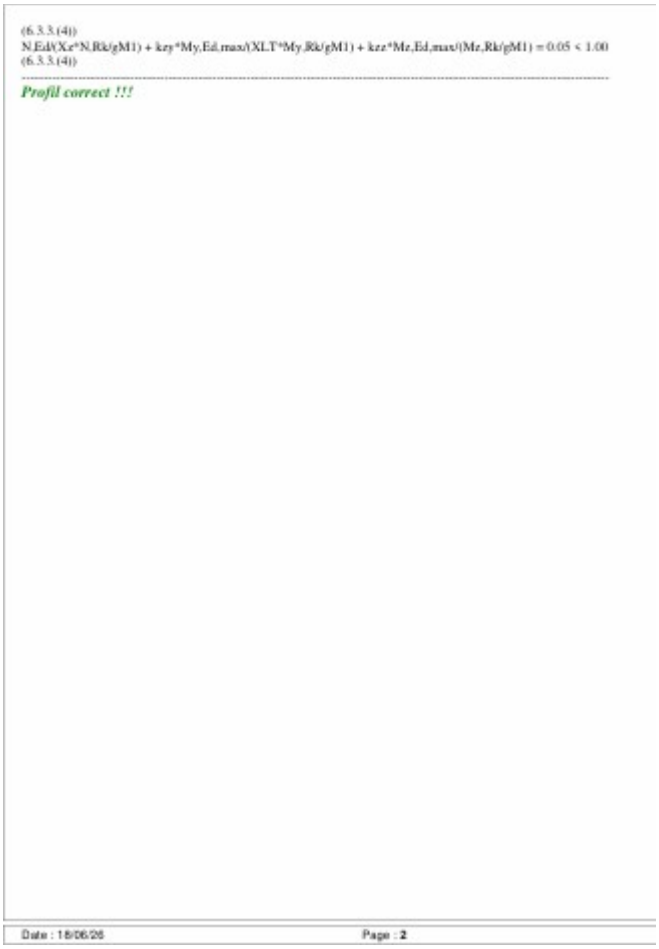
FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:
N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed\(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed\(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:
Lambda,y = 46.39 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 78.60 < Lambda,max = 210.00 STABLE
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max\(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max\(Mz,Rk/gM1) = 0.07 < 1.00

Date : 18/06/26 Page : 1

Figure 36 : note de calcul de poteau selon ROBOT page 1


(6.3.3.(4))
N,Ed/(Xe*N,Rk/gM1) + key*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kez*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.05 < 1.00
(6.3.3.(4))

Profil correct !!!

Date : 18/06/26 Page : 2

Figure 37 : note de calcul de poteau selon ROBOT page 2

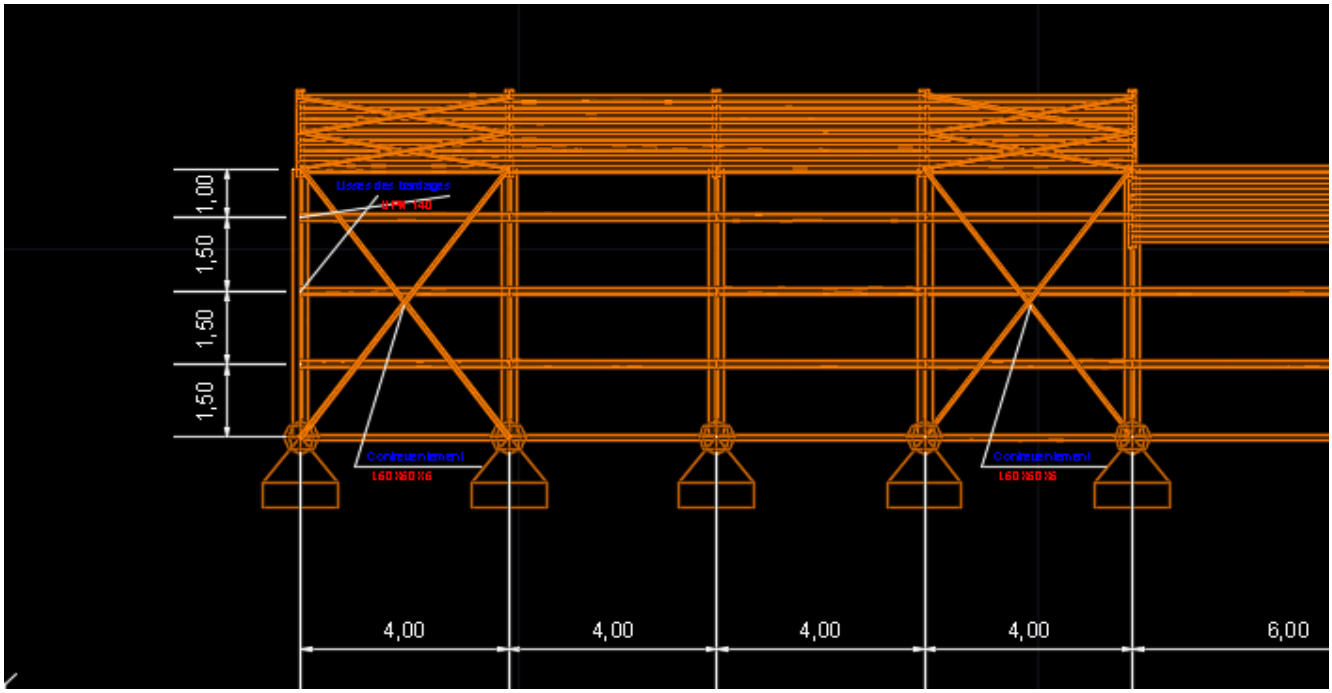


Figure 38: Schéma des lisses de bardage et contreventement

IV. Autodesk AutoCAD : Restitution graphique et plans d'exécution

Une fois la structure validée par le calcul, le logiciel AutoCAD a été exploité pour transcrire les résultats techniques en documents graphiques d'exécution indispensables pour la phase de fabrication en atelier et de montage sur site.

Le dossier de plans produit comprend :

- **Le plan d'implantation :** Vue en plan définissant l'emplacement exact des fondations, l'entraxe des portiques (6,00 m) et la disposition des lignes d'axes (files).
- **Le plan de toiture :** Représentation de la structure haute mettant en évidence la disposition des pannes, des liernes ainsi que les systèmes de contreventement en toiture (poutre au vent).
- **Les coupes structurelles :** Dessins détaillés de l'ossature selon les axes principaux, spécifiquement la coupe file 1-5 et la coupe file 6-7, illustrant la géométrie des portiques et les hauteurs libres sous poteaux (6,94 m).
- **Les détails d'assemblages :** Dessins à grande échelle de la liaison critique poteau-traverse, spécifiant l'épaisseur des platines, le positionnement, le diamètre et la classe des boulons haute résistance (HR), ainsi que les dispositions des raidisseurs locaux nécessaires.

V. Comparaison entre calcul manuelle et résultats de logiciel ROBOT :

Afin de valider la conception structurale de notre charpente métallique, nous avons procédé à une confrontation directe entre la méthode analytique manuelle et la vérification numérique. Ce processus vise à confirmer la cohérence des choix de profilés retenus lors du prédimensionnement initial par rapport aux résultats issus de la modélisation sur le logiciel Robot Structural Analysais.

Tableau 24: Tableau comparative entre le calcul manuel et les résultats générer par logicielle robot

Élément	Calcul Manuel	Logiciel Robot Structural Analysis
Poteaux	Poteau HEA 280	Poteau HEA 280
Traverses	Traverse IPE 330	Traverse IPE 330
Pannes	Panne IPE 120	Panne IPE 120
Lisses de bardage	UPN 140	UPN 140
Contreventement	L50X50X5	L50X50X5

VI. Conclusion

La synergie entre ces trois logiciels garantit la fiabilité du projet : Excel valide les hypothèses de départ, Robot certifie le comportement mécanique global de la structure métallique face aux exigences réglementaires, et AutoCAD formalise le projet pour sa réalisation concrète. Cette chaîne numérique assure la cohérence stricte entre la théorie, le calcul numérique et le dessin technique final.

Conclusion Générale

En guise de conclusion, ce projet de fin d'étude a été une expérience enrichissante qui marque la transition entre nos études universitaires et notre future carrière.

Tout au long de ce projet, nous avons surmonté des défis techniques réels pour assurer la stabilité de notre structure métallique. La modélisation numérique tridimensionnelle sur le logiciel Robot Structural Analyses, couplée aux vérifications manuelles réglementaires, nous a permis de valider le dimensionnement des éléments de l'ossature, notamment les pannes, les traverses et les poteaux soumis au flambement.

De plus, l'intégration d'une étude approfondie des actions climatiques selon les règles NV65 et l'analyse rigoureuse des systèmes de contreventement nous ont permis d'apporter des solutions adaptées aux exigences de sécurité structurelle moderne.

Enfin, le calcul minutieux des liaisons (assemblages boulonnés et soudés) et des pieds de poteaux nous a offert une vision concrète de la réalité constructive, garantissant une transmission optimale des efforts jusqu'aux massifs de fondation.

Ce travail en binôme nous a appris à collaborer efficacement, à prendre des décisions techniques optimisées et à développer notre esprit critique.

Nous terminons ce PFE avec des acquis solides et toutes les compétences nécessaires pour intégrer le domaine du génie civil avec assurance et professionnalisme.

Bibliographie

[1] M. d. l'Équipement, Règles BAEL 91 modifiées 99, 1999.

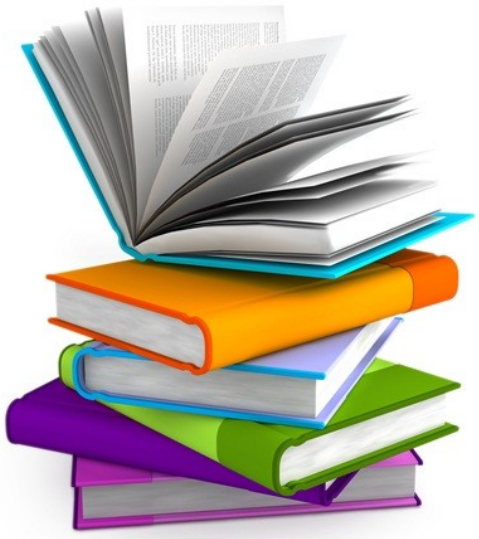
[2] C. /. AFNOR, Eurocode 3 (1993) : Calcul des structures en acier, 2005.

[3] N. HADEF, Construction en charpente métallique, 2025/2026.

[4] C. /. AFNOR, Eurocode 1 (EN 1991) : Actions sur les structures (Charges), 2003.

[5] C. /. AFNOR, Eurocode 2 (EN 1992) : Calcul des structures en béton, 2005.

[6] CSTB, Règles NV 65 révisées, 2009.



Les Annexes

Plan d’implantation

Plan toiture

Plan file 1-5

Plan file 6-7

Plan file A

Assemblage Traverse-poteau

ÉTUDE ET CONCEPTION D'UN DÉPÔT DE STOCKAGE EN CHARPENTE MÉTALLIQUE DANS LA ZONE INDUSTRIELLE DE GABÈS

Ibrahimi Mouhamed
Triki Mohamed Ali

الخلاصة: "يتمحور مشروع نهاية الدراسة هذا حول الدراسة الإنشائية وتصميم منشأ معدني، بدءًا من تحليل الأحمال المناخية (NV65) وصولاً إلى نمذجة المخططات التنفيذية. وقد تم تصميم وتحسين العناصر الحاملة، الوصلات المبرغمة، والقواعد وفقاً للمواصفات الأوروبية (Eurocode)، وذلك من خلال الدمج بين الحسابات اليدوية والنمذجة البرمجية.

Résumé : Ce projet de fin d'étude est dédié à l'étude structurelle et la conception d'une charpente métallique, depuis l'analyse des charges climatiques NV65 jusqu'à la modélisation des plans. Les éléments porteurs, les assemblages boulonnés et les fondations ont été dimensionnes et optimisés selon l'Eurocode, en combinant calculs manuels et modélisation sur logiciels.

Abstract: This graduation project is dedicated to the structural study and design of a steel frame, from the analysis of NV65 climatic loads to the modeling of the execution drawings. The load-bearing elements, bolted connections, and foundations were designed and optimized according to Eurocode standards, combining manual calculations and software modeling.

المفاتيح: المنشآت المعدنية، مشروع نهاية الدراسة، المواصفات الأوروبية(Eurocode) ، الأحمال المناخية (NV65)، برمجية (Robot)، التصميم الإنشائي، الوصلات المبرغمة، القواعد.

Mots clés : Charpente métallique, PFE, Eurocode, NV65, Robot Structural Analysis, Dimensionnement, Assemblages boulonnés, Fondations.

Key-words: Steel structure, Graduation project, Eurocode, NV65 climatic loads, Robot Structural Analysis, Structural design, Bolted connections, Foundations.