

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية
الشعبية

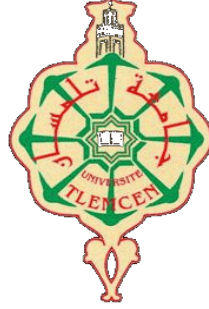
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان -

Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen –
Faculté de TECHNOLOGIE



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme** de **MASTER**

En : GENIE CIVIL

Spécialité : Structures

Par : BENDJEBBOUR Nour el Houda

Sujet

Etude d'un hangar en charpente métallique avec un pont roulant

Soutenu publiquement, le 05 /08 /2023 , devant le jury composé de :

Dr. RAS Abdelouahab Abderrazzak
Dr. MISSOUM Mohammed Abdelghani
Pr. HAMDAOUI Karim
Mr. MAMI ISMAIL Naim Ilyas

Président
Examineur
Encadreur
Encadreur

Année universitaire : 2022 /2023

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



Remerciements

*Tout d'abord, je remercie **ALLAH**, le tout puissant de m'avoir donné la force, le courage et la volonté de mener à bien ce mémoire.*

Aussi, je remercie tous les membres de ma famille pour tous les bienfaits qu'ils m'ont accordés, leur écoute, leur disponibilité et leur grand amour.

*Je tiens à remercier vivement et sincèrement mes encadreurs **Pr. HAMDAOUI Karim** et **Mr. MAMI ISMAIL Naim Ilyas**, qui ont contribué et assuré la direction de ce travail, pour tout le soutien, les orientations et la patience qu'ils ont manifestée durant leurs encadrements tout le long de la réalisation de ce mémoire.*

Je tiens aussi à remercier vivement et sincèrement mes enseignants qui m'ont aidé et appris l'âme de la science durant ces années d'études.

*Je souhaite exprimer ma gratitude aux membres du jury le Président **Dr. RAS Abdelouahab Abderrazzak** et l'examineur **Dr. MISSOUM Mohammed Abdelghani** pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon travail en acceptant de l'examiner et de l'enrichir par leurs propositions.*

Enfin, nos remerciements vont à toutes les personnes qui ont, de près ou de loin, apporté aide et encouragements.





Dédicace

Je dédie ce mémoire à ...

*A mon père et ma mère que Dieu les protège,
qui m'ont offert tous les moyens, Ainsi leurs encouragements.*

A mes frères et ma sœur.

A mon mari et ma belle famille.

A toute ma famille, en particulier mon oncle Abdelkrim.

*A tous mes amies (es), en particulier Fatima, Souhila,
et à tous mes amis de la promotion.*

Enfin, à tous ceux qui m'aiment.

A vous.....

BENDJEBBOUR Nour El Houda



Résumé

Notre projet consiste à étudier et un dimensionner un hangar en charpente métallique avec pont roulant à emploi industriel, implanté à la commune de BOURDJIA, wilaya de « MOSTAGANEM ». La structure étudiée est constituée de plusieurs portiques stabilisées par des contreventements et couvert par une toiture à deux versants symétriques. Ce projet a été étudié en plusieurs étapes ; l'évaluation des charges et surcharges, l'étude des effets des actions climatiques (vent et neige) selon le règlement Algérien « RNV 99 », le dimensionnement des différents éléments secondaires, l'étude du pont roulant, ainsi que le dimensionnement des éléments structuraux en utilisant le « CCM 97 ». Enfin, l'étude des assemblages (selon le « CCM 97 » toujours) et l'infrastructure par le code « BAEL 91 ». Ce mémoire est achevé par une conclusion générale.

Mots-clés : charpente métallique, pont roulant, dimensionnement, assemblage.

Abstract

Our project consists to study a metallic hall structure with an overhead crane for industrial use, located in the commune of BOURDJIA, wilaya of "MOSTAGANEM". The studied structure is composed of several frames stabilized by braces and covered by a two symmetrical slopes roof. This project was studied in several steps; the evaluation of the loads and overloads, the effects of the climatic actions (wind and snow) according to the Algerian regulations "RNV 99", the dimensioning of the different secondary elements, the study of the overhead crane, and the dimensioning of the structural elements according to the "CCM 97". Finally, the study of the connections (according to the "CCM 97" always), and the infrastructure according to the "BAEL 91" code. This dissertation is ended with a general conclusion.

Keywords: steel structure, overhead crane, dimensioning, connections.

المخلص

هذا المشروع هو عبارة عن دراسة هيكل قاعة معدنية مزودة بجسر رافع للاستخدام الصناعي وفقا للوائح الجزائرية، يقع في بلدية "بورجيا" ولاية "مستغانم"، يتكون الهيكل المدروس من عدة إطارات مثبتة بواسطة دعائم ومغطاة بسقفين منحدرين متناظرين. ثم تحضير هذا المشروع في عدة مراحل، تقييم الاحمال وتأثيرات العوامل المناخية (الرياح والتلج) وفق اللائحة الجزائرية "RNV99"، حساب مختلف العناصر الثانوية و الحاملة، ثم دراسة الجسر الحامل وفق اللائحة الجزائرية "CCM97"، و بعد ذلك حساب الوصلات وفق "CCM97" و البنية التحتية وفقا لقواعد "BAEL91". الأطروحة تنتهي مع استنتاجات.

الكلمات الرئيسية: الفولاذ الهيكلي ، الرافعة العلوية ، الأبعاد ، التجميع

Chapitre I Généralités

Figure I.1 : Vue en 3 D de la structure

Figure I.2 : Localisation du site du projet

Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier (essai de traction)

Chapitre II Etude climatique

Figure II.1 : Charges d'exploitation ponctuelles de poutres

Figure II.2 : Charge de la neige sur la toiture

Figure II.3 : Les directions principales du vent

Figure II.4 : Valeurs de Cd pour les structures métalliques. (Chapitre3 Fig3.2 RNV99)

Figure II.5 : La paroi est devisée en 3 zones de pression A, B, C, D, E

Figure II.6 : Direction du vent V1 et V3 sur les parois verticales

Chapitre III : Etude sismique

Figure III.1 : Modèle de la structure en 3D

Figure III.2 : Spectre de réponse

Chapitre IV Pré dimensionnement des éléments secondaire

Figure IV.1 : Schéma statique de la poutre équivalente

Figure IV.2 : Coupe transversale des liernes

Chapitre VI Etude du pont roulant

Figure VI.1 : Schéma 3D du pont roulant mono poutre posé

Figure VI.2 : Schéma 2D du pont roulant

Figure VI.3 : Les mesures du pont roulant

Figure VI.4 : la position du chariot à la charge maximale

Figure VI.5 : la position du chariot à la charge minimale

Figure VI.6 : Disposition des charges des galets sur la PDR

Figure VI.7 : Caractéristiques géométriques du rail

Chapitre VII Etude des assemblages

Figure VII.1 : L'assemblage Poteau-traverse

Figure VII.2 : Vue en 3D l'assemblage Poteau-traverse

Figure VII.3 : L'assemblage Traverse –Traverse

Chapitre VIII Fondation

Figure VIII.1 : Ferrailage des semelles isolées

Figure VIII.2 : Ferrailage des longrines

Chapitre II Etude climatique

Tableau II.1 : Les valeurs des C_r

Tableau II.2 : Les valeurs de : $C_t(z)$, $C_r(z)$, $I_v(z)$, $c_e(z)$

Tableau II.3 : Les valeurs de la pression dynamique

Tableau II.4 : C_{pe} pour les parois verticales de structure à base rectangulaire

Tableau II.5 : C_{pe} pour les parois verticales V1 et V3

Tableau II.6 : Valeurs de C_{pe}

Tableau II.7 : Les Pression sur la paroi verticale

Tableau II.8 : Les Pression sur la toiture

Tableau II.9 : Les Pression sur la paroi verticale

Tableau II.10 : Les Pression sur la toiture

Chapitre III : Etude sismique

Tableau III.1 : Valeurs des pénalités P_q

Tableau III.2 : Période propre de la structure

Tableau III.3 : Résultante des forces sismiques à la base

Chapitre VI Pré dimensionnement des éléments secondaire

Tableau VI.1 : Caractéristique du profilé IPE 140 de la panne

Tableau VI.2 : Les Caractéristiques du profilé UPN 160

Tableau VI.3 : Caractéristiques du profilé IPE160

Tableau VI.4 : Caractéristique du profilé IPE200

Chapitre V dimensionnement des éléments structure

Tableau V.1 : Caractéristiques du profile IPE400

Tableau V.2 : Coefficients de flambement correspondant à la section IPE 400

Tableau V.3 : Résultat de vérification avec logiciel robot (poteaux /traverse)

Chapitre VI : Etude du pont roulant

Tableau VI.1 : Les mesures de pont roulant

Tableau VI.2 : Les charges et les vitesses caractérisé par le pont

Tableau VI.3 : Les actions générer par le pont roulant

Tableau VI.4 : Coefficients dynamiques ϕ_i pour les charges verticales

Tableau VI.5 : Valeur de β_2 et ϕ_2 , min

Tableau VI.6 : Résumée des charges verticales sur la poutre de roulement

Tableau VI.7 : Les caractéristiques de profilé HEB 260

Tableau VI.8 : Les caractéristiques du rail

Chapitre VIII Fondation

Tableau VIII.1 : Récapitulatif des charges

Sollicitation-Contrainte-Déformation

qp : Pression dynamique de pointe
qréf : pression dynamique moyen de référence
W : pression aérodynamique
Fw : force aérodynamique résultante
S : charge caractéristique de la neige
Sk : charge de la neige sur le sol
G : action permanente
Q : action d'exploitation
g : Charge permanente uniformément répartie
q : Charge d'exploitation uniformément répartie
E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E = 210\,000\text{ MPa}$)
G : Module d'élasticité transversale de l'acier
Fp : Effort de précontrainte dans un boulon
M : Moment sollicitant, en général
Mcr : Moment critique élastique
Mel : Moment élastique
MN : Moment résistant plastique réduit du fait de l'effort axial
Mpl : Moment plastique
MR : Moment résistant
NR : Effort normal résistant
NPL : Effort normal de plastification
NU : Effort normal ultime
V : Effort tranchant sollicitant
VPL : Effort tranchant de plastification
NK : Effort normal critique d'Euler
Npl : Effort normal de plastification
Nu : Effort normal ultime
Vu : Effort tranchant ultime
f (ou δ) : Flèche d'une poutre
fub : Contrainte de rupture d'un boulon

f_u : Contrainte de rupture d'une pièce

f_Y : Limite d'élasticité d'un acier

ε (epsilon) : Déformation linéaire unitaire

ε_Y : Déformation correspondant à la limite d'élasticité

σ : (sigma) Contrainte normale

σ_K : Contrainte critique d'Euler

τ : (tau) Contrainte tangentielle ou de cisaillement

Caractéristique Géométriques

A : Section brute d'une pièce (cm^2).

A_{net} : Section nette d'une pièce (cm^2).

A_V : Aire de cisaillement (cm^2).

A_W : Section de l'âme d'une pièce (cm^2).

A_S : Section résistante de la tige d'un boulon en fond de filet (cm^2).

I_T : Moment d'inertie de torsion (cm^4).

I_W : Facteur de gauchissement d'une section (cm^4).

I_Y : Moment d'inertie de flexion maximal (cm^4).

I_Z : Moment d'inertie de flexion minimal (cm^4).

W_{EL} : Module de résistance élastique (cm^4).

W_{PL} : Module de résistance plastique (cm^3).

a : Epaisseur utile (ou gorge) d'un cordon de soudure (mm).

b : Largeur d'une semelle de poutre (cm).

d_0 : Diamètre nominal des tiges des boulons (cm).

h : Hauteur d'une pièce en général (mm, cm).

i : Rayon de giration d'une section (mm, cm).

l : Longueur en général ou portée d'une poutre (mm, cm, m).

l_f : Longueur de flambement (mm, cm, m).

l_d : Longueur de déversement d'une poutre (mm, cm, m).

l_K : Longueur de flambement d'une poutre (mm, cm, m).

R : Rigidité d'une barre (cm^3).

t : Epaisseur d'une pièce ou d'une tôle (mm, cm).

t_f : Epaisseur d'une semelle de poutre (mm, cm).

t_w : Epaisseur d'une âme de poutre (mm, cm).

\emptyset : Diamètre d'une section transversale (cm², mm²).

Coefficients et Grandeurs sans Dimensions

C_{pe} : coefficient de pression extérieur

C_{pi} : coefficient de pression intérieur

K : Coefficient d'encastrement ou de rigidité poteau/poutre

k_s : Coefficient de dimension des trous perçage pour boulons

k_y et k_z : Coefficients de flambement flexion

κ_t : Coefficient de voilement par cisaillement

$n=N / N_{pl}$: ou nombre de boulons

β_M : Facteur de moment uniforme équivalent (flambement)

β_w : Facteur de corrélation (soudures)

ε : (epsilon) Coefficient de réduction élastique de l'acier

η : (eta) Facteur de distribution de rigidités (flambement)

λ : (lambda) Elancement

λ_{cr} : Elancement critique d'Euler

λ_k : Élancement eulérien

λ : Elancement réduit

λ_{LT} : Élancement de déversement

λ_w : Élancement de l'âme d'un poutre

μ : (mu) Coefficient de frottement

ρ : (rho) Rendement d'une section

χ : (chi) Coefficient de réduction de flambement

χ_{LT} : Coefficient de réduction de déversement

ψ : Coefficient de distribution de contraintes (psi)

Remerciement	III
Dédicace	IV
Résumé	V
Liste des figures	VI
Liste des tableaux	VII
Notation	IX
Introduction Générale	XII
Chapitre I Présentation de l'ouvrage	
I.1. Introduction	1
I.2. Données géométriques de l'ouvrage	1
I.3. Pont roulant	2
I.4. Données concernant le site	2
I.5. Étude de sol	2
I.6. Caractéristiques structurales	3
I.7. Matériaux Utilises	3
I.7.1 Acier	3
I.7.2 Coefficient de calcul de l'acier : (§ 3.2.3 CCM97)	4
I.7.3. Béton	5
I.7.4. Les assemblages	5
I.8. Règlements techniques :	5
I.9. Logiciels utilisés	6
Chapitre II Etude climatique	
II.1. introduction	7
II.2. Charges permanentes	7
II.3. Surcharges d'exploitation	7
II. 4. Surcharges climatique	8
II.4.1 Neige	8
II.4.2 Surcharge du vent	9
II.5. Conclusion	20
Chapitre III Etude sismique	
III.1 Introduction	21
III.2 Principe de la méthode	21
III.3 Détermination des paramètres du spectre de réponse de calcul	21
III.4 Analyse dynamique de la structure	23
III.5 Modélisation de la structure	23
III.6 Analyse modale.....	25
III.7 Vérification de la structure	26
III.7.1 Vérification de la période fondamentale de la structure	26
III.8 Vérification de l'effort tranchant à la base	27
III.9 Conclusion	27
Chapitre IV Pré dimensionnement des éléments secondaire	
IV.1. Les pannes	28
IV.1.1. Introduction	28
IV.1.2 Dimensionnement des panneaux de couverture	28
IV.1.3 Calcul des pannes de couverture	28
IV.1.4. Pré dimensionnement des pannes	30
IV.1.5. Dimensionnement et vérifications des pannes	32
IV.2. Calcul des lernes	37
IV.2.1. Introduction	37
IV.2.2. Les efforts dans les lernes	37
IV.2.3. Dimensionnement les lernes	39
IV.3. Calcul des lisses de bardage	40

IV.3.1. Introduction	40
IV.3.2 Espacement des lisses	40
IV.3.3 Pré dimensionnement des lisses	40
IV.3.4 Dimensionnement et vérifications des lisses	42
IV.4. Calcul des Potelets	47
IV.4.1. Introduction	47
IV.4.2. Le pré dimensionnement du potelets	47
IV.4.3. Evaluation des charges	48
IV.4.3 Conclusion	55
Chapitre V Dimensionnement des éléments structuraux	
V.1. Introduction	56
V.2. Justification des poteaux IPE400	56
V.2.1. Efforts sollicitant	56
V.2.2. Caractéristiques du profile du poteaux	56
V.2.3. Classe de la section transversale	57
V.2.4. Condition de résistance	57
V.2.5. Résistance aux instabilités (MSd + NSd).....	58
V.2.6. Conclusion	60
V.3. Justification des traverses IPE400	61
V.3.1. Classe de la section transversale	61
V.3.2. Condition de résistance	61
V.4. Justification des contreventements	66
V.4.1. Introduction	66
V.4.2. Rôle des systèmes de contreventement	66
V.4.3. Vérification des contreventements	66
V. 5. Conclusion	69
Chapitre VI Etude du pont roulant	
VI.1. Introduction	70
VI.2. Règlement utilisé	70
VI.3. Caractéristique de pont roulant mono poutre posé	71
VI.3.1. Caractéristique géométrique de pont roulant	71
VI.3.2. Caractéristique mécanique de pont roulant	72
VI.4. Classification des actions	72
VI.5. Effet dynamique de pont roulant	72
VI.6. Charge verticales	73
VI.6.1. Sans masse à lever (à vide)	73
VI.6.2 . Sans masse à lever (à vide)	75
VI.7. Force horizontales	78
VI.7.1. Horizontales longitudinales(HLI)	78
VI.7.2. Forces horizontales transversales (HTi)	79
VI.7.3. Force horizontale de tamponnement HB,2liées au déplacement du chariot	79
VI.7.4. Forces longitudinales (HL,i) et forces transversales (HT,i) dues à la marche en crabe de l'appareil de levage	80
VI.8. Pré dimensionnement de la poutre de roulement	81
VI.8.1. Choix du rail	82
VI.8.2. Les charges totales supportant par la PHR	83
VI.9. Vérification aux états limites de service	83
VI.9.1 Vérification de la flèche verticale pour HEB 260	83
VI.9.2. Vérification de la flèche horizontale pour la PDR	83
VI.10. Vérification aux états limites ultimes e la poutre de roulement	84
VI.10.1. Vérification sous charge verticale	84
VI.10.2. Vérification sous charge horizontale	85
VI.10.3. Vérification sous charge horizontale et verticale (flexion bi axiale)	86

VI.10.4. Résistance de l'âme aux charges des galets	86
VI.11. Pré dimensionnement du support du chemin de roulement	89
VI.11.1. Vérification à l'effort tranchant	90
VI.12. Conclusion	90
Chapitre VII Etude des assemblages	
VII.1. Introduction	91
VII.2. Assemblage poteau / traverse	91
VII.3. Détermination des efforts dans les boulons	92
VII.3.1 Dimensionnement des boulons	93
VII.3.2 Condition de résistance des boulons	93
VII.3.3 Moment résistant effectif de l'assemblage	93
VII.4. Vérification	94
VII.4.1 Résistance d'un boulon à l'interaction cisaillement-traction	94
VII.4.2 Vérification au poinçonnement	94
VII.4.3 Vérification à la pression diamétrale	95
VII.4.4 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue	95
VII.4.5 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée	96
VII.4.6 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée	98
VII.5. Assemblage traverse / traverse	99
VII.6 La disposition constructive des boulons	99
VII.6.1 Efforts sollicitant	100
VII.6.2 Détermination des efforts dans les boulons	100
VII.7. Détermination des boulons	100
VII.7.1 Condition de résistance des boulons	100
VII.7.2 Moment résistant effectif de l'assemblage	101
VII.8. Vérification	101
VII.8.1 Résistance d'un boulon à l'interaction cisaillement-traction	101
VII.8.2 Vérification au poinçonnement	102
VII.8.3 Vérification à la pression diamétrale	102
VII.9. Assemblage pied de poteau	103
VII.10. Conclusion	106
Chapitre VIII Fondation	
VIII.1. Introduction	107
VIII.2. Caractéristique des matériaux	107
VIII.2.1. Béton	107
VIII.2.2. Acier	108
VIII.3. Choix du type de fondation	108
VIII.4. Dimensionnement des fondations	109
VIII.4.1. Dimensionnement de la semelle	109
VIII.4.2. Vérification de la stabilité au renversement	110
VIII.4.3. Calcul du ferrailage	110
VIII.4.4. Détermination de la hauteur du patin 'e'	111
VIII.5. Calcul des longrines	112
VIII.5.1. Dimensionnement des longrines	112
VIII.5.2. Calcul du ferrailage	112
VIII.5.3. Calcul d'armatures transversales	113
VIII.5.4. Calcul d'espacement des cadres	113
VIII.6. Conclusion.....	113
Conclusion générale	114
Référence bibliographie	115
Annexes	116

Introduction

Générale

Dans le cadre de notre formation de master en Génie Civil spécialité « structure » à l'Université Abou Bekr Belkaid « Tlemcen », je suis amenés à l'issue de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études (PFE), Le but de ce projet est d'être rassurer à une situation professionnelle d'ordre scientifique et technique pour pouvoir l'incarner dans la réalité.

Il s'agit d'un hangar industriel en charpente métallique à la commune de **BOURDJIA** Wilaya de « **MOSTAGANEM** »

La construction métallique est un processus complexe qui nécessite une planification minutieuse, une conception précise et une exécution soignée. Les projets de construction métallique peuvent être de grande envergure et impliquer la coordination de multiples équipes de travail, y compris les architectes, les ingénieurs, les fabricants, les entrepreneurs en construction et les travailleurs sur le terrain.

Les projets de construction métallique peuvent être très gratifiants et offrir des avantages tels que la durabilité, la résistance, la flexibilité et la rapidité d'exécution.

Dans ce projet de fin d'études, je vais appliquer et compléter les connaissances et les informations acquises le long de notre formation, en utilisant les règles de construction actuellement en vigueur en Algérie, ainsi que le moyen de calcul informatique.

Ce travail se compose de huit chapitres, dont les contenus sont brièvement décrits

ci-dessous :

- Chapitre(1) de généralités qui mentionne la démarche adoptée pour mener à bien ce travail où l'ouvrage est présenté par ces données géométriques et localisation ainsi que les règlements et les matériaux utilisés.
- chapitre (2) présente les principes et la procédure pour la détermination des différentes charges (permanente et d'exploitation) selon le document technique réglementaire « DTR.B.C.2.2 » et aux surcharges climatiques selon le « R.V.N. version 2013 ».
- chapitre (3) est dédié à la modélisation de la structure et son étude sismique à fin d'assurer la stabilité de la structure.

- Chapitre (4) pré-dimensionnement des éléments secondaires.
- chapitre (5) représente le dimensionnement des éléments de la structure selon le règlement algérien « CCM97 ».
- chapitre (6) définit le pont roulant ainsi que ces caractéristiques où la poutre de roulement, qui assure le bon fonctionnement, est dimensionnée.
- Chapitre (7) concerne l'étude des assemblages, poteau-traverse; traverse-traverse pied de poteau ...) à fin d'assurer la continuité des sollicitations dans la structure à dimensionner.
- Chapitre (8) calcul des fondations.
- Comme tout travail, ce mémoire s'achève par une conclusion générale qui synthétise tout ce qui a été fait. Enfin, une série d'annexes vient d'apporter plus de détails et d'explication aux chapitres.

CHAPITRE I :

Généralités

I. Présentation de l'ouvrage :

I.1. Introduction :

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier et dimensionner un hangar en construction métallique de forme rectangulaire à deux versants, implanté à **BOURDJIA** wilaya de **MOSTAGANEM** avec pont roulant.

I.2. Données géométriques de l'ouvrage :

- Longueur totale = 36,00 m
- Largeur totale = 22,00 m
- Hauteur totale = 8,00m
- Hauteur des poteaux = 5,14 m

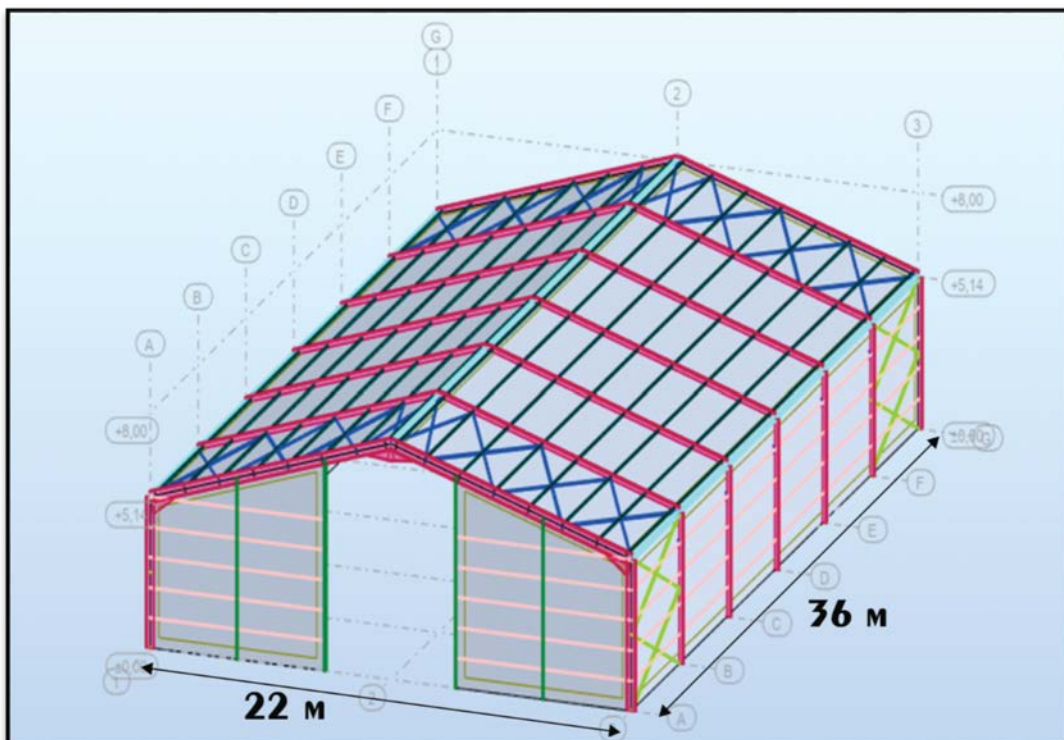


Figure I.1 : Vue en 3D de la structure

I.3. Pont roulant :

Le pont roulant utilisé dans ce projet est de type mono-poutre à utilisation régulière en service :

- Masse à lever = 2tonnes.
- Porté de pont roulant $L_p = 21,4m$.
- Le poids du pont 6 tonnes.

I.4. Données concernant le site :

Le projet en question est un hangar, implanté au **BOURDJIA**, Wilaya **MOSTAGANEM** dont:

- Altitude : 147 m
- Zone de neige : Zone B
- Zone du vent : Zone II
- Zone sismique : IIa (sismicité moyenne)

I.5. Étude de sol :

Les études faites sur le sol où le projet sera implanté nous renseignent sur :

- La contrainte admissible du sol tirée de la portance : $\delta_{adm} = 2 \text{ bar}$
- Un système de fondation en semelles superficielles

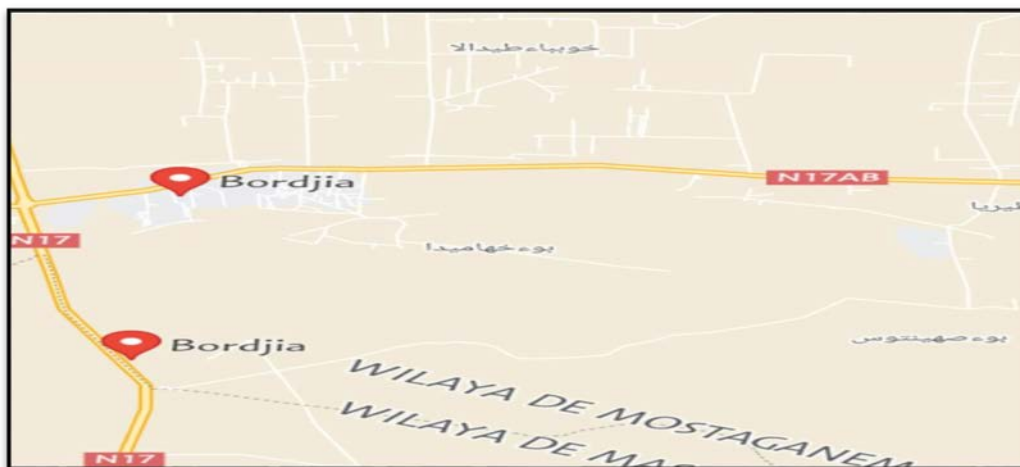


Figure I.2 : Localisation du site du projet

I.6. Caractéristiques structurales :

- **La couverture :** sera réalisée par des panneaux sandwich, ils ont plusieurs avantages, notamment:
 1. Isolation thermique et acoustique : La couche isolante rigide permet de maintenir une température stable à l'intérieur du bâtiment et de réduire les bruits extérieurs.
 2. Installation rapide et facile : Les panneaux sandwich sont préfabriqués en usine et peuvent être installés rapidement, réduisant ainsi les délais de construction.
 3. Faible poids : Les panneaux sandwich sont légers, ce qui facilite leur manipulation et leur installation.
 4. Bonne résistance aux intempéries : Les panneaux sandwich sont résistants aux intempéries et peuvent supporter des charges de neige et de vent élevées.
 5. Faible coût d'entretien : Les panneaux sandwich ne nécessitent que peu d'entretien et sont durables, ce qui réduit les coûts à long terme.
- **Ossature de la structure :** l'ossature de l'ouvrage sera constituée par des portiques métalliques auto-stables qui assurent la stabilité verticale et horizontale.

I.7. Matériaux Utilisés :

I.7.1 Acier :

L'acier est un matériau très couramment utilisé dans la construction, en particulier dans les bâtiments commerciaux, industriels et résidentiels. Il est apprécié pour ses propriétés mécaniques, notamment sa résistance à la flexion, à la compression et à la traction. Voici quelques avantages de l'utilisation de l'acier dans la construction :

1. Résistance : L'acier est un matériau très résistant qui peut supporter des charges élevées et résister aux contraintes et aux vibrations.
2. Durabilité : L'acier est un matériau durable qui peut résister aux intempéries, à la corrosion et à l'usure.
3. Flexibilité : L'acier est un matériau flexible qui peut être façonné et découpé selon les besoins, ce qui facilite la conception et la construction de structures complexes.

4. Rapidité d'exécution : L'utilisation de l'acier permet de construire rapidement des bâtiments, car le matériau est facile à assembler et nécessite peu de temps de séchage ou de durcissement.

5. Faible coût d'entretien : L'acier nécessite peu d'entretien et est facile à nettoyer, ce qui réduit les coûts d'entretien à long terme.

6. Cependant, il est important de noter que l'acier peut être coûteux à l'achat et à l'installation par rapport à d'autres matériaux de construction. De plus, il peut être sensible à la corrosion s'il n'est pas correctement protégé. Il est donc important de prendre en compte ces facteurs lors de la conception et de la construction de bâtiments en acier.

I.7.2 Coefficient de calcul de l'acier : (§ 3.2.3 CCM97) :

- Masse volumique : $\rho=7850\text{Kg/m}^3$.
- Module d'élasticité longitudinal : $E = 21000 \text{ MPa}$.
- Module d'élasticité transversale : $G=E/2(1+\nu) \approx 0,4E$.
- Coefficient de poisson $\nu = 0,3$

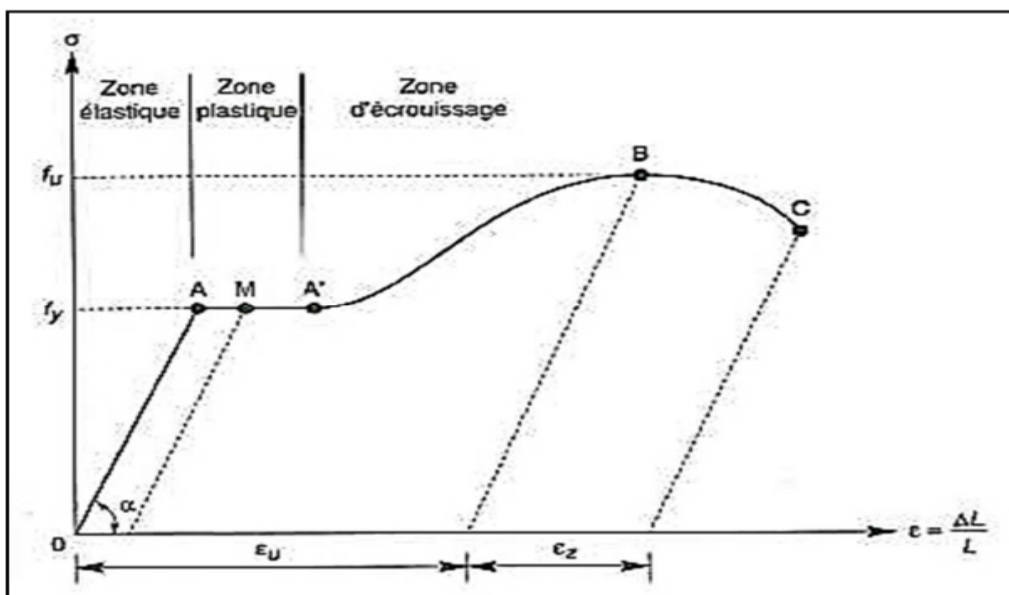


Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier (essai de traction)

I.7.3 Béton :

Le béton est un matériau économique qui résiste bien à la compression. Le béton utilisé pour les fondations est dosé à 350kg/m^3 de ciment ordinaire CPA 325 dont les caractéristiques physique et mécanique sont :

- Masse volumique $\rho = 2,5 \text{ t /m}^3$.
- La résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25\text{MPa}$.
- La résistance à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$.

I.7.4 Les assemblages :

Il permet de réunir et de solidariser deux ou plusieurs pièces entre eux en assurant une bonne transmission et bonne répartition des diverses sollicitations.

I.7.4.1. Les principaux modes d'assemblages sont :

- **Le boulonnage** : est une technique d'assemblage mécanique qui consiste à fixer deux éléments l'un à l'autre en utilisant des boulons, des écrous et des rondelles.
- **Le soudage** : qui permet de joindre deux pièces métalliques en les faisant fondre localement à haute température, puis en les laissant refroidir et se solidifier ensemble. Il existe plusieurs méthodes de soudage ; le soudage à l'arc électrique, le soudage à la flamme, le soudage par résistance, le soudage par friction, le soudage par ultrasons, le soudage par faisceau laser, etc.
- **Le rivetage** : consiste à fixer deux pièces ensemble en utilisant des rivets, qui sont des éléments de fixation cylindriques en métal. Cette méthode est largement utilisée dans l'industrie aéronautique, la construction navale, la fabrication de machines, la construction de ponts et de bâtiments.

Enfin il est souvent préféré aux autres méthodes d'assemblage, telles que le soudage, car il peut être réalisé sur des pièces minces ou fragiles sans les endommager.

I.8. Règlements techniques :

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

- CCM97 : Règle de calcul des constructions en acier.

- Eurocode 03
- RPA99 : Règle Parasismique Algériennes version 2003.
- RNVA 2013 : Règle définissant les effets de la neige et du vent.
- BAEL 91 : Béton armé aux états limites.
- DTR C2.2 : Charges et structure.
- Eurocode 1 partie 3 : Actions induites par les appareils de levage et les machines.
- Eurocode 0 : base de calcul des structures.

I.9. Logiciels utilisés :

Le logiciel Robot est aussi un logiciel collaboratif pour tester la conformité BIM d'une structure en acier, une structure en béton, du design structurel.

CHAPITRE II :

Etude climatique

II.1. Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons définir les différentes charges agissant sur la structure, qui sont les charges permanentes, les charges d'exploitation et les impacts climatiques en action.

Cette dernière a une forte influence sur la stabilité de la structure ; à cette fin, une étude doit être précisée pour identifier ces différentes actions.

II.2. Charges permanentes :

II.2.1. Définition :

La charge permanente non seulement le poids propre des éléments structuraux principaux et secondaires, mais aussi le poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tels que la couverture et le bardage

- Bardage en PANNEAU sandwich **18 daN/m²**
- Couverture PANNEAU sandwich **18 daN/m²**

II.3. Surcharges d'exploitation :

Dans le bâtiment, les charges d'exploitations ou surcharges sont les charges mécaniques statiques permanentes ou dynamiques non permanentes.

Elles couvrent la pression du vent, le poids de la neige, le poids des personnes et le mobilier, on peut aussi parler des surcharges d'entretien qui sont définies comme, charges ponctuelles de 100 daN au 1/3 et 2/3 de la portée d'une poutre.

Les charges d'exploitation sont déterminées suivant le document technique réglementaire charges et surcharges (DTR B.C.2.2).

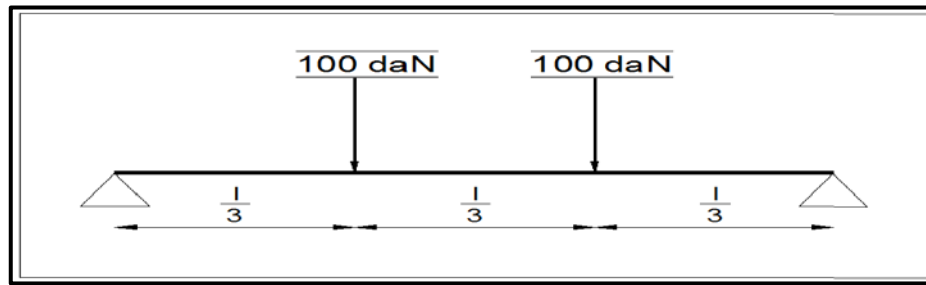


Figure II.1.: Charges d'exploitation ponctuelles de poutres

II. 4. Surcharges climatique :

II.4.1 Neige :

Le calcul de la surcharge climatique de la neige est en fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu.

Il se fait conformément à la réglementation « Règlement Neige et Vent » RNV99–version 2013.

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

$$S = \mu \cdot S_k \quad \text{kN/m}^2$$

Avec :

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

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

S_k : Charge de neige sur le sol.

II.4.1.1 Valeur caractéristique de la neige sur le sol S_k :

Le projet est classée en **zone B** selon la classification de RNVA 2013.

L'altitude du projet est environ 147 m

$$S_k = \frac{0,04.H+10}{100} = \frac{0,04 \times 147 + 10}{100}$$

$$S_k = 0,1588 \text{ KN/m}^2$$

II. 4.1.2 Coefficient de forme de la toiture μ :

La toiture est à deux versants, le coefficient de forme est donné par le tableau 1 du RNVA 2013 pour une pente comprise entre 0° et 30° :

Dans Notre cas : $\alpha = 15^\circ$ alors $\mu = 0,8$

II.4.1.3 La charge de la neige sur la toiture :

$$S = \mu \cdot S_k \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$S = 0,8 \times 0,1588 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 0,1270 \text{ KN/m}^2$$

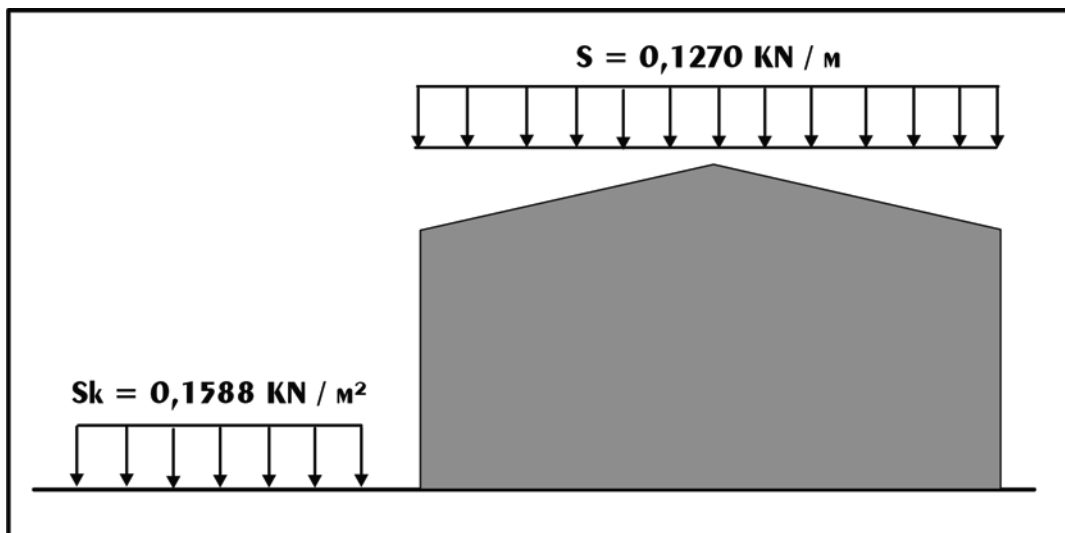


Figure II.2 : Charge de la neige sur la toiture

II.4.2 Surcharge du vent :

Le déplacement de l'air produit un mouvement de « masse d'air » appelé « VENT » qui est par ailleurs conditionné également par le relief terrestre. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction.
- L'intensité.

- La région.
- Le site d'implantation de la structure et leur environnement.
- La forme géométrique et les ouvertures de la structure.

L'organigramme suivant représente le travail à effectuer afin de déterminer les Pressions dues au vent:

II.4.2.1 Calcule de la pression due au vent q_j (N/m^2) :

$$q_j = q_{dyn} \cdot [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/m^2]$$

Avec :

- q_j : Pression due au vent
- q_{dyn} : Pression dynamique du vent.
- C_d : Coefficient dynamique.
- C_{pe} : Coefficient de pression extérieur.
- C_{pi} : Coefficient de pression intérieur.

II.4.2.2 Données relatives au site :

Le site du projet se trouve à **BOURDJIA**, Wilaya **MOSTAGANEM**, Zone sismique II(a) (sismicité moyenne)

- Zone de vent II : $q_{réf} = 435 \text{ N/m}^2$ (Tableau 2.2 chapitre 2 RNVA 2013)
- Catégorie III (Tableau 2-4, chapitre 2 RNVA2013)
- Le facteur de terrain $K_t = 0,215$
- Le paramètre de rugosité : $Z_o = 0,3$
- La hauteur minimal : $Z_{min} = 5 \text{ m}$
- Nature du site : $C_t = 1$.
- $\varepsilon = 0,61$

II.4.2.3 Coefficient dynamique :

Le coefficient dynamique C_d dépend de la hauteur et la largeur de la structure, ainsi que du matériau de la structure.

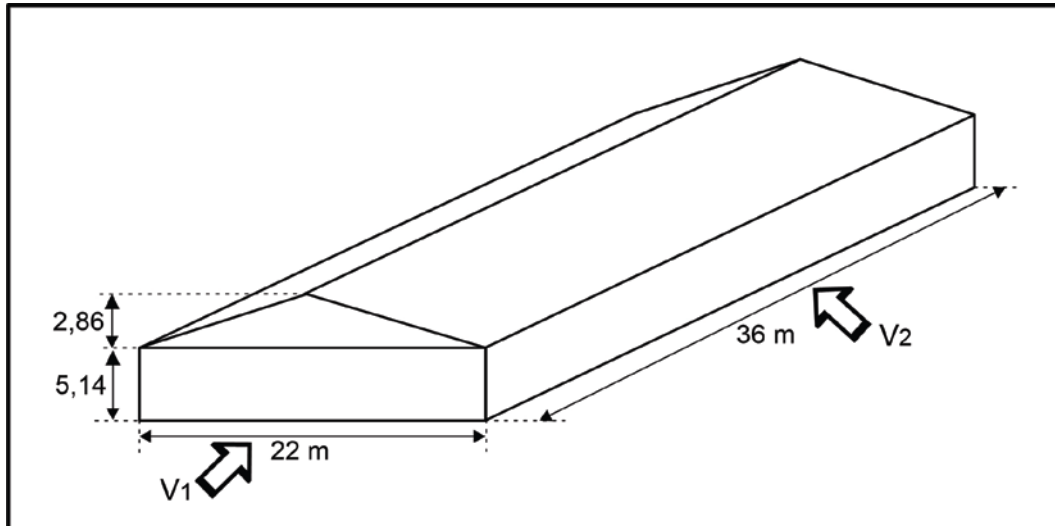


Figure II.3 : Les directions principales du vent

La structure du bâtiment étant une structure métallique, dont la hauteur inférieure à 15m , on prend: $C_d = 1$

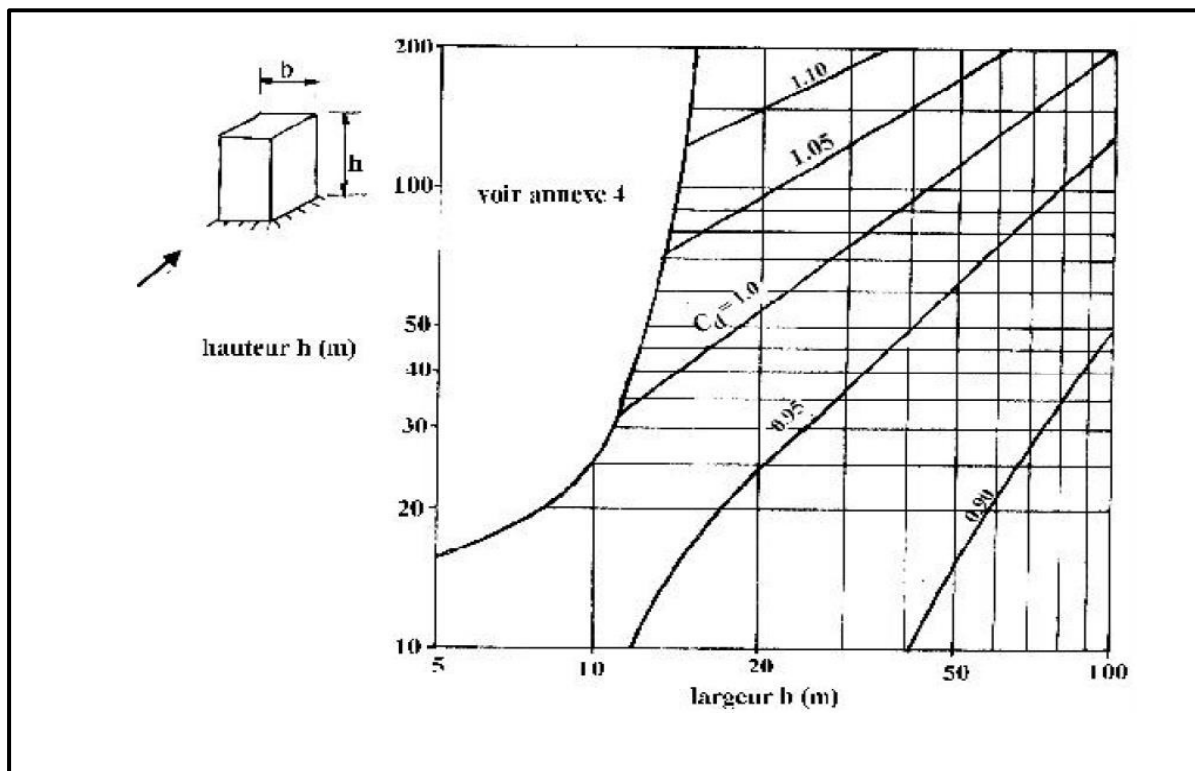


Figure II.4 : Valeurs de C_d pour les structures métalliques. (Chapitre3 Fig3.2 RNV99)

- $C_d < 1,2$ donc la construction est peu sensible aux excitations dynamiques

II.4.2.4 Pression dynamique q_p :

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

avec :

- $q_{\text{réf}}$: La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes, donnée en fonction de la zone du vent. $q_{\text{réf}} = 435 \text{ N/m}^2$
- C_e : Coefficient d'exposition au vent, en fonction du coefficient de rugosité (C_r), et du Coefficient de topographie (C_t).

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7I_v(z)]$$

z_e : hauteur de référence

$$Z_e = 8 \text{ m} \quad \text{Toiture}$$

$$Z_e = 5,14 \text{ m} \quad \text{Parois verticale}$$

II.4.2.4.1 Coefficient de rugosité (C_r) :

Le coefficient de rugosité traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur vitesse moyenne du vent.

- $C_r(z)$:

$$\begin{cases} Kt \times \ln \frac{Z}{Z_0} & Z_{\text{min}} \leq Z \leq 200\text{m} \text{ (2.3 chapitre 2 RNVA 2013)} \\ Kt \times \ln \frac{Z_{\text{min}}}{Z_0} & \text{pour } Z < Z_{\text{min}} \end{cases}$$

$$C_r(z) = 0,215 \times \ln \frac{5,14}{0,3}$$

$$C_r(z) = 0,611$$

$$C_r(z) = 0,215 \times \ln \frac{8}{0,3}$$

$$C_r(z) = 0,706$$

Niveau	Z (min)	Ze	Cr
Parois	5	5,14	0,611
Toiture	5	8	0,706

Tableau II.1. : Les valeurs des C_r

II.4.2.4.2. L'intensité de turbulence I_v :

L'intensité de turbulence définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent est donnée par la formule : (2.5 chapitre 2 RNVA 2013)

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln \frac{z}{z_0}} \text{ pour } Z > Z_{\min}$$

$$I_v(z) = \frac{1}{1(z) \times \ln \frac{8}{0,3}}$$

$$I_v(z) = 0,305 \quad (\text{toiture})$$

$$I_v(z) = \frac{1}{1(z) \times \ln \frac{5,14}{0,3}}$$

$$I_v(z) = 0.353 \quad (\text{parois})$$

II.4.2.4.3. Coefficient d'exposition (C_e) :

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(z)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol.

En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent. $C_e(z)$ est donnée par :

$$C_e(Z_e) = C_t(z)^2 * C_r(z)^2 * [1 + 7I_v(z)]$$

$$C_e(Z_e) = 1^2 (0.706)^2 * [1 + 7(0.305)]$$

$$C_e(Z_e) = 1.56 \quad (\text{toiture})$$

$$C_e(Z_e) = 1^2 * (0.611)^2 * [1 + 7(0.353)]$$

$$C_e(Z_e) = 1.29 \quad (\text{parois})$$

Niveau	$C_t(z)$	$C_r(z)$	$I_v(z)$	$C_e(z)$
Parois vertical	1	0.611	0.353	1.56
Toiture	1	0.705	0.305	1.29

Tableau II.2. : Les valeurs de : $C_t(z)$, $C_r(z)$, $I_v(z)$, $c_e(z)$

II.4.2.4.4. La pression dynamique :

$$q_p = q_{ref} * C_e$$

$$q_{dym} (8m) = 435 * 1.56$$

$$q_{dym} (8m) = 678.6 \text{ N/m}^2 \quad \text{toiture}$$

$$q_{dym} (5,14) = 435 * 1.29$$

$$q_{dym} (8m) = 561.15 \text{ N/m}^2 \quad \text{parois vertical}$$

Niveau	Qref	Ce(z)	Qdyn(N/m ²)
Parois vertical	435	1.29	561.15 N/m ² .
Toiture	435	1.56	678.6 N/m ² .

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

II.4.2.5. Coefficient de pression extérieur Cpe :

Le coefficient de pression extérieur Cpe dépend de la forme géométrique de la base de la structure, et de la dimension de la surface chargée.

Les Cpe s’obtiennent à partir des formules suivantes :

- $C_{pe} = C_{pe,1}$ si : $S \leq 1 \text{ m}^2$
- $C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S)$ si: $1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$
- $C_{pe} = C_{pe,10}$ si : $S \geq 10 \text{ m}^2$

Avec :

S (en m²) désigne la surface chargée de la paroi considérée.

Parois latérale						Paroi au vent		Paroi sous le vent	
A, A'		B,B'		C		D		E	
Cpe.10	Cpe.1	Cpe.10	Cpe.1	Cpe.10	Cpe.1	Cpe.10	Cpe.1	Cpe.10	Cpe.1
-1.0	-1.3	-0.8	-1	-0.5		+0.8	+1.0	-0.3	

Tableau II.4 : Cpe pour les parois verticales de structure à base rectangulaire

Vent sur le pignon V1 et V3 :

▪ **Parois verticales :**

On se réfère au paragraphe 1.1.1.2 du chapitre (5-1) du RNVA 2013 pour déterminer les différentes zones de pression, et au tableau (5-1) pour déterminer les valeurs des coefficients C_{pe} , pour chaque direction du vent considérée.

$$d = 36.00\text{m}$$

$$b = 22\text{ m}$$

$$h = 8\text{ m}$$

$$e = \text{Min}(b ; 2h)$$

$$e = \text{Min}(b, 2h = 16\text{m})$$

$$S(A) = h \times (e/5)$$

$$S(A) = 25.6\text{ m}^2$$

$$S(B) = 102.4\text{ m}^2$$

Si la petite surface est égale à 10m^2 donc les $S(B)$ et $S(C)$ sont supérieurs à 10m^2 .

$d > e$ la paroi est divisée en 3 zones de pression A ,B,C,D,E

cas ou $d > e$

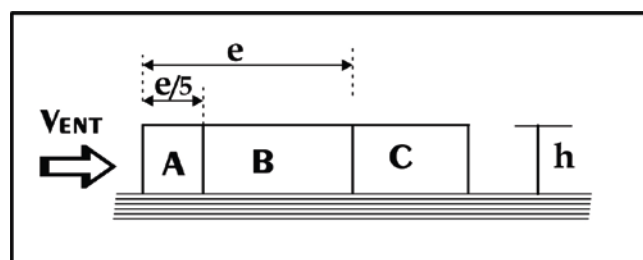
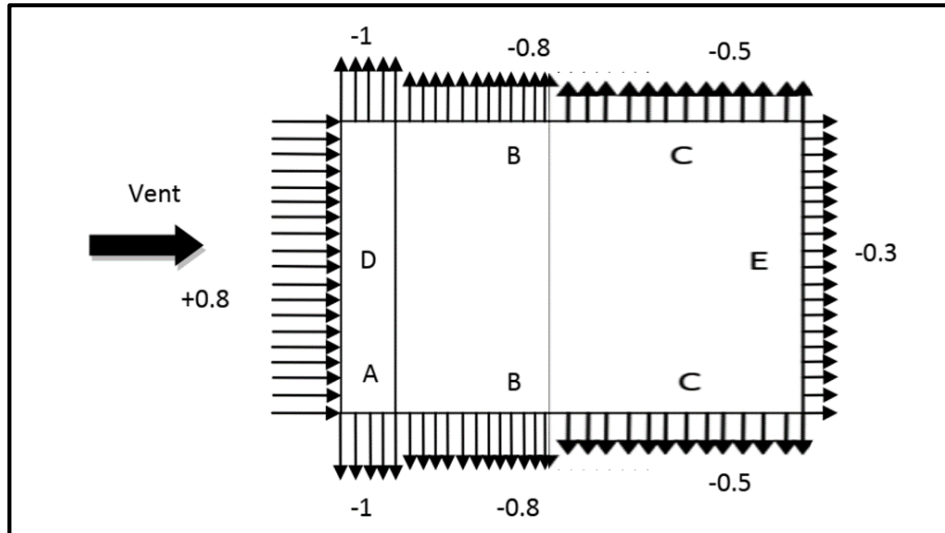


Figure II.5. : La paroi est divisée en 3 zones de pression

Figure II.6. : Direction du vent V₁ et V₃ sur les parois verticales

Zone	A	B	C	D	E
Cpe.10	-1	-0,8	-0,5	0,8	-0,3

Tableau II.5 : Cpe pour les parois verticales V₁ et V₃

- Toiture $\Theta=90^\circ$:

$$b = 22.00\text{m}$$

$$d = 36.00\text{m}$$

$$h = 8\text{m}$$

$$e = \text{Min}(b ; 2h)$$

$$e = \text{Min}(36 ; 2 \cdot 8 = 16) \text{ donc } e = 16 ; e/5 = 3.2 ; \text{ Et on a : } d > e$$

$$SF = \frac{16}{4} * \frac{16}{10}$$

$$SF = 6.4 \text{ m}^2$$

$$SG = 12.8 \text{ m}^2$$

$$SH = 51.2 \text{ m}^2$$

$$SI > SH \text{ m}^2$$

- $Cpe = Cpe,1 + (Cpe,10 - Cpe,1) \times \log_{10}(S) \dots$ si: $1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$

- $C_{pe} = -2 + (-1.3 - (-2)) * \log_{10}(6.4)$
- $C_{pe} = -1.4$

Angle	F	G	H	I
15°	C _{pe}	C _{pe}	C _{pe} 10	C _{pe}
	-1.43	-1.3	-0.6	-0.5

Tableau II.6. : valeurs de C_{pe}**Vent sur le long-pan V2 et V4:**

- **Parois verticales**

$$d = 22.00\text{m}$$

$$b = 36 \text{ m}$$

$$h = 8 \text{ m}$$

$$e = \text{Min} (b ; 2h)$$

$$e = \text{Min} (36, 2*8 = 16\text{m})$$

$$S(A) = h \times \left(\frac{e}{5}\right)$$

$$S(A) = 25.6 \text{ m}^2$$

$$S(B) = 102.4 \text{ m}^2$$

Si la petite surface est égale à 10m² donc les S(B) et S(C) sont supérieurs à 10m².

- **Toiture $\Theta=0^\circ$:**

$$b = 36 \text{ m.}$$

$$d = 22 \text{ m.}$$

$$h = 8 \text{ m}$$

$$e = 16$$

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

$$1 \text{ m}^2 < S \text{ (zone f)} < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S)$$

$$C_{pe} = -2 + (-0.9 - (-2)) \times 0.81$$

$$C_{pe} = -1.11$$

- Coefficient de pression intérieur C_{pi} :

Doit être envisagée simultanément pour chaque combinaison potentielle d'ouvertures et autres sources de fuite d'air.

On définit l'indice de perméabilité μ_p comme suite :

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

Notre hangar possède :

- 03 fenêtres de dimension (3*3) m² dans le long pan 1 et 2
- 02 portes de dimension (6*4) m² dans pignon 1 et 2.
- V1, V3

$$\mu_p = \frac{(6 \times 4) \times 2 + (3 \times 3) \times 3}{24 \times 2 + 27 \times 2} = 0.73$$

Donc :

$$C_{pi} = -0.1$$

- V2, V4

$$\mu_p = \frac{27 \times 2 + 24}{24 \times 2 + 27 \times 2} = 0.76$$

Donc :

$$C_{pi} = -0.15$$

II.4.2.6. Calcul de la charge du vent q_j :

$$q_j = q_{dyn} \cdot c_d \cdot [c_{pe} - c_{pi}]$$

- Vent sur le pignon V1 et V3 :

Zone	Cd	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi}	q _j (N/m ²)
A	1	561.15	-1.0	-0.1	-505.035
B			-0.8		-392.805
C			-0.5		-224.46
D			+0.8		+505.03
E			-0.3		-112.23

Tableau II.7 : Les Pression sur la paroi verticale

- Toiture $\Theta=90^\circ$

Zone	Cd	Q _{dym}	C _{pe}	C _{pi}	q
F	1	678.6	-1.43	-0.1	-902.53
G			-1.3		-814.32
H			-0.6		-339.3
I			-0.5		-271.44

Tableau II.8. : Les Pression sur la toiture

- Vent sur le long pan V2 et V4 :

Zone	Cd	Q _{dym}	C _{pe}	C _{pi}	q _j (N/m ²)
A	1	561.15	-1.0	-0.15	-476.97
B			-0.8		-364.74
C			-0.5		-196.40
D			+0.8		533.09
E			-0.3		-84.17

Tableau II.9. : Les Pression sur la paroi verticale

- Toiture $\Theta = 0^\circ$

Zone	Cd	q _{dym}	C _{pe}	C _{pi}	q _j (N/m ²)
F	1	678.6	-1.11	-0.15	-651.45
G			-0.8		-441.09
H			-0.3		-101.79
I			-0.4		-169.65
J			-1		-576.81

Tableau II.10. : Les Pression sur la toiture

II.5. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons fourni les principes généraux et procédures pour déterminer les charges agissantes sur la structure étudiée (charges permanentes, surcharges d'exploitations et surcharges climatiques).

Les résultats trouvés seront utilisés dans les chapitres prochains qui concernent le dimensionnement des éléments de la structure (panne, lisse de bardage, potelets).

CHAPITRE III :

Etude sismique

III. Etude sismique :

III.1 Introduction :

Les actions sismiques sur un bâtiment sont des actions dynamiques complexes. Elles se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposés aux fondations.

Les constructions résistent à ces mouvements par des forces d'inertie dues à leur masse qui s'opposent aux mouvements. Ce qui entraîne bien entendu des efforts dans la structure.

L'objectif visé dans ce chapitre est la détermination des efforts sismiques susceptibles à solliciter la structure.

Le calcul sismique se fait selon le Règlement parasismique Algérien RPA 99 Version 2003, qui met à notre disposition trois types d'analyse :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

Suivant la particularité de la structure, notre calcul se fera par la méthode d'analyse modale spectrale.

III.2 Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul.

Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

III.3 Détermination des paramètres du spectre de réponse de calcul :

Selon le RPA99 V2003, les paramètres du spectre sont donnés par les valeurs suivantes :

- Coefficient d'accélération A

- Zone sismique : IIa
- Classification des ouvrages : 1A $\Rightarrow A = 0.25$ Voir tableau 4.1 du RPA 99 V2003,
- Coefficient de comportement global de la structure R :

Selon le R.P.A.99/V2003, la valeur de « R » est donnée par le tableau 4.3 du RPA 99V2003, (Annexe C) en fonction du système contreventé, dans notre Structure on a un système d'ossature contreventée par palées triangulées en X $\Rightarrow R = 4$

Le pourcentage d'amortissement critique ξ :

La valeur « ξ » est en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages Acier dense $\Rightarrow \xi = 4\%$ (voir tableau 4.3 du RPA 99 V2003,

Facteur de correction d'amortissement η

La valeur de « η » est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7$$

$$\eta = 1,85$$

Périodes T1, T2 du site :

Site meuble S3 :

$$\begin{cases} T1 = 0,15s \\ T2 = 0,50s \end{cases} \text{ (Tableau 4.7 RPA99/V2003)}$$

Facteur de qualité Q

La valeur « Q » est déterminée par la formule suivant :

$$Q = 1 + \sum pq$$

1

Pq : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q »

Les critères de qualité « q »

Le tableau suivant donne les valeurs de pénalité P_q :

Critère q	Observé	N /observé
Conditions minimales sur les files de contreventement		0,05
Redondance en plan		0,05
Régularité en plan	0	
Régularité en élévation	0	
Contrôle de la qualité des matériaux		0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution		0,10
		$\Sigma p_q = 0.25$

Tableau III.1 : Valeurs des pénalités P_q

Facteur de qualité $Q=1.25$

Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} - 1 \right)$$

$$\frac{S_a}{g} = -0.98$$

III.4 Analyse dynamique de la structure :

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est de déterminer ses caractéristiques dynamiques. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amorti. Cela nous permettra par la suite de calculer les efforts internes et les déplacements maximums lors d'un chargement dynamique quelconque, tel qu'un séisme. L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux. C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

III.5 Modélisation de la structure :

La modélisation est l'établissement d'un modèle à partir de la structure réelle. Ceci sera suivi par certaines modifications afin d'approcher le comportement de la structure d'origine au maximum.

Dans le but de modéliser notre projet, le logiciel ROBOT a été utilisé. Ce dernier est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adapté aux

Bâtiments, et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ces structures. Offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures.

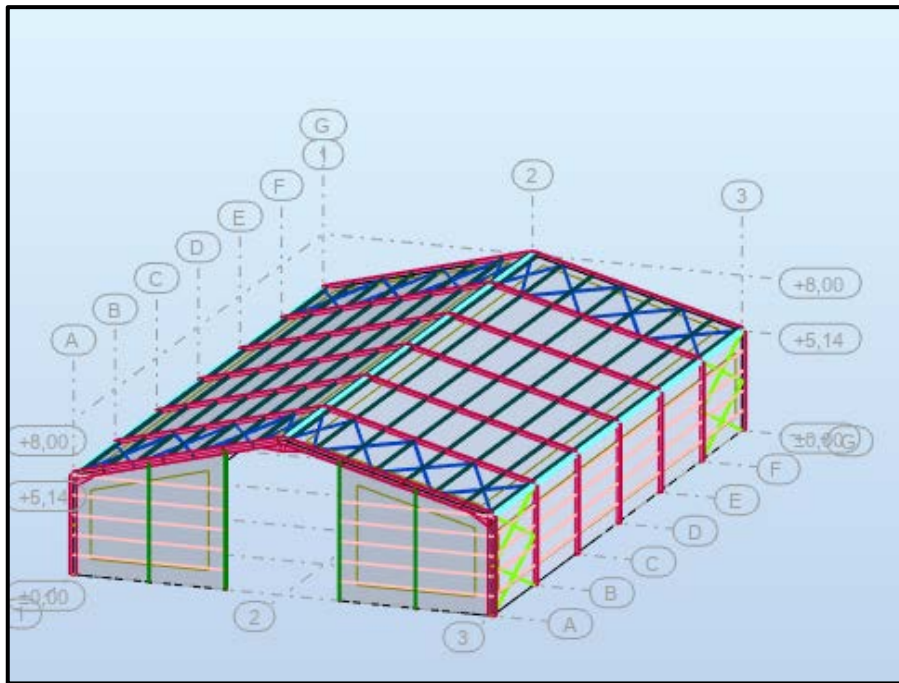


Figure III.1 : Modèle de la structure en 3D

Étapes de la modélisation de la structure :

- Opter pour un système d'unités (KN et m).
- Définition de la géométrie de base.
- Définition des matériaux.
- Définition des sections
- Affecter à chaque élément les sections déjà prédéfinies.
- Définition des charges à appliquées.
- Introduction du spectre de réponse.

- Définition des combinaisons de charges.
- Définition des conditions aux limites.
- Lancer l'analyse.

Les périodes propres de vibration des 3 premiers modes sont présentés dans le tableau suivant :

Modes	Périodes
1	0,80
2	0,79
3	0,78

Tableau III.2 : Période propre de la structure

III.6 Analyse modale :

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme sur une structure, elle est caractérisée par une sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.

Ce type d'analyse peut être appliqué à tous types de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisants à condition d'avoir fait une bonne modélisation. Le spectre est caractérisé par les données suivantes :

- Zone IIa
- Groupe d'usage 1A
- Pourcentage d'amortissement ($\xi = 4\%$)
- Coefficient de comportement ($R = 4$)
- Facteur de qualité ($Q = 1,25$)
- Site ferme (S3)

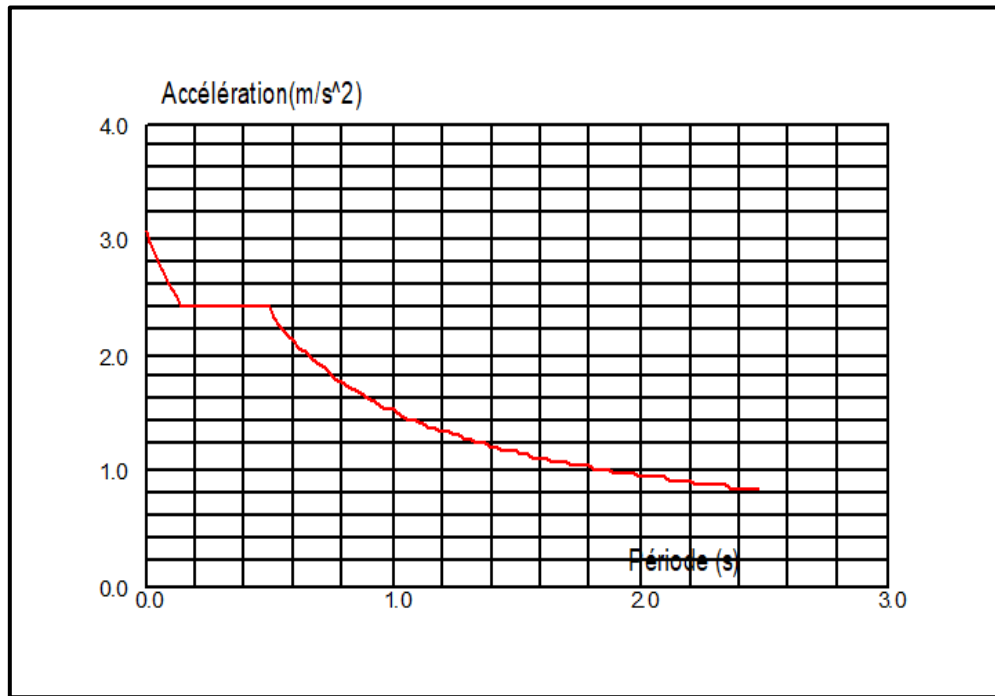


Figure III.2 : Spectre de réponse.

III.7 Vérification de la structure :

III.7.1 Vérification de la période fondamentale de la structure :

La valeur de T , calculée par le logiciel ROBOT ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique appropriée par le RPA99 de plus de 30%. La période fondamentale obtenu par le logiciel ROBOT : $T = 0,80$ s.

La période empirique est donnée par la formule suivante :

$$T = Ct \times hn^{\frac{3}{4}}$$

Ct : Coefficient donnée en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, pour des contreventements assurés par des palées triangulés $Ct = 0,085$.

hn : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

D'où :

$$T = 0,085 \times 8^{\frac{3}{4}} = 0,40 \text{ s}$$

$$0,80 > T + 30 \% T = 0,52 \text{ s}$$

Condition non vérifiée

III.8 Vérification de l'effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doivent pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_t > 0,8 V \text{ (§4.3.6 RPA99/V2003)}$$

La force sismique totale V est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone $A=0,2$

D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$D_x = D_y = 2,5 \times 1,85 = 4,62 \text{ (} 0 < T < T_2 \text{)}$$

Q : facteur de qualité suivant X et Y $Q_x = Q_y = 1,25$

W : poids total de la structure (calculée par robot) $W=1053 \text{ KN}$

$$V = \frac{0,25 \times 4,62 \times 1,25}{4} \times 1053$$

$$V = 380,06 \text{ KN}$$

	V_t	V	$0,8v$	$V_t > 0,8v$
VX	360,83	380,06	304,072	Vérifiée

Tableau III.3 : Résultante des forces sismiques à la base

III.9 Conclusion :

Afin de déterminer les caractéristiques dynamiques, Ce modèle a servi de base pour élaborer le calcul sismique. La vérification de la période fondamentale de la structure par rapport à la période empirique donnée par le « RPA » n'est pas satisfaite vu le fait que la structure est flexible. Par contre la résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne dépasse pas les 80% de la résultante des forces sismiques.

CHAPITRE IV :

Pré dimensionnement des éléments secondaires

IV.1. Les pannes :

IV.1.1. Introduction :

Les pannes, qui ont pour fonction de supporter la couverture, sont disposées parallèlement à la ligne de faitage, dans le plan des versants. Elles sont calculées en flexion déformable pour pouvoir résister au poids propre de la couverture, leurs poids propres, surcharge d'exploitation ainsi les surcharges climatique.

IV.1.2 Dimensionnement des panneaux de couverture :

- **Définition d'un panneau sandwich :**

Les panneaux sandwich sont souvent utilisés pour la construction de toitures et de murs dans les bâtiments industriels, commerciaux et résidentiels. Ils sont constitués de deux couches de matériaux extérieurs (généralement en acier, en aluminium ou en composite) avec une couche isolante rigide entre elles, telle que de la mousse de polyuréthane ou du polystyrène extrudé

- **Principe de choix d'un panneau sandwich :**

1. Isolation thermique et acoustique.
2. Installation rapide et facile.
3. Faible poids.
4. Bonne résistance aux intempéries.
5. Faible coût d'entretien.

IV.1.3 Calcul des pannes de couverture :

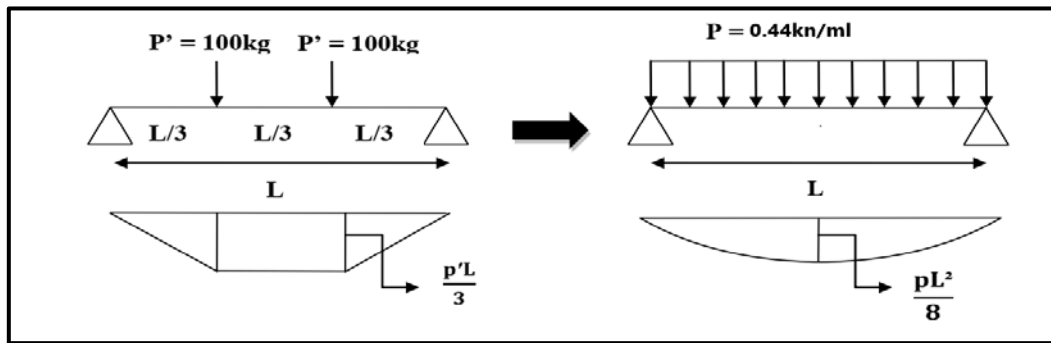
IV.1.3.1 Espacement entre pannes :

- On prend l'entraxe entre les pannes $e=1,5m$

IV.1.3.2. Evaluation des charges et surcharges :

Les charges permanentes (G) :

- $G=0,18 \text{ KN/m}^2$ (poids propre du panneau sandwich)
- $G = (P \text{ couverture} + P \text{ accessoire}) * e$
- $G=0,27 \text{ KN/ml}$

Surcharges d'entretien (P) :**Figure IV.1. :** Schéma statique de la poutre équivalente

$$M_{max} = \frac{pl^2}{8} = \frac{8 \times p'}{3 \times 6} = \frac{3 \times 100}{3 \times 6} = 44,44 \text{ Kg/ml}$$

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

Surcharges climatiques :

- Surcharge du vent (W) : $W = (-0,9 \times 1,5) = -1,35 \text{ KN/ml}$.
- Surcharge de la neige (S) : $S = (0,1270 \times 1,5) = 0,19 \text{ KN/ml}$.

- Charges à prendre en considération :

$$G = 0,27 \text{ KN/ml.}$$

$$W = -1,35 \text{ KN/ml.}$$

$$S = 0,19 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 0,66 \text{ KN/ml}$$

Décomposition des charges :

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

$$G_z = G \cos \alpha = 0,26 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_z = Q \cos \alpha = 0,63 \text{ KN/ml.}$$

$$W_z = W = -1,35 \text{ KN/ml.}$$

$$S_z = S \cos \alpha = 0,18 \text{ KN/ml.}$$

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

$$G_y = G \sin \alpha = 0,069 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_y = Q \sin \alpha = 0,17 \text{ KN/ml.}$$

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

$$S_y = S \sin \alpha = 0,032 \text{ KN/ml.}$$

▪ Les combinaisons d'actions :

▪ **L'ELU :**

▪ **Suivant l'axe z-z :**

$$\text{Comb 1} = 1,35G_z + 1,5Q_z = 1,29 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 2} = 1,35G_z + 1,5S_z = 0,62 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 3} = G_z + 1,5W = -1,8 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 4} = G_z + 1,35W + S_z = -1,38 \text{ KN/m}$$

▪ **Suivant l'axe y-y :**

$$\text{Comb 1} = 1,35G_y + 1,5S_y = 0,14 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 2} = 1,35G_y + 1,5Q_y = 0,35 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 3} = 1,35G_y = 0,093 \text{ KN/ml}$$

Selon les deux axes y et z, les charges maximales à l'ELU on trouve la panne la plus Sollicitée est:

$$q_{uz} = G_z + 1,5W = -1,8 \text{ KN/ml}$$

$$q_{uy} = 1,35G_y + 1,5Q_y = 0,35 \text{ KN/ml}$$

▪ **L'ELS :**

▪ **Suivant l'axe z-z :**

$$\text{Comb 1} = G_z + Q_z = 0,89 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 2} = G_z + S_z = 0,44 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 3} = G_z + W = -1,09 \text{ KN/ml}$$

▪ **Suivant l'axe y-y:**

$$\text{Comb 1} = G_y + Q_y = 0,23 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 2} = G_y + S_y = 0,10 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 3} = G_y + W_y = 0,069 \text{ KN/ml}$$

Selon les deux axes Y et Z ; les charges maximales à l'ELS on trouve la panne la plus Sollicitée.

$$q_{sz} = G_z + W = -1,09 \text{ KN/ml}$$

$$q_{sy} = G_y + Q_y = 0,23 \text{ KN/ml}$$

IV.1.4. Pré dimensionnement des pannes :

Les pannes sont sollicitées à la flexion déviée (flexion bi axiale). Elles doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

Condition de flèche (l'ELS) et Condition de résistance (l'ELU).

Généralement, on fait le pré dimensionnement des pannes par l'utilisation de la condition de flèche, puis on fait la vérification de la condition de résistance.

Vérification à l'ELS :

La flèche à l'état limite de service se fait avec les charges et surcharges de service (non pondérée):

$$F \leq F_{adm}$$

Plan (z-z)

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

$$I_y \geq \frac{5 \times q_z \times L^3 \times 200}{384 E}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 200 \times 1,09 \times 10^{-2} \times 600^3}{384 \times 21000} = \rightarrow I_y \geq 291,96 \text{ cm}^4$$

Plan (y-y)

$$f_y = \frac{5 \times q_y \times L^4}{384 \times E \times I_z} \leq \frac{L}{200}$$

$$I_z \geq \frac{5 \times q_y \times L^3 \times 200}{384 \times E}$$

$$I_z \geq \frac{5 \times 200 \times 0,23 \times 10^{-2} \times 600^3}{384 \times 21000} = \rightarrow I_z \geq 61,60 \text{ cm}^4$$

Donc on adopte pour un **IPE 140**

Désignation	Poids	Section	Dimension		Caractéristique					
Abrégée	G	A	H	b	I _y	I _z	W _{ply}	W _{plz}	I _t	I _w
IPE 140	12,9	16,4	140	73	541,2	44,92	88,34	19,25	2,45	1,98.10 ³

Tableau IV.1 : Caractéristique du profilé IPE 140 de la panne

- Poids propre réel :

$$G = (P \text{ couverture} \times e) + P \text{ panne}$$

$$G = (0,18 \times 1,5) + 0,129 = 0,399$$

$$G = 0.399 \text{ KN/ml}$$

- Condition de flèche avec poids propre inclus :

$$q_1 = 0,399 + 0,66 = 1,05 \text{ KN/ml}$$

$$q_2 = 0,399 - 1,35 = -0,951 \text{ KN/ml}$$

$$q_3 = 0,399 + 0,19 = 0,589$$

$$q_{smax} = 1,05 \text{ KN/ml}$$

$$q_{sy} = q_s \sin \alpha = 1,05 \times \sin 15 = 1,01 \text{ kN/ml}$$

$$q_{sz} = q_s \cos \alpha = 1,05 \times \cos 15 = 0,27 \text{ kN/ml}$$

- Les combinaisons les plus défavorables :

- L'ELS:

$$q_{sy} = 1,01 \text{ kN/ml}$$

$$q_{sz} = 0,27 \text{ kN/ml}$$

- L'ELU:

$$q_{uz} = -1,8 \text{ KN/ml}$$

$$q_{uy} = 0,35 \text{ KN/ml}$$

IV.1.5. Dimensionnement et vérifications des pannes:

IV.1.5.1. Vérification des contraintes :

Les pannes travaillent à la flexion déviée, il faut donc vérifier que :

$$\left(\frac{M_{y, sd}}{M_{ply, rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z, sd}}{M_{plz, rd}} \right)^\beta \leq 1$$

Pour un profilé laminé en I : $\begin{cases} \alpha = 2 \\ \beta = 1 \end{cases}$

$$N = \frac{N_{sd}}{N_{pl, rd}} \quad \text{avec } N_{sd} = 0 \quad \text{donc } n = 0$$

La formule précédente sera comme suite :

$$\left(\frac{M_{y,sd} \times \gamma_{Mo}}{W_{ply} \times f_y}\right)^2 + \left(\frac{M_{z,sd} \times \gamma_{Mo}}{W_{plz} \times f_y}\right)^1 \leq 1$$

Axe Z-Z :

$$M_{ysd} = qz \frac{lz^2}{8}$$

$$M_{ysd} = 1,8 * \frac{6^2}{8}$$

$$M_{ysd} = 8,1 \text{ KN.}$$

$$M_{plyrd} = w_{ply} \frac{f_y}{\gamma_{Mo}}$$

$$M_{plyrd} = 88,34 \times \frac{235}{1,1} \times 10^{-1}$$

$$M_{plyrd} = 18,87 \text{ kN.m}$$

Axe Y-Y:

$$M_{zsd} = qy \frac{ly^2}{8}$$

$$M_{zsd} = 0,35 \times \frac{3^2}{8}$$

$$M_{zsd} = 0,39 \text{ kN.m}$$

$$M_{plzrd} = w_{plz} \frac{f_y}{\gamma_{Mo}}$$

$$M_{plzrd} = 19,25 \times \frac{235}{1,1} \times 10^{-1}$$

$$M_{plzrd} = 4,11 \text{ kN.m}$$

$$\left(\frac{8,1}{18,87}\right)^2 + \left(\frac{0,39}{4,11}\right)^1 = 0,27 < 1 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc la flexion bi-axiale est vérifiée

IV.1.5.2. Vérification de la flèche :

Suivant z-z

$$\delta = \frac{5 \times 1,09 \times 10^{-2} \times 6000^4}{384 \times 21000 \times 5412000} = 16,18 \text{ mm}$$

$$\delta_{\max} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm} \quad 16,18 < 30 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifié selon plan (z-z)}$$

Suivant y-y

$$\delta = \frac{5 \times 0,27 \times 10^{-2} \times 300^4}{384 \times 21000 \times 44,92} = 0,30 \text{ cm}$$

$$\delta_{\max} = \frac{lz}{200} = 15 \text{ cm}$$

Condition vérifié selon plan (y-y)

Donc, les pannes en IPE140 vérifient les contraintes de la flexion déviée

IV.1.5.3. Classe du profilé :

Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t\omega} = 72\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$d = 112,2 \text{ mm}$$

$$t\omega = 4,7 \text{ mm}$$

$$\begin{cases} \frac{d}{t\omega} = \frac{112,2}{4,7} = 23,87 \\ 72\varepsilon = 72 \sqrt{\frac{235}{235}} \end{cases}$$

$$\frac{d}{t\omega} < 72\varepsilon \quad \text{Donc l'âme est de classe I.}$$

Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{73}{6,9} = 5,28 < 10\varepsilon$$

Donc la section globale est de classe I.

IV.1.5.4. Résistance de la panne au déversement :

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_1}}$$

Avec :

$$\beta_w = 1 \quad (\text{section de classe I}).$$

$$\chi_{lt} \quad (\text{Est le facteur de réduction pour le déversement})$$

$$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}}$$

M_{cr} : Moment critique élastique de déversement donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

Avec :

$C_1 = 1,132$ (Charge uniformément répartie)

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{avec :} \quad \begin{cases} E = 21 \times 10^6 \\ \nu = 0,3 \end{cases} \quad G = 8,08 \times 10^6 \text{ N/cm}^2$$

I_T : Moment d'inertie de torsion $I_T = 2,45 \text{ cm}^4$

$L = 300 \text{ cm}$, $\alpha_{lt} = 0,21$

I_w : Moment d'inertie de gauchissement $I_w = 1,98 \times 10^3 \text{ cm}^6$

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie $I_z = 44,92 \text{ cm}^4$

$$M_{cr} = 1,132 \times \frac{3,14^2 \times 21 \times 10^6 \times 44,92}{300^2} \times \sqrt{\frac{1,98 \times 10^3}{44,92} + \frac{300^2 \times 8,08 \times 10^6 \times 2,45}{3,14^2 \times 21 \times 10^6 \times 44,92}}$$

$M_{CR} = 1795686,901 \text{ N.cm}$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{1 \times 88,34 \times 235 \times 10^2}{1795686,901}} = 1,07$$

$$\phi_{lt} = 0,5 \times [1 + \alpha_{lt}(\bar{\lambda}_{lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{lt}^2]$$

$$\phi_{lt} = 0,5 \times [1 + 0,21(1,07 - 0,2) + 1,07^2]$$

$$\phi_{lt} = 1,16$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{(1,16 + \sqrt{1,16^2 - 1,07^2})}$$

$$\chi_{lt} = 0,62 < 1$$

Condition vérifiée

$$M_{b,rd} = \frac{0,62 \times 1 \times 88,34 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 11701034,55 \text{ N.mm}$$

$$M_{b,rd} = 11,70 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,sd} = 8,1 \text{ kn.m} < M_{b,rd}$$

Condition vérifiée

IV.1.5.5. Vérification au cisaillement :

Pour la vérification au cisaillement on utilise la condition suivante :

$$V_{z,sd} \leq V_{pl,rd} \quad [\text{EC .3 p158}]$$

$$V_{y,sd} \leq V_{pl,y,rd} \quad [\text{EC .3 p158}]$$

$$V_{zsd} = \frac{Q_z \times l}{2}$$

$$V_{zsd} = \frac{1,8 \times 6}{2}$$

$$V_{zsd} = 5,4 \text{ KN}$$

$$V_{zsd} = AV \times \frac{fy}{\sqrt{3}\gamma_{m0}}$$

$$V_{zsd} = 7,64 \times \frac{23,5}{\sqrt{3} \times 1}$$

$$V_{zsd} = 103,65 \text{ KN}$$

$$V_{ysd} = \frac{Q_y \times l}{2}$$

$$V_{ysd} = \frac{0,35 \times 6}{2}$$

$$V_{ysd} = 1,05 \text{ KN}$$

Avec :

$$A_{vy} = A - A_{vz} = 16,4 - 7,64 = 8,76 \text{ cm}$$

$$V_{plrd} = AV_y \times \frac{fy}{\sqrt{3}\gamma_{m0}}$$

$$V_{plrd} = 8,76 \times \frac{23,5}{\sqrt{3} \times 1}$$

$$V_{plrd} = 118,85 \text{ KN}$$

Donc :

$$V_{z,sd} \leq V_{pl,rd}$$

$$V_{ysd} < V_{pl,rd}$$

IV.2. Calcul des liernes :

IV.2.1. Introduction :

Les liernes sont des barres qui fonctionnent en traction et reliant les pannes entre elles. Elles sont généralement formés de barres rondes ou de petites cornières, leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes.

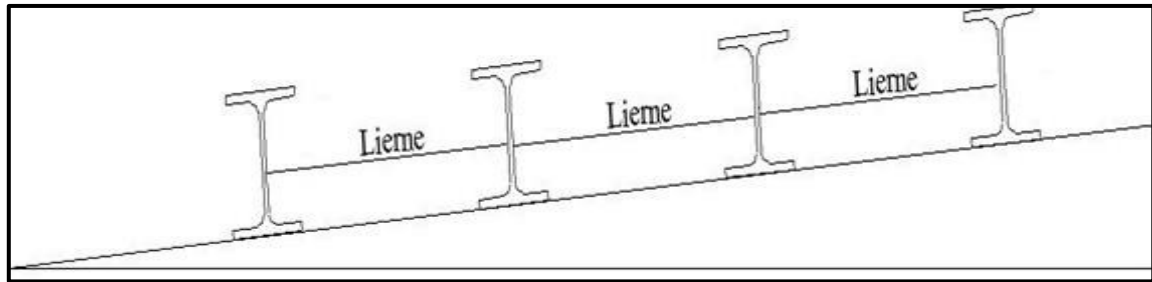


Figure IV.2 : Coupe transversale des liernes

IV.2.2. Les efforts dans les liernes :

Le poids propre de la panne d'IPE 140 : $G = 12.9 \text{ Kg/ml}$

- La combinaison de charge est la suivante :

$$q_{uy} = 1,35G_y + 1,5 S_y$$

$$G = [(0,18) \times 1,5] + 0,129 = 0,399 \text{ KN/ml}$$

$$G_z = 0,399 \times \cos 15^\circ = 0,38 \text{ KN/ml}$$

$$G_y = 0,399 \times \sin 15^\circ = 0,103 \text{ KN/ml}$$

$$q_{uy} = 1,35 \times 0,103 + 1,5 \times 0,032 = 0,19 \text{ KN/ml}$$

- La réaction R au niveau du lierne :

$$R = q_{uy} \times l_y \text{ donc } l_y = l/2 = 3\text{m}$$

$$q_{uy} = 0,19 \text{ KN/ml}$$

$$R = 1,25 \times 0,19 \times 3 = 0,71 \text{ KN}$$

- Efforts de traction dans le tronçon de lierne L1 provenant de la panne sablière :

$$T_1 = R/2 = 0,71/2 = 0,35 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L2 :

$$T_2 = T_1 + R = 0,35 + 0,71 = 1,06 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L3 :

$$T_3 = T_2 + R = 1,77 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L4 :

$$T_4 = T_3 + R = 2,48 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L5 :

$$T_5 = T_4 + R = 3,19 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L6 :

$$T_6 = T_5 + R = 3,9 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L7 :

$$T_7 = T_6 + R = 4,61 \text{ KN}$$

Effort dans les diagonales L8

$$2T_8 \times \cos \theta = T_7$$

$$\theta = \text{artg} \frac{1,5}{3}$$

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

$$T_8 = \frac{T_7}{2 \cos(26,56)}$$

$$T_8 = \frac{4,61}{2 \cos(26,56)}$$

$$T_8 = 2,58$$

IV.2.3. Dimensionnement les liernes :

$$N_{sd} \leq N_{plrd}$$

Avec :

N_{sd} : Effort normal sollicitant

$N_{PL,rd}$: Effort normal résistant

$$N_{PL,rd} = A_s \times \left(\frac{f_y}{\gamma_{m0}} \right)$$

$$N_{sd} \leq A_s \times \left(\frac{f_y}{\gamma_{m0}} \right)$$

$$A_s \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$A_s \geq \frac{4,61 \times 1,1}{235 \times 10^{-3}}$$

$$A_s = 21,57 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin} = \frac{\pi \times \varnothing_{min}^2}{4}$$

$$\varnothing_{min}^2 = \frac{4 \times A_{smin}}{\pi}$$

$$\varnothing_{min}^2 = \frac{4 \times 21,59}{3,14} \times 10^{-2}$$

$$\varnothing_{min}^2 = 0,27 \text{ cm}^2$$

$$\varnothing_{min} = 0,52 \text{ cm}$$

On prendra un lierne de panne de diamètre $\Phi 10$.

IV.3. Calcul des lisses de bardage :

IV.3.1. Introduction :

Les lisses de bardage sont des éléments important de la charpente métallique car elles assurent la stabilité et la résistance de la structure, en plus de supporter les panneaux de bardage. Il est donc important de s'assurer que les lisses sont correctement dimensionnées et installées conformément aux normes et aux réglementations en vigueur.

IV.3.2 Espacement des lisses :

La structure en charpente à une hauteur des poteaux de 5,14 m.

Espacement des lisses $e = 1,285$ m

Nombre de lisses $n = 4$

IV.3.3 Pré dimensionnement des lisses :

Pour dimensionner, on tiendra compte de la valeur la plus défavorable entre la pression de vent exercée sur le long-pan et celle sur le pignon.

L'action du vent maximale est : $W = -0,505$ kn/m²

Les lisses sont simplement appuyées sur deux poteaux de portée de $l = 6.00$ m, elles sont soumises à la flexion déviée sous l'effet des charges suivantes :

Les charges de la phase de construction sont :

- Poids propre du bardage : $G_b = 0,18$ KN/m²
- Charge du vent : $W = -0,505$ KN/m²

$$G = G_b \cdot e = 0,18 \times 1,285 = 0,23 \text{ KN/ml}$$

$$W' = W \cdot e = -0,505 \times 1,285 = -0,64 \text{ KN/ml}$$

- **ELU :**

$$Q_{uy} = (1,35G) = 1,35 \times 0,23 = 0,31 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{uz} = (1.5W') = 0,96 \text{ KN/ml}$$

▪ **ELS :**

$$Q_{sy} = G = 0,23 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{sz} = W' = -0,64 \text{ KN/ml}$$

Pour le pré dimensionnement on utilise la formule de la flèche :

La vérification à l'état limite de service se fait avec les charges et surcharges de service

$$F = \frac{5qL^4}{384EI} \leq F_{adm} = \frac{L}{200}$$

Selon y-y :

$$I_y = \frac{5 \times 200 q_z L_z^3}{384E}$$

$$I_y = \frac{5 \times 200 \times 0,64 \times 10^2 \times 6^3}{384 \times 2,1 \times 10^5} \times 10^3$$

$$I_y = 171,42 \text{ cm}^4$$

Selon z-z :

$$I_z = \frac{5 \times 200 q_y L_y^3}{384E}$$

$$I_z = \frac{5 \times 200 \times 0,23 \times 10^2 \times 6^3}{384 \times 2,1 \times 10^5} \times 10^3$$

$$I_z = 61,60 \text{ cm}^4$$

Donc on propose un UPN 160

Désignation	Poids	Section	Dimension		Caractéristique					
	G	A	h	b	Iy	Iz	Wply	Wplz	Iy	Iz
Abrégée	KG/m	Cm ²	mm	mm	Cm ⁴	Cm ⁴	Cm ³	Cm ³	cm	cm
UPN 160	18,8	24	160	65	925	85,3	138	35,2	6,21	1,89

Tableau IV.2 : Les Caractéristiques du profilé UPN 160

Le poids propre réel G :

$$G_p = [(0,18) \times 1,285] + 0,188 = 0,41 \text{ KN/ml}$$

➤ ELU :

$$q_{uy} = (1,35 G_p) = 1,35 \times 0,41 = 0,55 \text{ KN/ml}$$

➤ ELS :

$$q_{sy} = G_p = 0,41 \text{ KN/ml}$$

IV.3.4 Dimensionnement et vérifications des lisses :

IV.3.4.1 la classe du profilé

▪ Classe de l'âme

$$\frac{d}{t_w} < 72\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\begin{cases} \frac{115}{7,5} < 72\varepsilon \\ 15,33 < 72 \end{cases} \quad \text{Donc l'âme est de classe 1}$$

▪ Classe de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = 10\varepsilon$$

$$\begin{cases} \frac{65/2}{1,5} \leq 10\varepsilon \\ 3,09 \leq 10 \end{cases} \quad \text{Donc la semelle est de classe 1}$$

IV.3.4.2 Vérification de la résistance à la flexion déviée :

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{Ply,Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{Plz,Rd}} \right)^\beta \leq 1$$

Avec :

$$\alpha = 1$$

$$\beta = 2$$

$$M_{Zsd} = \frac{q_Y \times L_y^2}{8}$$

$$M_{Zsd} = \frac{0,55 \times 3^2}{8}$$

$$M_{Zsd} = 0,61 \text{ KN.m}$$

$$M_{Ysd} = \frac{q_Z \times L_Z^2}{8}$$

$$M_{Ysd} = \frac{0,96 \times 6^2}{8}$$

$$M_{Ysd} = 4,32 \text{ KN.m}$$

$$M_{Ply,Rd} = \frac{W_{Pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{Ply,Rd} = \frac{138 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1}$$

$$M_{Ply,Rd} = 29,48 \text{ KN.m}$$

$$M_{PlZ,Rd} = \frac{W_{Pl,Z} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{PlZ,Rd} = \frac{35,2 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1}$$

$$M_{PlZ,Rd} = 7,52 \text{ KN.m}$$

En remplaçant c'est valeurs dans l'eq

$$\left(\frac{4,32}{29,48}\right)^2 + \left(\frac{0,61}{7,52}\right)^1 = 0,10 < 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

IV.3.4.3 Vérification de la condition de la flèche :

$$F = \frac{5qL^4}{384EI} \leq F_{adm} = \frac{L}{200}$$

Avec :

$$Q_{sy} = 0,41 \text{ KN/m} \quad l_y = 3000 \text{ mm}$$

$$Q_{sz} = 0,64 \text{ KN/m} \quad l_z = 6000 \text{ mm}$$

$$E = 2,1 \times 10^5 \quad I_z = 85,3 \text{ cm}^4 \quad I_y = 925 \text{ cm}^4$$

La flèche maximale dans l'axe Y :

$$F_Y = \frac{5 \times q_y \times L_Y^4}{384 \times EI_z} \leq F_{adm} = \frac{L_Y}{200}$$

$$F_Y = \frac{5 \times 0,41 \times 10^2 \times 3000^4 \times 10^{-2}}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 85,3 \times 10^4} \leq \frac{3000}{200}$$

$$F_y = 2,4 \text{ mm} \leq 15 \text{ mm}$$

Condition vérifiée

La flèche maximale dans l'axe Z :

$$F_Z = \frac{5 \times q_z \times L_z^4}{384 \times EI_y} \leq F_{adm} = \frac{L_z}{200}$$

$$F_Z = \frac{5 \times 64 \times 6000^4 \times 10^{-2}}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 925 \times 10^4} \leq \frac{6000}{200}$$

$$F_z = 5,55 \text{ mm} \leq 30 \text{ mm}$$

Condition vérifiée

IV.3.4.4 Résistance de lisse de bardage au déversement :

Le moment résistant de déversement est donnée par :

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_1}}$$

Avec :

$$\beta_w = 1 \text{ (section de classe I).}$$

χ_{lt} (Est le facteur de réduction pour le déversement)

$$F_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$\overline{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}}$$

M_{cr} : Moment critique élastique de déversement donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

Avec :

$C_1 = 1,132$ (Charge uniformément répartie)

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{avec : } \begin{cases} E = 21 \times 10^6 \\ \nu = 0,3 \end{cases} \quad G = 8,08 \times 10^6 \text{ N/cm}^2$$

I_T : Moment d'inertie de torsion $I_T = 7,39 \text{ cm}^4$

I_w : Moment d'inertie de gauchissement $i_w = 3,26 \times 10^3 \text{ cm}^6$

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie $I_z = 85,3 \text{ cm}^4$

$$M_{cr} = 1,132 \times \frac{3,14^2 \times 21 \times 10^6 \times 85,3}{300^2} \times \sqrt{\frac{3,26 \times 10^3}{85,3} + \frac{300^2 \times 8,08 \times 10^6 \times 7,39}{3,14^2 \times 21 \times 10^6 \times 85,3}}$$

$M_{cr} = 4111064,37 \text{ N.cm}$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{1 \times 138 \times 235 \times 10^2}{4111064,37}} = 0,88$$

$$\phi_{lt} = 0,5 \times [1 + \alpha_{lt}(\bar{\lambda}_{lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{lt}^2]$$

$$\phi_{lt} = 0,5 \times [1 + 0,21(0,88 - 0,2) + 0,88^2]$$

$$\phi_{lt} = 0,95$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{(0,95 + \sqrt{0,95^2 - 0,88^2})}$$

$$\chi_{lt} = 0,76 < 1$$

Condition vérifiée

$$M_{b,rd} = \frac{0,76 \times 1 \times 138 \times 10^{-3} \times 235}{1,1}$$

$$M_{b,rd} = 22,40 \text{ kn.m}$$

$$M_{y,sd} < M_{b,rd}$$

Condition vérifiée

IV.3.4.5 Vérification au cisaillement :

Pour cette vérification, on utilise la condition suivante :

$$V_{zsd} \leq V_{pl,rd} \quad [EC.3 \text{ p158}]$$

$$V_{zsd} = \frac{Q_z \times l}{2}$$

$$V_{zsd} = \frac{0,96 \times 6}{2}$$

$$V_{zsd} = 2,88 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = AV \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \gamma_{m0}}$$

$$V_{pl,rd} = 12,60 \frac{23,5}{\sqrt{3} \times 1}$$

$$V_{pl,rd} = 170,95 \text{ KN}$$

$$V_{zsd} = 2,88 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 170,95 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

IV.4. Calcul des Potelets :

IV.4.1. Introduction :

Ce sont des éléments secondaires souvent des profilés en I ou H prévus sur le pignon pour réduire la portée entre les poteaux et diminuer la portée des lisses supportant le bardage isolants.

Ils sont sollicités en flexion composée :

- Une flexion sous l'action du vent sur les parois du pignon :
- Une compression sous l'action des charges permanentes dues au poids propre des lisses, de bardage, et celui du potelet lui-même.

IV.4.2. Le pré dimensionnement des potelets :

- Le pignon possède 4 potelets la longueur max $L = 6,57$
- La portée entre deux potelets $d = 4\text{m}$
- Les potelets sont en acier S235
- La surpression du vent $W = 0,505 \text{ KN/m}^2$
- Potelet le plus défavorable est le potelet intermédiaire.

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

$$q_{ws} = W \times e$$

$$q_{ws} = 0,505 \times 4$$

$$q_{ws} = 2,02 \text{ KN/m}$$

- Conditions de flèche :

$$\delta = \frac{5 \times q_{sw} \times l^4}{384 \times E \times I} \leq \frac{657}{200} = 3,285$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 200 \times 0,505 \times 4 \times 657^3}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 710,39 \text{ cm}^4$$

Le profilé qui convient comme potelets est l'IPE 160

Profile	Poids	Section	Dimension					Caractéristique					
	$\frac{s}{P}$		A	H	b	t_f	t_w	D	I_y	I_z	Wply	Wplz	I_y
	KG/m	Cm ²	mm	mm	mm	mm	mm	Cm ⁴	Cm ⁴	Cm ³	Cm ³	cm	cm
IPE160	15,8	20,1	160	82	7,4	5	127,2	869,3	68,3	123,9	26,10	6,58	1,84

Tableau IV.3 : Caractéristiques du profilé IPE160

IV.4.3. Evaluation des charges :

Les charges variables (la charge de vent sur pignon) : $q_w = -2,02$ KN/m

Les charges permanentes :

- Poids bardage $G_1 = 0,18$ KN/m².
- Poids des lisse de bardages UPN160..... $G_2 = 0,188$ KN/m.
- Poids propre de IPE 160..... $G_3 = 0,158$ KN/m.

IV.4.2.1 Classe du profilé :

Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} < 72\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\begin{cases} \frac{127,2}{5} < 72\varepsilon \\ 25,44 < 72 \end{cases} \quad \text{Donc l'âme est de classe 1}$$

Classe de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = 10\varepsilon$$

$$\begin{cases} \frac{82/2}{7,4} \leq 10\varepsilon \\ 5,54 \leq 10 \end{cases} \quad \text{Donc la semelle est de classe 1}$$

La section globale est de classe 1

Vérification de la flèche :

$$\delta = \frac{5 \times 2,02 \times 657^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 869,3} \leq \frac{657}{200} = 3,2 \text{ cm}$$

$$\delta = 2,6 \leq 3,2 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\delta = 2,6 \leq 3,2 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

IV.4.2.2 Calcul de moment :

Les potelets sont sollicités en flexion composée, alors il faut qu'il satisfasse la condition suivante :

$$M_{sd} = qw \times \frac{l^2}{8}$$

$$M_{sd} = 2,02 \times \frac{6,57^2}{8}$$

$$M_{sd} = 10,89 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{Ny;Rd} = M_{ply;Rd} \left(\frac{1-n}{1-0,5\alpha} \right)$$

$$\text{Ou } n = \frac{N_{sd}}{N_{Pl,Rd}} \quad \text{et} \quad \alpha = \frac{A-2bt_f}{A} \leq 0,5$$

IV.4.2.3 Calcul de l'effort normal sollicitant Nsd :

$$N_{sd} = 0,18 \times 6 \times 4 + 0,188 \times 4 \times 5,14 + 0,158 \times 6,57$$

$$N_{sd} = 9,21$$

$$N_{Pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{Pl,Rd}}$$

$$n = \frac{9,21 \times 1,1}{20,4 \times 23,5}$$

$$n = 0,021$$

$$\alpha = \frac{A-2bt_f}{A}$$

$$\alpha = \frac{20,1 \times 10^2 - (82 \times 7,4)}{20,1 \times 10^2}$$

$$\alpha = 0,39$$

$$0,4 < 0,5$$

$$M_{Ply,Rd} = \frac{W_{Ply} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{Ply,Rd} = \frac{123,9 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1,1}$$

$$M_{Ply,Rd} = 26,46 \text{ KN.m}$$

$$M_{Ny,Rd} = M_{Ply,Rd} \left(\frac{1-n}{1-0,5\alpha} \right)$$

$$M_{Ny,Rd} = 26,46 \left(\frac{1-0,021}{1-0,5 \times 0,4} \right)$$

$$M_{Ny,Rd} = 32,38 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 10,89 \text{ KN.m} < M_{Ny,Rd} = 32,38 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

IV.4.2.4 Vérification la stabilité :

- Flambement :

$$N_{brd} = \frac{\chi \times \beta A \times A f_y}{\lambda M1}$$

Avec :

N_{brd} : Résistance au flambement.

$\beta A = 1$ pour les sections de classe I

$$\lambda M1 = 1$$

χ : Coefficient de réduction dépend de λ .

$$\lambda : \text{Elancement réduit.} \quad \lambda = \frac{\lambda}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta A} = \frac{\lambda}{93.9\epsilon}$$

λ : calculé à la base des caractéristiques de la section brute

$$\frac{h}{b} = \frac{160}{82} = 1,95 > 1,2 \implies t_f < 40 \text{ mm}$$

Donc :

Flambement selon y-y courbe (a)

Flambement selon z-z courbe (b)

- **Plan (y-y)**

Axe y-y courbe (a) $\alpha = 0,21$

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

$$\lambda_y = \frac{657}{6,58}$$

$$\lambda_y = 99,84$$

$$\lambda' = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = 1,06$$

- **Plan (z-z)**

Axe z-z courbe (b) $\alpha = 0,34$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z}$$

$$\lambda_z = \frac{657}{1,84}$$

$$\lambda_z = 357,06$$

$$\lambda' = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = 3,8$$

$$\lambda' = \max(\lambda'_y, \lambda'_z) = 3,8$$

On a :

- Pour plan (y-y) : $\alpha = 0,21$

$$\chi = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \lambda^2}} \chi < 1$$

$$\varphi = 0,5[1 + \alpha(\lambda' - 0,2) + \lambda'^2]$$

$$\varphi = 1,15$$

$$\chi y = 0,62$$

- Pour plan (z-z) : $\alpha = 0,34$

$$\varphi = 8,33$$

$$\chi z = 0,06$$

$$\chi = \min(\chi z, \chi y)$$

$$\chi = 0,06 < 1$$

$$N_{brd} = \frac{\chi \times \beta A \times A f_y}{\lambda M_1}$$

$$N_{brd} = \frac{0,06 \times 1 \times 20,1 \times 10^2 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1}$$

$$N_{brd} = 25,76 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 9,21 < N_{brd} = 25,76 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

- Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme :

$$\frac{d}{t w} \leq K \frac{E}{F_{yt}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}$$

$$A_w = t w \cdot d = 5 \times 127,2 = 636 \text{ mm}^2$$

$$A_{fc} = b \cdot t_f = 82 \times 7,4 = 606,8 \text{ mm}^2$$

F_y : limite d'élasticité de la semelle comprimée ($f_y = 235 \text{ Mpa}$)

K = 0.3 pour la semelle de classe 1

$$K = 0.3 \frac{2.1 \times 10^5}{235} \times 274.45 > \frac{127.2}{5} = 25,44 \quad \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Résistance du potelet au déversement :**

Le moment résistant de déversement est donnée par :

$$M_{b,Rd} = \frac{X_{lt} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_1}}$$

Avec :

$\beta_w = 1$ (section de classe I).

χ_{lt} (Est le facteur de réduction pour le déversement)

$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}}$$

M_{cr} : Moment critique élastique de déversement donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

Avec :

$C_1 = 1,132$ (Charge uniformément répartie)

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{avec : } \begin{cases} E = 21 \times 10^6 \\ \nu = 0,3 \end{cases} \quad G = 8,08 \times 10^6 \text{ N/cm}^4$$

$L = 6,57 \text{ m}$

I_T : Moment d'inertie de torsion $I_T = 3,6 \text{ cm}^4$

I_w : Moment d'inertie de gauchissement $I_w = 3,96 \times 10^3 \text{ cm}^6$

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie $I_z = 68,31 \text{ cm}^4$

$$M_{cr} = 1,132 \times \frac{3,14^2 \times 21 \times 10^6 \times 68,31}{657^2} \times \sqrt{\frac{3,96 \times 10^3}{68,31} + \frac{657^2 \times 8,08 \times 10^6 \times 3,6}{3,14^2 \times 21 \times 10^6 \times 68,31}}$$

$$M_{CR} = 1140658,334 \text{ N.cm}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{1 \times 235 \times 10^2 \times 123,9}{1140658,334}} = 1,59$$

$$\phi_{lt} = 0,5 \times [1 + \alpha_{lt}(\bar{\lambda}_{lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{lt}^2]$$

$$\phi_{lt} = 0,5 [1 + 0,21(1,59 - 0,2) + 1,59^2]$$

$$\phi_{lt} = 1,91$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{(1,91 + \sqrt{1,91^2 - 1,59^2})}$$

$$\chi_{lt} = 0,33 < 1$$

Condition vérifiée

$$M_{b,rd} = \frac{0,33 \times 123,9 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 8,73 \text{ KN.m}$$

$$M_{brd} < m_{sd}$$

Condition non vérifiée

Donc la stabilité déversement au des potelets n'est pas vérifiée, on augmente le profilé à un IPE 200

Désignation Abrégée	POIDS	SECTION	DIMENSION		Caractéristique					
	G Kg/m	A Cm ²	H mm	b mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	w _{plz} cm ³	I _t cm ⁴	i _w cm ⁴
IPE200	22,4	28,5	200	100	1943	142,4	220,6	44,61	6,98	12,99

Tableau IV.4 : Caractéristique du profilé IPE200

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

Avec :

$$C_1 = 1,132 \text{ (Charge uniformément répartie)}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{avec : } \begin{cases} E = 21 \times 10^6 \\ \nu = 0,3 \end{cases} \quad G = 8,08 \times 10^6 \text{ N/cm}^2$$

$$L = 6,57 \text{ m}$$

$$M_{cr} = 1,132 \times \frac{3,14^2 \times 21 \times 10^6 \times 142,4}{657^2} \times \sqrt{\frac{12,99 \times 10^3}{142,4} + \frac{657^2 \times 8,08 \times 10^6 \times 6,98}{3,14^2 \times 21 \times 10^6 \times 142,4}}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{1 \times 235 \times 10^2 \times 220,6}{2341337,245}}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = 1,48$$

$$\phi_{lt} = 0,5 \times [1 + \alpha_{lt}(\bar{\lambda}_{lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{lt}^2]$$

$$\phi_{lt} = 0,5 [1 + 0,21(1,48 - 0,2) + 1,48^2]$$

$$\phi_{lt} = 1,72$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{(1,72 + \sqrt{1,72^2 - 1,48^2})}$$

$$\chi_{lt} = 0,38 < 1$$

Condition vérifiée

$$M_{b,rd} = \frac{0,38 \times 220,6 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1}$$

$$M_{b,rd} = 17,90 \text{ kn.m}$$

$$M_{brd} > m_{sd}$$

Condition vérifiée

IV.4.3 Conclusion :

Les dimensionnements que nous avons effectués dans ce chapitre nous ont permis de déterminer les types des profilés capables de résister à leurs poids propre et aux efforts du vent. Après avoir établi les vérifications nécessaires de tous les éléments, on a retenus les types suivants :

- Les pannes : IPE 140 avec des liernes de diamètre Ø10.
- Les lisses de bardages : UPN160 pour toutes les lisses
- Les potelets : IPE 200

CHAPITRE V :

Dimensionnement

des éléments

structuraux

V.1. Introduction :

Le dimensionnement des éléments structuraux en charpente métallique est une étape essentielle dans la conception d'un bâtiment. Le but est de garantir que les éléments de la charpente sont suffisamment résistants pour supporter les charges auxquelles ils seront soumis pendant la durée de vie du bâtiment.

Il prend en compte plusieurs facteurs, tels que les charges de gravité (poids propre de la charpente, des équipements, des revêtements, etc.), les charges de vent, les charges de neige, les charges dues aux utilisateurs, etc. Les éléments structuraux doivent être dimensionnés de manière à ne pas subir de déformations excessives ou de ruptures, ce qui pourrait entraîner des dommages ou un effondrement de la structure.

V.2. Justification des poteaux IPE400 :

Suite à la modélisation par le logiciel ROBOT, on choisit le profilé IPE400 et on vérifie sa résistance.

V.2.1. Efforts sollicitant :

Pour pouvoir faire la vérification suivant le règlement, on a obtenu les efforts les plus défavorables de l'élément à l'aide du logiciel ROBOT.

$$\begin{cases} M_{sd} = 149,42 \text{ KN.m} \\ N_{sd} = 39,34 \text{ KN} \end{cases}$$

V.2.2. Caractéristiques du profilé du poteau :

Profile	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A Cm ²	h mm	B mm	t _r mm	T _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE400	66,3	84,5	400	180	13,5	8,5	311	23130	1318	1307	229,0	16,55	3,95

Tableau V.1: Caractéristiques du profilé IPE400

V.2.3. Classe de la section transversale :

- Classe de l'âme :

- $d = 331 \text{ mm}$

- $t_w = 8,6 \text{ mm}$

- $\frac{d}{t_w} < 72\varepsilon$ avec $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$

- $\begin{cases} \frac{331}{8,6} < 72\varepsilon \\ 38,48 < 72 \end{cases}$ Donc l'âme est de classe 1

- Classe de la semelle :

- $\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = 10\varepsilon$

- $c = 180/2 \text{ mm}$

- $t_f = 13,5 \text{ mm}$

- $\begin{cases} \frac{180/2}{13,5} \leq 10\varepsilon \\ 6,66 \leq 10 \end{cases}$ Donc la semelle est de classe 1

La section globale est de classe 1

V.2.4. Condition de résistance :

Les poteaux sont sollicités en flexion composée, alors il faut qu'il satisfasse la condition suivante :

$$\left(\frac{M_{sd}}{M_{pl,rd}} \right)^1 + \left(\frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} \right)^2 \leq 1$$

Avec :

$$M_{pl,rd} = \frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1307 \times 10^3 \times 235 \times 10^{-4}}{1,1} = 279,2272 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{8450 \times 235 \times 10^{-1}}{1,1} = 1805,2272 \text{ KN}$$

$$\left(\frac{149,42}{279,2272}\right)^1 + \left(\frac{39,34}{1805,2272}\right)^2 = 0,53 \leq 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.2.5. Résistance aux instabilités (MSd + NSd) :

$$\frac{Nsd}{\chi_{min} A \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_y \cdot Msd}{W_{ply} \cdot F_y / \gamma_{m1}} \leq 1$$

$$\gamma_{m1} = 1$$

χ_{min} : Coefficient de réduction minimal pour le flambement

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

- Plan (y-y) :

La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{400}{180} = 2,22 > 1,2 \\ tf = 13,5 \leq 40 \text{ mm} \end{cases}$$

Axe de flambement (y-y) et (z-z) courbe de flambement (a et b)

Axe (y-y): courbe a $\Rightarrow \alpha_y = 0,21$

λ : Elancement

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{0,5 \times 5140}{165,5} = 15,52$$

$\bar{\lambda}_y$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \sqrt{\beta a} = \frac{\lambda}{93,9} \varepsilon$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,16$$

χ_y : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement (a)

$$\chi_y = \frac{1}{\left(\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}\right)}$$

Avec :

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

$$\phi = 0,5[1 + 0,21(0,16 - 0,2) + 0,16^2]$$

$$\phi = 0,51$$

D'où

$$\chi_y = \frac{1}{0,51 + \sqrt{0,51^2 - 0,16^2}} = 1,01$$

$$\chi_y = 1,01$$

▪ **Plan (z-z) :**

La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{400}{180} = 2,22 > 1,2 \\ tf = 13,5 \leq 40 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Axe de flambement (y-y) et (z-z) courbe de flambement (a et b)

Axe (y-y): courbe b $\Rightarrow \alpha_z = 0,34$

λ : Elancement

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_z} = \frac{0,7 \times 5140}{39,5} = 91,08$$

$\bar{\lambda}_z$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta a} = \frac{\lambda}{93,9} \varepsilon$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,96$$

χ_z : Est déterminé en fonction de λ et la courbe de flambement (b)

$$\chi_z = \frac{1}{(\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}_z^2})}$$

Avec :

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

$$\phi = 0,5 [1 + 0,34 (0,96 - 0,2) + 0,962]$$

$$\phi = 1,09$$

D'où

$$\chi_z = \frac{1}{1,09 + \sqrt{1,09^2 - 0,96^2}}$$

$$x_z = 0,4$$

$$\chi_{min} = \text{Min}(1,01,0,4) = 0,4$$

$$x_{min} = 0,4$$

Calcul de coefficient K_y K_z :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{X_y \times A \times f_y} \quad k_y \leq 1,5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2 \times \beta_{My} - 4) + \left[\frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right] \quad \mu_y \leq 0,9$$

$$\mu_y = 0,16 \times (2 \times 2,31 - 4) + \left[\frac{1307000 - 1156000}{1156000} \right]$$

$$\mu_y = 0,22 < 0,9$$

$$k_y = 1 - \frac{0,22 \times 39,34 \times 10^3}{1,01 \times 84,5 \times 10^2 \times 235}$$

$$k_y = 1 < 1,5$$

$$\frac{393400}{0,4 \times 8450 \times 235 / 1,1} + \frac{1 \times 14942000}{1307000 \times 235 / 1,1} = 0,60 \leq 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.2.6. Conclusion :

Le profilé choisi IPE400 est adéquat comme poteau.

V.3. Justification des traverses IPE400 :

Les efforts les plus défavorables de l'élément à l'aide du logiciel ROBOT sont :

$$\begin{cases} M_{sd} = 110,95 \text{Kn.m} \\ N_{sd} = 38,70 \text{Kn} \\ V_{sd} = 30,33 \text{Kn} \end{cases}$$

V.3.1. Classe de la section transversale :

a. Classe de l'âme

- $d = 331 \text{ mm}$
- $t_w = 8,6 \text{ mm}$
- $\frac{d}{t_w} < 72\varepsilon$ avec $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$
- $\begin{cases} \frac{331}{8,6} < 72\varepsilon \\ 38,48 < 72 \end{cases}$ Donc l'âme est de classe 1

b. Classe de la semelle :

- $\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = 10\varepsilon$
- $C = 180/2 \text{ mm}$
- $t_f = 13,5 \text{ mm}$
- $\begin{cases} \frac{180/2}{13,5} \leq 10\varepsilon \\ 6,66 \leq 10 \end{cases}$ Donc la semelle est de classe 1
- La section globale est de classe 1

V.3.2. Condition de résistance :

V.3.2.1. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq 0,5V_{plrd}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m_0}}$$

$$A_v = 84,5 \times 10^2 - 2 \times 180 \times 13,5 + (8,6 + 2 \times 21) \times 13,5$$

$$A_v = 4273,1 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{4273,1 \times 235}{\sqrt{3} \times 1,1}$$

$$V_{plrd} = 527,05 \text{ Kn}$$

$$V_{sd} = 30,33 \text{ Kn} \leq 0,5 \times 527,05 = 263,52 \text{ Kn}$$

Condition vérifiée

$$\frac{v_{sd}}{v_{plrd}} < 0,5$$

$$\frac{30,33}{263,52} = 0,11 < 0,5$$

Condition vérifiée

C'est vérifié donc pas de réduction du moment.

V.3.2.2. Vérification de la résistance à la flexion composée :

- **Vérification au déversement** : Comme il y a la flexion composée sur les traverses, il y a donc un risque de déversement à vérifier le déversement est pris en considération que si $\lambda_{LT} \geq 0,4$

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

$\beta_w = 1$ (section transversal de classe 1)

$$\lambda_1 = 86,38 \lambda_{lt} = \frac{L/i_z}{c^{10,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{L/i_z}{h/t_f} \right]^2 \right]^{0,25}} \quad L = 11,36 \text{ m}$$

$$\lambda_{lt} = \frac{11360/39,5}{2,57^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{11360/39,5}{400/13,5} \right]^2 \right]^{0,25}} = 155,45$$

$$\lambda_{lt} = \frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w}$$

$$\overline{\lambda}_{lt} = \frac{155,45}{86,38} \sqrt{1} = 1,79 > 0,4$$

Donc il y a un risque de déversement.

V.3.2.3. Vérification de l'élément aux instabilités :

- Flexion composée avec risque de déversement :

On doit vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{x_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}} + \frac{k_{LT} \times M_{ysd}}{x_{LT} \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}}} + \frac{k_z \times M_{zsd}}{x_{LT} \frac{w_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}}} \leq 1$$

- Calculons la longueur de flambement :

- Autour de l'axe faible y'y (dans le plan de l'âme) : le traverse risque de flamber sur toute sa longueur
- Autour de l'axe faible z'z (dans le plan perpendiculaire de l'âme), le traverse est empêché de flamber sur toute sa longueur par les pannes

Donc les longueurs de flambement :

$$\begin{cases} L_{fy} = 11,36 \text{ m} \\ L_{fz} = 1,5 \text{ m} \end{cases}$$

Pour l'IPE400, les rayons de giration sont :

$$\begin{cases} i_y = 16,55 \text{ cm} \\ i_z = 3,95 \text{ cm} \end{cases}$$

- Calcule Les Élanement :

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y}$$

$$\lambda_y = \frac{1136}{16,55}$$

$$\lambda_y = 68,64$$

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z}$$

$$\lambda_z = \frac{150}{3,95}$$

$$\lambda_z = 37,97$$

- Calcule les élancements réduits :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{68,64}{93,9}$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,73$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{37,97}{93,9}$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,4$$

- Calcule le coefficient de réduction :

$$\chi_{min} = \text{Min}(\chi_y ; \chi_z)$$

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{400}{180} = 2,2 > 1,2mm \\ t_f = 13,5 < 40mm \end{cases}$$

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur d'imperfection α
y - y	A	$\alpha_y = 0,21$
z - z	B	$\alpha_z = 0,34$

Tableau V.2. : Coefficients de flambement correspondant à la section IPE 400

Avec :

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

$$\phi_y = 0,5[1 + 0,21(0,73 - 0,2) + 0,73^2]$$

$$\phi_y = 0,82$$

D'où

$$\chi_y = \frac{1}{0,82 + \sqrt{0,82^2 - 0,73^2}}$$

$$\chi_y = 0,84$$

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

$$\phi_z = 0,5[1 + 0,34(0,4 - 0,2) + 0,4^2]$$

$$\phi_z = 0,61$$

D'où

$$\chi_z = \frac{1}{0,61 + \sqrt{0,61^2 - 0,4^2}}$$

$$\chi_z = 0,93$$

$$X_{min} = 0,84$$

- Calcul de coefficient k :

Calcul des coefficients réducteurs :

$$\psi = -\frac{15,69}{39,34}$$

$$\psi = -0,39$$

$$\beta_z = 1,8 - 0,7 \times (-0,39)$$

$$\beta_z = 2,07$$

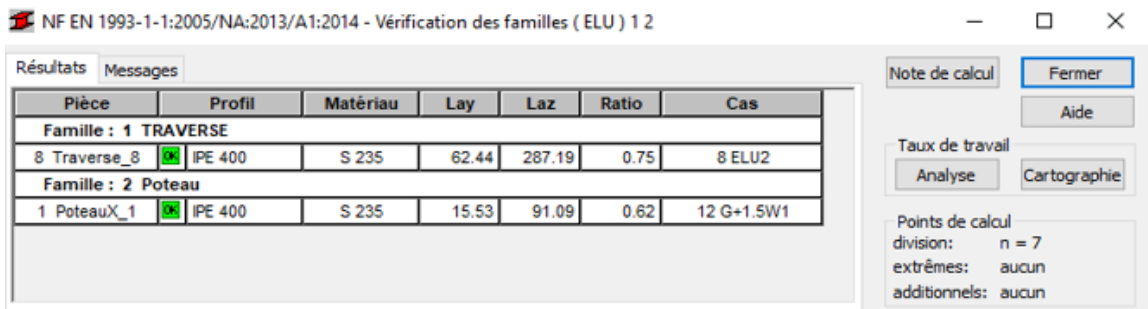
$$\mu = 0,23 < 0,9$$

$$k_y = 0,99 < 1,5$$

- Vérification au flambement :

$$\frac{3870 \times 10^2}{0,84 \times 1805227,27} + \frac{0,9 \times 11095 \times 10^2}{27922727,3} = 0,61 < 1 \quad \text{condition vérifiée}$$

- Vérification avec logiciel robot (poteaux – traverse)



NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014 - Vérification des familles (ELU) 1 2

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Familie : 1 TRAVERSE						
8 Traverse_8	IPE 400	S 235	62.44	287.19	0.75	8 ELU2
Familie : 2 Poteau						
1 PoteauX_1	IPE 400	S 235	15.53	91.09	0.62	12 G+1.5W1

Points de calcul
 division: n = 7
 extrêmes: aucun
 additionnels: aucun

Tableau V.3. : Résultat de vérification avec logiciel Robot (poteaux /traverse)

V.3.2.4. Conclusion :

Le profilé choisi IPE400 est adéquat comme traverse.

V.4. Justification des contreventements :

V.4.1. Introduction :

Le contreventement est une technique de renforcement de la résistance d'une structure bâtiment contre les charges latérales telles que le vent, les séismes.

V.4.2. Rôle des systèmes de contreventement :

Le rôle du contreventement est donc de garantir la stabilité et la résistance de la structure, en évitant qu'elle ne soit soumise à des contraintes excessives sous l'effet des forces latérales. Le contreventement permet ainsi de réduire les risques de fissures, de déformations ou d'effondrement du bâtiment en cas d'événements climatiques ou sismiques

V.4.3. Vérification des contreventements :

- $N_{sd} = 35,52 \text{ KN}$

On choisit double cornière en CAE 70×7

V.4.3.1. Vérification de la résistance à la traction :

- **Vérification de la section brute**

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{9,40 \times 23,5}{1,1}$$

$$N_{pl.Rd} = 200,81 \text{ KN}$$

$$N_{sd} < N_{plRd}$$

Condition vérifiée

- **Vérification de la section nette**

$$A_{nette} = A_{brute} - 2 (d \text{ trou} * t_w)$$

$$A_{nette} = 9,40 - 2 (2,5 * 0,7)$$

$$A_{\text{nette}} = 5,9 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{nette}} = 11,8 \text{ double cm}^2$$

$$N_{\text{pl. Rd}} = \frac{A_{\text{nette}} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{\text{pl. Rd}} = \frac{11,8 \times 23,5}{1,1}$$

$$N_{\text{pl. Rd}} = 252,09 \text{ KN}$$

$$N_{\text{sd}} < N_{\text{pl. Rd}}$$

Condition vérifiée

V.4.3.2. Vérification de la résistance à la compression:

$$N_{\text{sd}} \leq N_{\text{c. Rd}}$$

$$N_{\text{c. Rd}} = \frac{A \cdot F_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{\text{c. Rd}} = \frac{9,40 \times 2 \times 23,5}{1,1}$$

$$N_{\text{c. Rd}} = 441,8 \text{ KN}$$

$$N_{\text{sd}} < N_{\text{pl. Rd}}$$

Condition vérifiée

V.4.3.3. Vérification au flambement :

$$N_{\text{sd}} \leq N_{\text{b. Rd}} = \frac{x \cdot \beta_A \cdot A \cdot F_y}{\gamma_{m1}}$$

$N_{\text{c. Rd}}$: Résistance au flambement

β_A = classe 1.2 ou 3

- Calcul des élancements :

$$\lambda_y = \lambda_z = \frac{l_f}{i_y} = \frac{326,5}{2,12} = 154$$

- Calcul les élancements critique :

On a l'acier utilise est de S235.

$$\varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0,5} = 1$$

Donc :

$$\lambda_{cr} = 93,9\epsilon = 93,9 \times 1$$

$$\lambda_{cr} = 93,9$$

- **Calcul des élancements réduits :**

$$\bar{\lambda}_y = \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta w}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{154}{93,9} \times \sqrt{1} = 1,64 > 0,2$$

Il y a un risque de flambement

- **Calcul de coefficient de réduction :**

$$X_{min} = \min (X_y ; X_z)$$

$$h = 70\text{mm} ; b = 70\text{mm} ; t_f = 7\text{mm}$$

$$h/b = 1,0 < 1,2 \text{ et } t_f = 7\text{mm} < 40\text{mm}$$

D'après le tableau 5.5.3 Euro code 3

$$\text{Axe Y-Y : courbe b} \rightarrow \alpha_y = 0,34$$

$$\text{Axe Z-Z : courbe c} \rightarrow \alpha_z = 0,49$$

- **Calcul de X_{min} :**

$$X_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}}$$

$$\phi_y = 0,5[1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\phi_y = 0,5[1 + 0,34(1,64 - 0,2) + 1,64^2]$$

$$\phi_y = 2,08$$

$$X_y = 0,48 < 1$$

$$\phi_z = 0,5[1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\phi_z = 0,5[1 + 0,49(1,64 - 0,2) + 1,64^2]$$

$$\phi_z = 2,19$$

$$X_z = 0,45 < 1$$

$$X_{min} = 0,45$$

$$Nb.Rd = \frac{x \cdot \beta A A \cdot F_y}{\gamma m 1}$$

$$Nb.Rd = \frac{0,45 \times 1 \times 9,40 \times 2 \times 23,5}{1,1}$$

$$Nb.Rd = 180,73 \text{ KN}$$

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd}$$

Condition vérifiée

V. 5 Conclusion :

L'étude que nous avons faite nous a permis de déterminer toutes les sollicitations agissant sur notre structure.

Après le calcul et en utilisant le logiciel Robot, on a trouvé que :

- Pour les poteaux IPE 400
- Pour les traverses IPE 400
- Pour les contreventements CAE 70*70*7

CHAPITRE VI :

Etude du pont

roulant

VI.1. Introduction :

Porter d'objet lourd dans un hangar industriel nécessite un pont roulant, son objectif est de déplacer des charges lourdes d'un endroit à un autre. Il est constitué d'une structure en acier qui repose sur des rails et qui peut se déplacer horizontalement le long de la poutre principale. La charge est suspendue à un palan qui peut être déplacé le long de la poutre principale et qui peut également être abaissé ou levé pour déplacer la charge.

Ils réduisent les risques de blessures pour les travailleurs, ils augmentent la productivité en permettant de déplacer rapidement des charges lourdes, et ils permettent d'utiliser efficacement l'espace disponible.

Ce chapitre consiste à représenter le calcul de chemin de roulement qui sont des poutres de 6m de travée.

Le support un pont roulant d'une portée de 21,4 m (distance entre axe des poutres de roulement) avec une capacité de levage 2 tonne.

Le chemin de roulement d'un pont roulant est la structure sur laquelle le pont roulant se déplace. Il est généralement constitué de deux rails parallèles, fixés à une poutre ou une structure en acier qui est elle-même ancrée au sol ou aux murs. Les rails peuvent être en acier ou en béton armé et sont conçus pour supporter le poids du pont roulant et de la charge qu'il transporte. Il est une partie essentielle du système de pont roulant, car il assure le déplacement en toute sécurité du ce dernier et de sa charge tout en évitant les risques de déformation ou d'endommagement de la structure.

La poutre de roulement d'un pont roulant est la poutre principale horizontale située au-dessus du chemin de roulement. Elle soutient le chariot du pont roulant ainsi que le palan ou le treuil qui permet de lever et de déplacer la charge. Elle est généralement en acier et peut être conçue pour résister à des charges allant de quelques tonnes à plusieurs dizaines de tonnes. Elle est conçue pour être légère et rigide afin de minimiser le poids mort du système de pont roulant et de faciliter le déplacement du chariot le long du chemin de roulement.

VI.2. Règlement utilisé :

- Eurocode 1 partie 3 : Actions induites par les appareils de levage et les machines.
- Eurocode 3 partie 6 : Chemins de roulement.

VI.3. Caractéristique de pont roulant mono poutre posé:

Les ponts roulants mono poutre sont des équipements de manutention et de levage sont destinés spécialement pour les charges au poids faible



Figure VI.1: Schéma 3D du pont roulant mono poutre posé.

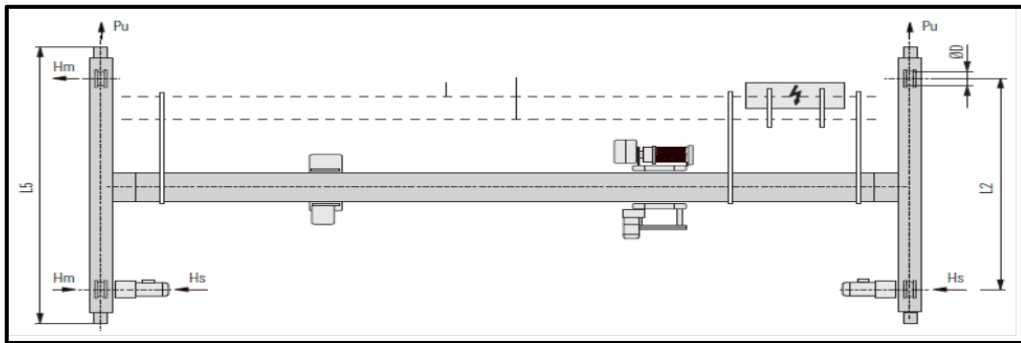


Figure VI.2: Schéma 2D du pont roulant

VI.3.1. Caractéristique géométrique de pont roulant :

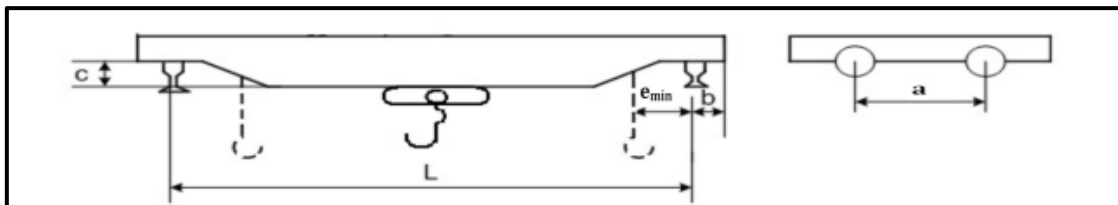


Figure VI.3: Les mesures du pont roulant

La poutre principale du pont roulant supporte un chariot et une charge maximale de 2 tonnes, les caractéristiques du pont roulant obtenue à partir d'une fiche technique

Puissance	L(m)	emin (m)	b(m)	c(m)	a(m)
2	21,4	0,76	0,25	0,435	4

Tableau VI.1: les mesures de pont roulant.

VI.3.2. Caractéristique mécanique de pont roulant :

- à partir d'une fiche technique

Puissance(t)	Portée(m)	Vitesses (m/min)			Poids(t)		
		Vitesse de levage	Direction	Translation	Pont	Chariot	Total
N	L				Qc1	Qc2	Qc1+Qc2
2	21,4	10	30	40	6,215	0,34	6,325

Tableau VI.2 : les charges et les vitesses caractérisé par le pont.

VI.4. Classification des actions:

Actions variable		Actions accidentelles
Verticale	Horizontale	
<ul style="list-style-type: none"> • Poids propre (Qc) • Masse à lever (Qh) 	<ul style="list-style-type: none"> • Force d'entraînement • Marche en crabe • Accélérations et décélérations du chariot (HT3) 	<ul style="list-style-type: none"> • Forces de tamponnement (HB,2)

Tableau VI.3 : les actions générées par le pont roulant.

VI.5. Effet dynamique de pont roulant:

Ces effets sont pris en compte en majorant les charges verticales et les forces horizontales par un coefficient dynamique ϕ donnée par le tableau suivant :(selon EC1 P3).

Coefficients dynamiques	Effets à prendre en compte	A appliquer à
ϕ_1	Poids propre de l'appareil de levage	$\phi_1 = 1,1$
ϕ_2	Masse à lever	$\phi_2 = \phi_{2min} + (\beta_2 \times v_h)$
ϕ_4	Poids propre de l'appareil de levage	$\phi_4 = 1$
ϕ_5	Force d'entraînement (k) dont la vitesse est réalisée par un convertisseur de fréquence.	$\phi_5 = 1,5$

Tableau VI.4 : coefficients dynamiques ϕ_i pour les charges verticales

VI.6. Charge verticales:

Charge verticales : Les charges qui sollicitent les poutres de roulement ont les valeurs qui varient selon la charge levée Q_h , selon le poids propre du pont roulant est selon la position de chariot sur le pont roulant.

VI.6.1. Avec masse à lever (en charge) $Q_h = 20\text{KN}$

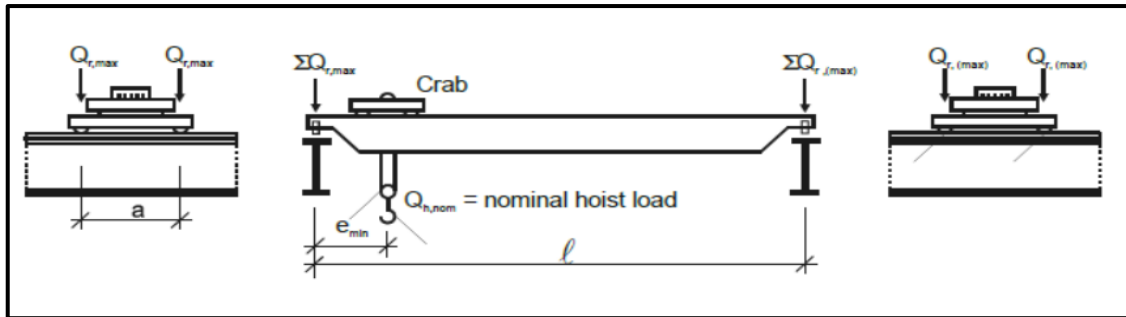


Figure VI.4 : la position du chariot à la charge maximale.

Avec :

$Q_r \text{ max}$: est la charge maximale par galet de l'appareil de levage en charge.

$Q_r \text{ (max)}$: est la charge d'accompagnement par galet de l'appareil de levage en charge.

$\sum Q_r \text{ max}$: est la somme des charges maximales $Q_r \text{ , max}$ par poutre de roulement de l'appareil de levage en charge.

$\sum Q_r \text{ (max)}$: est la somme des charges d'accompagnement $Q_r \text{ ,(max)}$ par poutre de roulement de l'appareil de levage en charge .

- Groupe 1 :

Q_h : est la masse à lever (20KN)

Donc on a :

$$L = 21,4\text{m}$$

$$a = 4\text{m}$$

$$e_{\text{min}} = 0,76\text{m}$$

$$\text{Poids propre du pont : } Q_{c1} = 62,15\text{KN}$$

Poids propre du chariot : $Q_{c2} = 3,4 \text{KN}$

- Classe de levage : HC3 (appareil de levage d'atelier classe S3)

Classe de levage de l'appareil	β_2	$\varphi_{2,\min}$
HC3	0,51	1,15

Tableau VI.5 : Valeur de β_2 et $\varphi_{2,\min}$

$$\varphi_2 = \varphi_{2,\min} + (\beta_2 \times V_h)$$

$$\varphi_2 = 1,15 + (0,51 \times \frac{10}{60})$$

$$\varphi_2 = 1,235$$

$$\Sigma Q_{r\max} = \varphi_1 \left[\frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \frac{(1 - e_{\min})}{1} \right] + \varphi_2 \cdot Q_h \frac{(1 - e_{\min})}{1}$$

$$\Sigma Q_{r\max} = 1,1 \left[\frac{62,15}{2} + 3,4 \frac{(21,4 - 0,76)}{21,4} \right] + 1,235 \times 20 \frac{(21,4 - 0,76)}{21,4}$$

$$\Sigma Q_{r\max} = 61,59 \text{ KN}$$

$$\Sigma Q_r(\max) = \varphi_1 \left[\frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \frac{(e_{\min})}{1} \right] + \varphi_2 \cdot Q_h \frac{(e_{\min})}{1}$$

$$\Sigma Q_r(\max) = 1,1 \left[\frac{62,15}{2} + 3,4 \frac{0,76}{21,4} \right] + 1,235 \frac{0,76}{21,4}$$

$$\Sigma Q_r(\max) = 35,17 \text{ KN}$$

$$Q_{r\max} = \frac{61,59}{2} = 30,79 \text{ KN}$$

$$Q_r(\max) = \frac{35,17}{2} = 17,58 \text{ KN}$$

- Groupe 4, 5 et 6 : On doit recalculée les actions verticales avec le coefficient $\varphi_4 = 1$

$$\Sigma Q_{rmax} = \varphi 4 \left[\frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \frac{(l - e_{min})}{l} \right] + \varphi 4 \cdot Q_h \frac{(l - e_{min})}{l}$$

$$\Sigma Q_{rmax} = 1 \left[\frac{62,15}{2} + 3,4 \frac{(21,4 - 0,76)}{2,4} \right] + 1 \times 20 \frac{(l - e_{min})}{l}$$

$$\Sigma Q_{rmax} = 53,62 \text{ KN}$$

$$\Sigma Q_{r(max)} = \varphi 4 \left[\frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \frac{(e_{min})}{l} \right] + \varphi 4 \cdot Q_h \frac{(e_{min})}{l}$$

$$\Sigma Q_{r(max)} = 1 \left[\frac{62,15}{2} + 3,4 \frac{(0,76)}{21,4} \right] + 1 \times 20 \frac{(0,76)}{21,4}$$

$$\Sigma Q_{r(max)} = 31,89 \text{ KN}$$

$$Q_{rmax} = \frac{53,62}{2} = 26,81 \text{ KN}$$

$$Q_{r(max)} = \frac{31,89}{2} = 15,95 \text{ KN}$$

VI.6.2 . Sans masse à lever (à vide) :

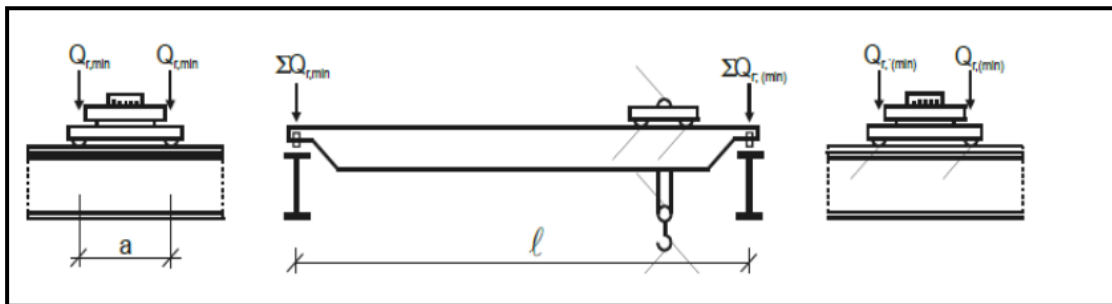


Figure VI.5 : la position du chariot à la charge minimale

Avec :

Q_{rmin} : Est la charge minimale par galet de l'appareil de levage à vide.

$Q_r(\min)$: Est la charge d'accompagnement par galet de l'appareil de levage à vide.

ΣQ_{rmin} : est la somme des charges minimales par poutre de roulement de l'appareil de levage en vide.

$\Sigma Q_r(\min)$: est la somme des charges d'accompagnement par poutre de roulement de l'appareil de levage en vide.

Donc on a :

$$L = 21,4 \text{ m}$$

$$e_{\min} = 0,76 \text{ m}$$

$$\text{Poids propre du pont : } Q_{c1} = 62,15 \text{ KN}$$

$$\text{Poids propre du chariot : } Q_{c2} = 3,4 \text{ KN}$$

- Groupe 1

$$\Sigma Q_r(\min) = \varphi_1 \left[\frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \frac{(l - e_{\min})}{l} \right]$$

$$\Sigma Q_r(\min) = 1,1 \left[\frac{62,15}{2} + 3,4 \frac{(21,4 - 0,76)}{21,4} \right]$$

$$\Sigma Q_r(\min) = 37,78 \text{ KN}$$

$$\Sigma Q_{r\min} = \varphi_1 \left[\frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \frac{e_{\min}}{l} \right]$$

$$\Sigma Q_{r\min} = 1,1 \left[\frac{62,15}{2} + 3,4 \frac{0,76}{21,4} \right]$$

$$\Sigma Q_{r\min} = 34,31 \text{ KN}$$

$$Q_r(\min) = \frac{37,78}{2} = 18,89 \text{ KN}$$

$$Q_{r\min} = \frac{34,31}{2} = 17,15 \text{ KN}$$

$$Q_r(\max) = \frac{35,17}{2} = 17,58 \text{ KN}$$

- Groupe 4, 5 et 6 : On doit recalculée les actions verticales avec le coefficient $\varphi_4 = 1$

$$\Sigma Q_{rmin} = \varphi^4 \left[\frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \frac{(1 - e_{min})}{1} \right]$$

$$\Sigma Q_r(\min) = 1 \left[\frac{62,15}{2} + 3,4 \frac{(21,4 - 0,76)}{21,4} \right]$$

$$\Sigma Q_r(\min) = 34,35 \text{ KN}$$

$$\Sigma Q_{rmin} = \varphi^4 \left[\frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \frac{(e_{min})}{1} \right]$$

$$\Sigma Q_{rmin} = 1 \left[\frac{62,15}{2} + 3,4 \frac{(0,76)}{21,4} \right]$$

$$\Sigma Q_{rmin} = 31,19 \text{ KN}$$

$$Q_r(\min) = \frac{34,35}{2} = 17,17 \text{ KN}$$

$$Q_{rmin} = \frac{31,19}{2} = 15,59 \text{ KN}$$

- Evaluation des charges verticales :

Groupe de charge		Grp 1	Grp 4,5,6
Coef dynamique		$\Phi 1=1.1$	$\varphi 4=1$
Charge vertical(KN)	En charge	$\Sigma Q_r(\max)$	35.17
		$Q_r(\max)$	17.58
		ΣQ_{rmax}	61.59
		Q_{rmax}	30.79
Charge vertical(KN)	A vide	$\Sigma Q_r(\min)$	37.78
		$Q_r(\min)$	18.89
		ΣQ_{rmin}	34.31
		Q_{rmin}	17.15

Tableau VI.6: résumée des charges verticales sur la poutre de roulement

VI.7. Force horizontales:

- Forces horizontales longitudinales produites par les accélérations ou d'accélérations de l'appareil de levage lors de ses déplacements.
- Forces horizontales transversales produites par les accélérations ou d'accélérations du chariot lors de ses déplacements sur la poutre de pont.
- Forces horizontales produites par la marche en crabe de l'appareil de levage.
- Forces tamponnements liées aux déplacements de l'appareil de levage.
- Force de tamponnements liés aux déplacements du chariot.

VI.7.1. Horizontales longitudinales (HLI):

Les charges longitudinales HLI appliquées sur une poutre de roulement :

$$H_{l,1} = H_{l,2} = \phi_5 \cdot \frac{k}{nr}$$

Avec :

nr : nombre de poutre de roulement nr = 2

ϕ_5 : coefficient d'amplification dynamique : $\phi_5 = 1,5$ (dont la vitesse est réalisée par un convertisseur de fréquence)

K : force d'entraînement

$$K = k_1 + k_2 = \mu \sum Q * r, \min$$

Tel que : Coefficient de frottement : $\mu = 0.2$ (pour acier sur acier)

$$\sum Q * r, \min = mw \cdot Q_{r \min}$$

mw = 2 (nombre de galets)

$$\sum Q * r, \min = 2 \times 15,59 = 31,18 \text{ KN}$$

$$K = 0,2 \times 31,8 = 6,24 \text{ KN}$$

$$H_{l,1} = H_{l,2} = 1,5 \times \frac{6,24}{2} = 4,68 \text{ KN}$$

VI.7.2. Forces horizontales transversales (HTi) :

Ces forces qui sont transmises par les galets de pont roulant à la poutre de roulement, ont pour cause:

- Le freinage du chariot.
- Les irrégularités de la voie de roulement.
- Le levage oblique.

$$H_{t1} = \phi_5 \varepsilon_2 \cdot \frac{M}{a}$$

$$a = 4m, \quad \varepsilon_2 = 1 - \varepsilon_1, \quad \varepsilon_1 = \frac{\sum Q_{rmax}}{\sum Q_r}$$

$$\sum Q_r = \sum Q_{rmax} + \sum Q_r(max)$$

$$\sum Q_r = 61,59 + 35,17 = 96,76 \text{KN}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{61,59}{96,76} = 0,64$$

$$\varepsilon_2 = 1 - 0,64 = 0,36$$

$$M = kLs = 6,24 \times (0,64 - 0,5) \times 21,4 = 18,69 \text{KN.m}$$

D'où

$$H_{t1} = 1,5 \times 0,36 \times \frac{18,69}{4} = 2,52 \text{KN}$$

$$H_{t2} = 1,5 \times 0,64 \times \frac{18,69}{4} = 4,48 \text{KN}$$

VI.7.3. Force horizontale de tamponnement HB2 liées au déplacement du chariot:

La charge horizontale tamponnement HT3 liées au déplacement du chariot peut être prise égale à 10% de la somme de la masse à lever et du poids du chariot, à condition que la charge utile soit libre de se balancer.

$$HB_2 = 10\% (Q_{c2} + Q_h)$$

$$HB^2 = 0,1 \times (20 + 3,4) = 2,34 \text{ KN}$$

VI.7.4. Forces longitudinales (HL,i) et forces transversales (HT,i) dues à la marche en crabe de l'appareil de levage :

- Forces de guidage :

$$S = f \cdot \lambda_{sj} \cdot \sum Q_r$$

$$f = 0.3 \times (1 - \exp(-250 \times \alpha))$$

L'angle α est déterminé en fonction de :

- L'espace entre le dispositif de guidage et le rail (x).
- Une variation dimensionnelle (raisonnable) (α_0 ; a_{ext})
- L'usure des galets et des rails (y).

$$\alpha = \alpha_F + \alpha_V + \alpha_0 \leq 0.015 \text{ rad}$$

Valeurs minimales α_i est :

$$\alpha_f = \frac{0.75x}{a_{ext}} \text{ tel que } : 0,75 \geq 10 \text{ mm}$$

a_{ext} : est la distance longitudinale entre les disposition de guidage.

b : est le gabarit entre le rail et le dispositif de guidage.

y : est l'usure du rail et le dispositif de guidage.

α_0 : est la tolérance angulaire entre la direction du rail et celle des galets.

$$\alpha_f = \frac{0.75x}{a_{ext}} = \frac{10}{4000} = 2,5 \times 10^{-4} \text{ rad}$$

$$\alpha_v = \frac{y}{a_{ext}} = \frac{0.10 \times 55}{4000} = 1,37 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

$$\alpha_0 = 0,001 \text{ rad}$$

$$\alpha = \alpha_f + \alpha_v + \alpha_0 = 4,8 \times 10^{-3}$$

$$f = 0,3 \times (1 - \exp(-2.5 \times 4,8 \times 10^{-3})) = 0,2$$

- Paire de galet 1 :

$$\lambda_{S_1} = \frac{\varepsilon_2}{n} \cdot 1 - \frac{e_1}{h} = 0,18 \quad \lambda_{S_2} = \frac{\varepsilon_1}{n} \cdot 1 - \frac{e_1}{h} = 0,32$$

- Paire de galet 2 :

$$\lambda_{S_1} = \frac{\varepsilon_2}{n} \cdot 1 - \frac{e_1}{h} = 0 \quad \lambda_{S_2} = \frac{\varepsilon_1}{n} \cdot 1 - \frac{e_1}{h} = 0$$

Résultants de Calcul des forces horizontal (longitudinale HL et transversale HT) :

$$H_{s1,1T} = f \cdot \lambda_{S_1} \sum Q_r = 0,20 \times 0,18 \times 96,76 = 3,48 \text{ KN}$$

$$H_{s2,1T} = f \cdot \lambda_{S_2} \sum Q_r = 0,20 \times 0,32 \times 96,76 = 6,20 \text{ KN}$$

$$S = 3,48 + 6,20 = 9,68 \text{ KN}$$

VI.8. Pré dimensionnement de la poutre de roulement :

La flèche admissible est obtenue quand les deux charges sont en position symétrie par rapport au milieu la poutre.

- Travée de $l = 6\text{m}$ (sur deux appuis simple).
- Distance entre galets $a = 4\text{m}$

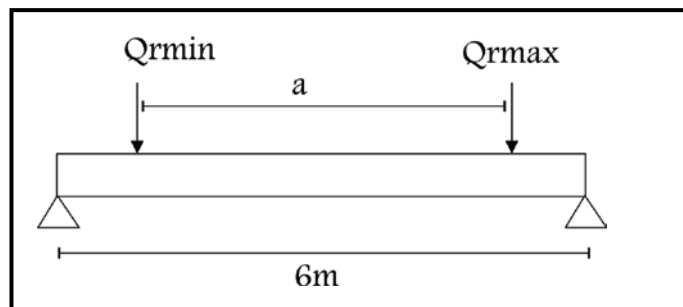


Figure VI.6 : Disposition des charges des galets sur la PDR.

- La flèche admissible :

$$f_{adm} = \frac{l}{750} = \frac{6000}{750} = 8\text{mm}$$

Avec :

$$f_{adm} \geq fV$$

$$fV = \frac{Qr, \max. l^3}{24. E. Iy} \times \left(\frac{3a}{L} - \frac{4a}{L^3} \right) \leq \frac{l}{750}$$

$$Iy \geq \frac{Qr, \max. l^2}{24E} \times \left(\frac{3a}{L} - \frac{4a^3}{L^3} \right)$$

$$Iy \geq \frac{30,79 \times 10^3 \times 6000^2 \times 750}{24 \times 2,1 \times 10^5} \times \left(\frac{3 \times 4000}{6000} - \frac{4 \times 4000^3}{6000^3} \right)$$

$$Iy \geq 13440,07937 \text{ cm}^4$$

- D'après le tableau des profilés on adopte un profilé HEB 260

Profilé	Poids			section		Dimensions		Caractéristique		
	G	A	A	h	tf	tw	Iy	Iz	Wply	Wplz
HEB	93	118,4	260	260	17,5	10	14920	5135	1263	602,2

Tableau VI.7: Les caractéristiques de profilé HEB 260

VI.8.1. Choix du rail :

Pour les ponts roulants et engins de levage, on choisit des RAIL A55

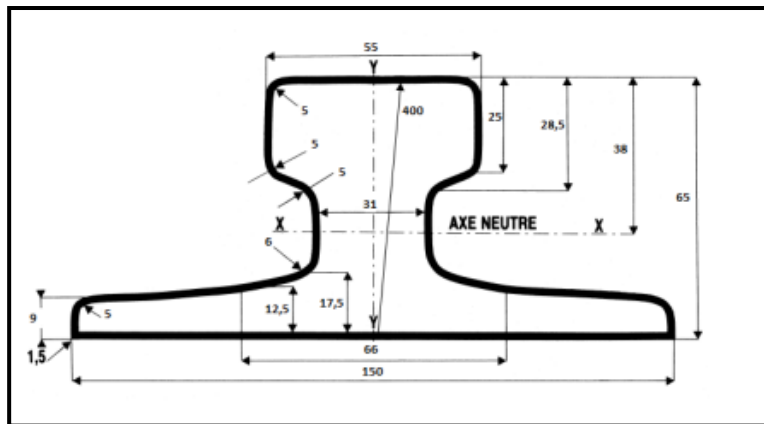


Figure VI.7 : Caractéristiques géométriques du rail

Hr (mm)	P (kg/m)	IY (cm ⁴)	IZ(cm ⁴)	A(cm ²)	WPLY (cm ³)	WPLZ (cm ³)
65	31,8	178	337	40,5	68,5	44,9

Tableau VI.8: Les caractéristiques du rail

VI.8.2. Les charges totales supportant par la PHR :

Poids propre de la PDR : HEB260

Gprd = 93 Kg/m

Poids de rail A55 Gr = 31,8Kg/m

Dévers G1 = 10% Gprd du profil HEB 260 = $0,1 \times 93 = 9,3$ Kg/m

Gtot = Gprd + Gr + G1 = $93 + 31,8 + 9,3 = 134,1$ Kg/m

VI.9. Vérification aux états limites de service:

La vérification de la flèche est faite suivant les deux directions verticales et horizontales :

VI.9.1 Vérification de la flèche verticale pour HEB 260 :

- Charge répartie :

$$f1_{\max} = \frac{5 \cdot G_{\text{tot}} \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \times 1,341 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 14920} = 0,72 \text{ mm}$$

- Charge roulante :

$$f2_{\max} = \frac{Q_{r,\max} \cdot l^3}{24 \cdot E \cdot I_y} \times \left(\frac{3a}{l} - \frac{4a^3}{l^3} \right) = \frac{Q_{r,\max} \cdot a}{24 \cdot I_y} \times (3l^2 - 4l^2)$$

$$f2_{\max} = \frac{30,79 \times 10^3 \times 4000}{24 \times 21 \times 10^4 \times 14920 \times 10^4} \times (3 \times 6000^2 - 4 \times 4000^2)$$

$$f2_{\max} = 7,20 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = f1_{\max} + f2_{\max} = 7,92 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 7,92 \text{ mm} \leq f_{\text{adm}} = 8 \text{ mm}$$

Condition vérifiée

VI.9.2. Vérification de la flèche horizontale pour la PDR :

(HS ,2 , 1 , T = 6,20 KN)

$$f_{\max} = \frac{HS,2,l^3}{48I_z \cdot E}$$

$$IZ = \frac{t f b^3}{12} = \frac{17,5 \times 260^3}{12} = 2563,16 \text{ cm}^4 \quad (\text{inertie de la semelle supérieur})$$

$$f_{\max} = \frac{6,20 \times 10^3 \times 6000^3}{48 \times 21 \times 10^4 \times 2563,16 \times 10^4} = 5,18 \text{ mm}$$

VI.10. Vérification aux états limites ultimes e la poutre de roulement:

VI.10.1. Vérification sous charge verticale :

IL faut vérifier que :

$$M_{sd} < M_{ely, rd}$$

$$M_{ely, rd} = \frac{W_{ely} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1148 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 245,25 \text{ Kn. m}$$

Moment maximal du a ($Q_{r, \max}$) :

- Le moment fléchissent maximal :

$$M_{\max} = \frac{pl}{4} = \frac{30,79 \times 6}{4} = 46,18 \text{ KN. m}$$

- Moment maximal du au poids propre (PDR+RAIL) :

$$G_{\text{tot}} = 134,1 \text{ Kg/m}$$

$$M_{f2 \max} = \frac{G_{\text{tot}} \cdot l^2}{8} = \frac{1,341 \times 6^2}{8} = 6,03 \text{ Kn. m}$$

- Le moment Max pondéré soit :

$$M_{fv, \text{Max}} = 1,35 \cdot M_{f2, \text{Max}} + 1,5 M_{f1, \text{Max}}$$

$$M_{fv, \text{Max}} = 1,35 \times 6,03 + 1,5 \times 46,18 = 77,41 \text{ Kn. m}$$

$$M_{fv, \text{Max}} = 77,41 \text{ KN.m} \leq M_{ely, rd} = 245,25 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

- Vérification de l'effort tranchant

La résistance ultime au cisaillement est donnée par :

$$v_{pl, rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = \frac{3759 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}} = 463,64 \text{ KN}$$

On calcul $V_{sd,max}$:

$$v_{sd1max} = Q_{rmax} + \frac{Q_{rmax} \cdot 2}{1} = 41,05 \text{ KN}$$

$$v_{sd2max} = \frac{G_{tot} \times 6}{2} = \frac{1,341 \times 6}{2} = 4,02 \text{ KN}$$

D'où :

$$v_{sd,max} = 1,35 \times v_{sd2max} + 1,5v_{sd1max} = 67 \text{ KN}$$

$$V_{sd,max} = 67 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 463,64 \text{ KN}$$

VI.10.2.Vérification sous charge horizontale :

- Vérification à l'état limite ultime (flexion) :

Il faut vérifier que : $M_{z,sd} \leq M_{elz}$

$$M_{elz} = \frac{w_{elz} \cdot f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{395 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 84,38 \text{ KN.m}$$

Moment maximal du à HS ,2, 1 , T :

$$M_{zmax} = \frac{H_{s2,1,T} \times l^2}{8} = \frac{6,20 \times 6^2}{8} = 27,9 \text{ KN.m}$$

$$M_{z,max} = 27,9 \text{ KN.m} \leq M_{elz} = 84,38 \text{ KN.m}$$

Condition vérifiée

- Vérification de l'effort tranchant :

La résistance ultime au cisaillement est donnée par :

$$v_{pl,rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = \frac{4550 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}} = 561,21 \text{ KN}$$

Avec :

$$A_v = b \times t_f = 260 \times 17,5 = 4550 \text{ mm}^2$$

On calcul $V_{sd,max}$:

$$v_{sd1max} = H_{s2,1, T} + \frac{H_{s2,1, T}(1 - a)}{1} = 8,26 \text{ KN}$$

$$v_{sd2max} = \frac{G_{tot} \times 6}{2} = 4,02 \text{ KN}$$

D'où :

$$v_{sd, max} = 1,35 \times v_{sd2max} + 1,5v_{sd1max} = 17,81 \text{ KN}$$

$$V_{sd, max} = 17,81 \text{ KN} < V_{pl, rd} = 561,21 \text{ KN}$$

VI.10.3. Vérification sous charge horizontale et verticale (flexion bi axiale) :

$$\frac{M_{s, dy}}{M_{elyrd}} + \frac{M_{sdz}}{M_{elzrd}} \leq 1$$

$$\frac{77,41}{245,25} + \frac{27,9}{84,38} = 0,64 \leq 1$$

Condition vérifiée

VI.10.4. Résistance de l'âme aux charges des galets :

- La résistance à l'écrasement : (EC03 .partie 1-1 article 5.7.3)

$$R_{Y, RD} = \frac{S_y \cdot t_w \cdot f_y \cdot w}{\gamma_{m_0}}$$

$$s_y = 2(HR + t_f) \left[1 - \left(\gamma_{m_0} \times \frac{\delta_{fed}}{f_y} \right)^2 \right]^{0,5}$$

Avec :

HR: la hauteur de rail = 65mm

T_f=17,5 mm

δ_{fed} : la contrainte longitudinale dans la semelle.

$$s_y = 2(65 + 17,5) \left[1 - \left(1,1 \times \frac{67,4}{235} \right)^2 \right]^{0,5} = 156,75 \text{ mm}$$

$$R_{Y, RD} = \frac{156,75 \times 10 \times 235}{1,1} = 334,875 \text{ KN}$$

$$R_{Y, RD} > (H_{s2,1, T} = 6,20 \text{ KN})$$

- Résistance au voilement (EC3page187)

Il faut vérifier que si :

$$\frac{d}{t_w} > 69\varepsilon \quad \text{Voilement par cisaillement}$$

$$\varepsilon = 1$$

$$\frac{177}{10} = 17,7 < 69\varepsilon$$

Pas de risque de voilement de l'âme.

- La résistance à l'enfoncement local (EC03 .partie 1.1 article 5.7.4)

$$R_{ard} = 0,5 \times t_w^2 [E \cdot f_y]^{0,5} \times \frac{\left[\left(\frac{t_f}{t_w} \right)^{0,5} + 3 \left(\frac{t_w}{t_f} \right) \times \left(\frac{S_s}{d} \right) \right]}{\gamma_{m1}}$$

$$R_{ard} = 0,5 \times 10^2 [21 \times 10^4 \times 235]^{0,5} \times \frac{\left[\left(\frac{17,5}{10} \right)^{0,5} + 3 \left(\frac{10}{17,5} \right) \times 0,2 \right]}{1,1}$$

$$R_{ard} = 530,3 \text{ KN}$$

On a :

$$M_{sd} = 138,5 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_{crd} = \frac{w_{lpy} \times f_y}{\gamma_{m0}} = 274,09 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{crd}$$

Donc :

$$F_{sd} = H_{tmax} = 6,20 < R_{ard}$$

$$M_{sd} < M_{crd}$$

$$\frac{F_{sd}}{R_{ard}} + \frac{M_{sd}}{M_{crd}} < 1,5$$

$$\frac{6,20}{530,38} + \frac{13,5}{274,09} = 0,51 < 1,5$$

Condition vérifiée

- Résistance au déversement :

Le moment résistant de déversement est donné par :

$$M_{b,rd} = \chi_{lt} \beta_w \frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m1}}$$

XLT : est le facteur de réduction pour le déversement obtenue par le tableau 5.5.2 EC3

Avec :

$$\lambda = \lambda_{LT} \quad \text{et} \quad X = X_{LT}$$

$$\beta_w = 1 \quad (\text{Section de classe 1})$$

M_{cr} : Moment critique

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_8 - C_3 z_8)^2 \right]^{1/2} - (C_2 z_8 - C_3 z_8) \right\}$$

Pour calculer C_1 et C_2 , en supposant $k = k_w = 1$ K (pour une poutre appuyée aux des extrémités).....tableau F.1.2 EC03

$$z_g = \frac{h}{2}$$

Avec :

Z_g est la distance de point d'application de la charge au centre de cisaillement

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Avec :

$$\begin{cases} E = 21 \times 10^6 \\ \nu = 0.3 \end{cases}$$

$$G = 8.08 \times 10^6 \text{ N/cm}^2$$

$$C_1 = 1,132$$

$$i_t = 123,8 \times 10^4$$

$$i_z = 5135 \times 10^4$$

$$i_w = 753.7 \times 10^9$$

$$l = 6 \times 10^3 \text{ mm}$$

$$\lambda_{lt} = \frac{6 \times 10^3 \times \left[\frac{1283 \times 10^{3^2}}{5135 \times 10^4 \times 753 \times 10^9} \right]^{0.25}}{1,132^{0.5} \left[1 + \frac{6 \times 10^{3^2} \times 8,08 \times 10^6 \times 123,8 \times 10^4}{3,14^2 \times 21 \times 10^5 \times 753,7 \times 10^9} \right]^{0.25}} = 36,67$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{36,67}{9,9} = 0,39 < 0,4$$

$$\phi_{lt} = 0,60$$

$$\chi_{lt} = 0,95$$

$$M_{b,Rd} = \frac{X_{lt} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_1}}$$

$$M_{b,rd} = \frac{0,95 \times 1 \times 1283 \times 10^3 \times 235}{1,1}$$

$$M_{b,rd} = 260,39 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{30,79 \times 6^2}{8} = 138,55 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{b,rd}$$

Condition vérifiée

La stabilité au diversement de la poutre de roulement est vérifiée.

VI.11. Pré dimensionnement du support du chemin de roulement:

Le chemin de roulement est supporté par une console qui est sollicitée par les Efforts suivant:

- Le poids propre de la poutre de roulement et du rail
- Le poids propre de pont roulant
- Les actions verticales des galets du pont roulant
- La console est pré dimensionnée en vérifiant la condition de résistance suivante :

$$M_{Sdy} \leq M_{r dy} = \frac{w_{ely} \cdot f_y}{\gamma_{m_0}}$$

$$w_{ely} \geq \frac{M_{sdy} \cdot \gamma_{m_0}}{f_y}$$

M_{sd}y : moment qui sollicite la console

$$M_{sd}y = 1,35(0,4 \times F)$$

F : l'effort tranchant sur la console obtenue lorsque l'un des galets est au voisinage de l'appui.

$$F = v_{smax} = 67 \text{ KN}$$

$$M_{sd}y = 1,35(0,4 \times 67) = 36,18 \text{ KN.m}$$

$$w_{ely} \geq \frac{36,18 \times 1,1 \times 10^6}{235} = 169353,19 \text{ mm}^3$$

On adapte HEB 160 comme une console (corbeau) Du chemin de roulement.

VI.11.1.Vérification à l'effort tranchant :

La condition à vérifier $V_{sd} < v_{rd}$

$$V_{sd} = 67 \text{ KN}$$

$$v_{rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\gamma_{m_0} \cdot \sqrt{3}}$$

$$v_{rd} = \frac{1759 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}} = 216960,35 \text{ N} = 216,960 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 67 \text{ KN} < v_{rd} = 216,960 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 67 \text{ KN} < 0,5 v_{rd} = 108,48 \text{ KN}$$

HEB 160 est vérifiée vis-à-vis l'effort tranchant

VI.12. Conclusion :

On a défini les caractéristiques du pont roulant et expliquer leur fonctionnement en prenant en considération les charges soulevée. D'après les résultats de calculs, on peut déduire que le choix de profilé HEB260 comme une poutre de roulement et HEB160 comme un support du chemin de roulement assure les conditions de résistance.

CHAPITRE VII :

Etude des

assemblages

VII.1. Introduction :

Les assemblages sont des zones critiques dans une structure, car c'est là que les forces et les charges sont transférées d'un élément à l'autre. Une conception et un calcul précis des assemblages garantissent que les charges sont correctement transmises et réparties entre les différents éléments de la structure, ce qui permet d'assurer une résistance adéquate et une durabilité à long terme.

VII.2. Assemblage poteau / traverse :

Les assemblages poteau-travers sont des éléments clés dans la construction de structures en charpentes et les ossatures. Ces assemblages permettent de relier les poteaux verticaux aux traverses horizontales de manière solide et résistante.

- l'assemblage poteau – traverse est réalisé à l'aide d'une platine boulonnée à la traverse et au poteau.
- l'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant et un effort normal.

On choisit des boulons de classe 8.8

Nombre de boulons = 10

Nombre de files : $n = 2$

Poteau : IPE400

Traverse : IPE400

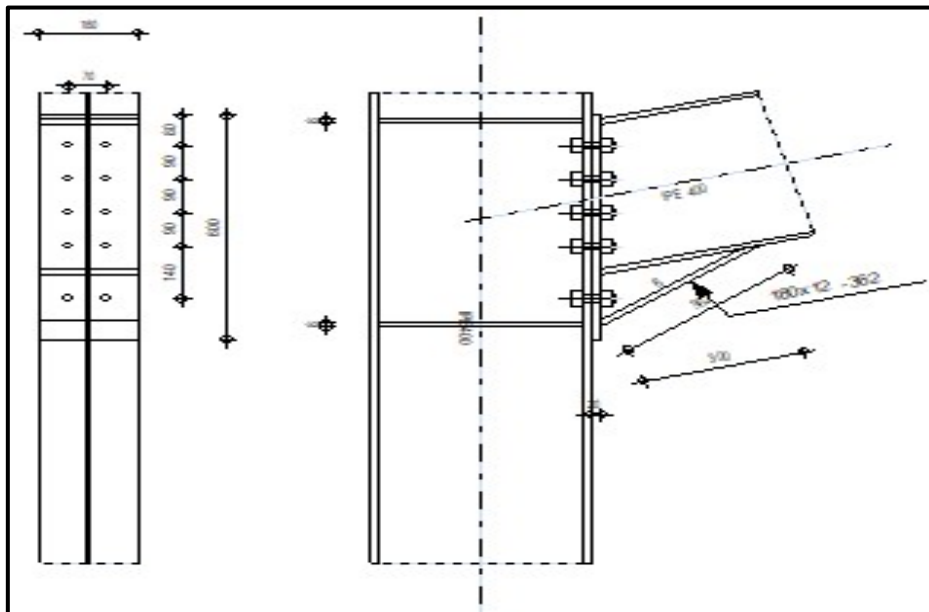


Figure VII.1: l'assemblage Poteau-traverse

- Efforts sollicitant :

- $V_{sd} = 65,85 \text{ KN}$

- $N_{sd} = 39,34 \text{ KN}$

- $M_{sd} = 149,42 \text{ KN}$

VII.3. Détermination des efforts dans les boulons :

- Dimensionnement des boulons :

Le choix se fait suivant l'épaisseur des pièces assemblées et selon le type de profilés, on choisit des boulons de diamètre M20 de classe 8.8

$d_1 = 490 \text{ mm}$, $d_2 = 350 \text{ mm}$, $d_3 = 260 \text{ mm}$, $d_4 = 80 \text{ mm}$.

$$\sum d_i^2 = (490)^2 + (350)^2 + (260)^2 + (80)^2 = 0,438 \text{ m}^2$$

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$$N_1 = \frac{149,42 \times 0,490}{0,438}$$

$N_1 = 167,92 \text{ KN}$

$$N_2 = \frac{149,42 \times 0,350}{0,438}$$

$N_2 = 119,94 \text{ KN}$

$$N_3 = \frac{149,42 \times 0,260}{0,438}$$

$N_3 = 89,10 \text{ KN}$

$$N_4 = \frac{149,42 \times 0,080}{0,438}$$

$N_4 = 30,70 \text{ KN}$

VII.3.2 Condition de résistance des boulons :

VII.3.2.1 Distance entre axe des boulons :

- Diamètre des trous :

$$d_0 = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$$

- Entre axe des boulons :

Avec :

$$d_0 = 22 \text{ mm}$$

$$P1 \geq 2,2 d_0 = 48,4 \text{ mm}$$

On prend : $P1 = 80 \text{ mm}$

$$P2 \geq 3 d_0 = 66 \text{ mm}$$

On prend : $P2 = 90 \text{ mm}$

- Pince longitudinale :

$$e1 \geq 1,2 d_0$$

$$e1 \geq 1,2 \times 22 = 26,4 \text{ mm}$$

On prend : $e1 = 55 \text{ mm}$

- Pince transversale :

$$e2 \geq 1,5 d_0$$

$$e2 \geq 1,5 \times 22 = 33 \text{ mm}$$

On prend : $e2 = 75 \text{ mm}$

VII.3.3 Moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_R = \frac{F_p \times \sum d_i^2}{d_1} > M_{sd}$$

$$f_p = 0,7 \times f_{bu} \times A_s$$

$$f_p = 0,7 \times 1000 \times 245 \times 10^{-3}$$

$$f_p = 171,5 \text{ KN par boulon}$$

$$f_p = 171,5 \times 2 = 343 \text{ KN} \quad \text{Par rangé.}$$

$$MR = \frac{171,5 \times 0,438}{0,490} = 153,3 \text{ kN.m} > M_{sd} = 149,42 \text{ kN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VII.4. Vérification :

VII.4.1 vérification a l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

$$F_{vsd} = \frac{v_{sd}}{n} = \frac{65,85}{10} = 6,58$$

$$F_{rd} = \frac{K_s \times n \times \mu \times F_p}{\gamma_{m2}} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times 171,5}{1,25} = 41,16$$

Avec :

μ = coefficient de frottement qui est pris 0,3

Coefficient qu'est en fonction de la dimension des trous de pressage pour les trous à tolérance normal.

$$\gamma_{m2} = 1,25$$

n = nombre d'interfaces de frottement 1

$$F_{rd} \geq F_{vsd} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VII.4.2 Vérification au poinçonnement :

Il faut vérifier que : $B_{p;rd} > F_{t, sd}$

$$B_{p;rd} = 0,6\pi \times d_m \times t_p \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$d_m = 29,1 \text{ Mm}$$

$$t_p = 13,5 \text{ Mm}$$

$$f_u = 360 \text{ MPa}$$

D'où :

$$B_{prd} = 0,6 \times 3,14 \times 2,91 \times 1,35 \times \frac{36}{1,25}$$

$$B_{prd} = 213,15 \text{ kN}$$

$$B_{prd} > F_{t, sd}$$

Condition vérifiée

VII.4.3 Vérification a la pression diamétrale :

Il faut vérifiée :

$$F_{v, sd} \leq F_{b, rd} = 2,5 \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{bu}}{f_u} ; 1 \right)$$

$$\alpha = \min(0,66; 0,91; 2,77; 1)$$

$$\alpha = 0,66$$

$$F_{brd} = 2,5 \times 0,6 \times 18 \times 1,35 \times \frac{36}{1,25} = 104,97 > F_{vsd} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas risque de rupture par pression diamétrale.

VII.4.4 Vérification à la résistance de l'âme du poteau a la traction :

On doit vérifier que :

$$FV < F_{trd}$$

Avec :

$$F_{t, rd} = t_w \times b_{eff} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

D'où :

$F_{t, rd}$: Résistance de l'âme du poteau à la traction .

t_w : Épaisseur de l'âme du poteau.

b_{eff} : P: entre axe des rangées de boulons. (P=90 mm).

Donc :

$$F_{trd} = 8,6 \times 90 \times \frac{23,5}{1}$$

$$F_{trd} = 18189 \text{ kN}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} \quad \text{EC03 - 1 8art 6.2.6.7}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f}$$

$$F_v = \frac{149,42}{(400 - 13,5) \times 10^{-3}}$$

$$F_v = 393,21 \text{ KN}$$

$$F_{trd} > F_v$$

Condition vérifiée

VII.4.5 Vérification à la résistance de l'âme du poteau a la compression :

On doit vérifier que :

$$N_{sd} < F_{c,rd}$$

Avec :

$$F_{c,rd} = \frac{K_c \times p \times b_{eff} \times t_w \times f_y}{\gamma_{m1} \sqrt{(1 + 1,3 (b_{eff}/h)^2)}}$$

Et

$$b_{eff} = t_{fb} + 2a_p \sqrt{2} + 5 (t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

$$\text{Lorsque : } \sigma_{c,sd} \leq 0,7 f_y \longrightarrow K_c = 1$$

$$\text{Lorsque : } \sigma_{c,sd} > 0,7 f_y \longrightarrow K_c = 1,7 - \frac{\sigma_{c,sd}}{f_y}$$

$$\sigma_{c,sd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W_{ely}}$$

Avec :

$\delta c, sd$: Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau dû à l'effort de compression et au moment fléchissant.

$$\delta c, sd = \frac{65,85}{84,5 \times 10^{-4}} + \frac{149,42}{1156 \times 10^{-6}}$$

$$\delta c, sd = 7792,89 \text{ KN/m}^2$$

$$\delta c, sd > 0,7 Fy \rightarrow Kc = 1,7 - \left(\frac{9,98}{23,5}\right) = 0,98$$

$t_p = 20\text{mm}$: épaisseur de la platine d'extrémité.

$$b_{eff} = 13,5 + 2 \times 5\sqrt{2} + 5(13,5 + 21) + 2 \times 20$$

$$b_{eff} = 240,14 \text{ mm}$$

t_{fb} : épaisseur de la semelle du poutre.

t_{fc} : épaisseur de la semelle du poteau.

r_c : rayon de raccordement âme / semelle du poteau.

a_p : épaisseur de la gorge de la soudure (estimée à 5 mm)

$$\text{si } \bar{\lambda}_p \leq 0,72 \longrightarrow \rho = 1$$

$$\text{si } \bar{\lambda}_p > 0,72 \longrightarrow \rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2) / \bar{\lambda}_p^2$$

et :

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff} \times d_{wc} \times f_y}{E \times t_{wc}^2}}$$

Avec :

$$d_{wc} = h - 2t_f - 2r$$

$$d_{wc} = 400 - 2 \times 13,5 - 2 \times 23,5$$

$$d_{wc} = 331 \text{ mm}$$

$$\rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2) / \lambda_p^2$$

$$\rho = \frac{0,323 - 0,2}{0,323^2}$$

$$\rho = 1,17$$

$$F_{c,rd} = \frac{K_c \times p \times b_{eff} \times t_w \times f_y}{\gamma_{m1} \sqrt{(1 + 1,3 (b_{eff}/h)^2)}}$$

$$F_{c,rd} = \frac{0,98 \times 1,17 \times 24,014 \times 0,86 \times 23,5}{1,1 \sqrt{1 + 1,3 (24,014/40)^2}}$$

$$F_{c,rd} = \frac{556,47}{1,33}$$

$$F_{c,rd} = 418,39 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = \sum Ni = 407,66 \text{ KN}$$

$$N_{sd} < F_{c,rd}$$

Condition vérifiée

VII.4.6 Vérification à la résistance de l'âme du poteau au cisaillement :

On doit vérifier que :

$$F_v \leq V_{rd}$$

$$V_{rd} = 0,58 \times f_y \times h \times \frac{t_w}{\gamma_{m0}}$$

$$V_{rd} = 0,58 \times 23,5 \times 40 \times \frac{0,86}{1}$$

$$V_{rd} = 468,87 \text{ KN}$$

- L'effort de cisaillement vaut:

$$F_v = \frac{149,42}{0,4 - 0,0135} = 386,59 \text{ kN} < V_{rd}$$

Condition vérifiée.

VII.5 Assemblage traverse / traverse :

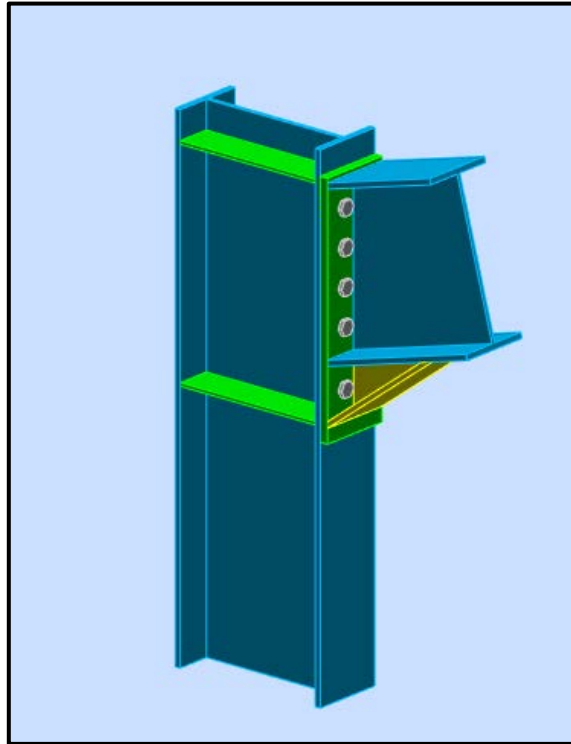


Figure VII.2: Vue en 3D l'assemblage Poteau-traverse

VII.6 La disposition constructive des boulons :

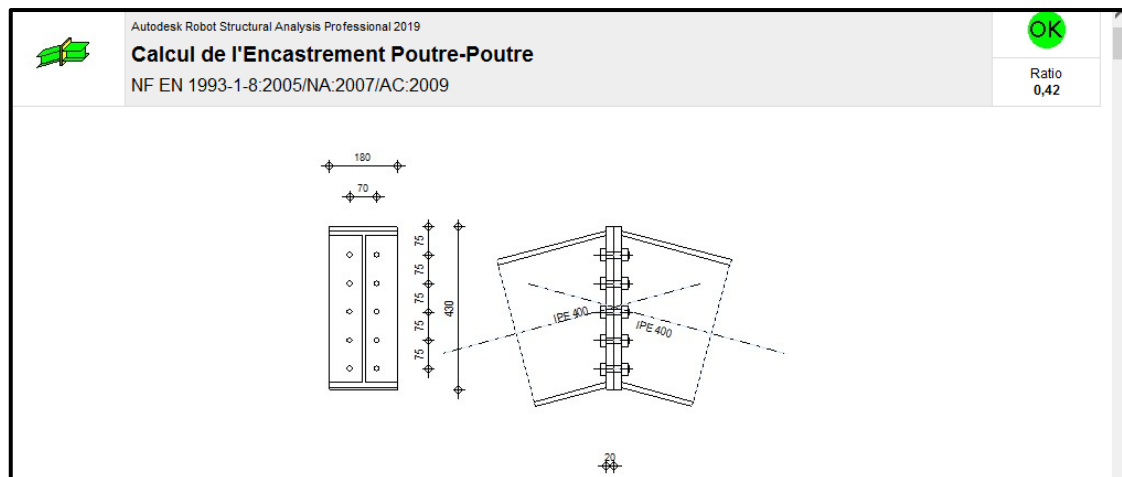


Figure VII.3: l'assemblage traverse -traverse

On choisit des boulons de classe 8.8 :

Nombre de boulons = 10

Nombre de files : $n = 2$

Traverse : IPE400

VII.6.1 Efforts sollicitant :

- $V_{sd} = 6,46 \text{ KN}$
- $N_{sd} = 29,78 \text{ KN}$
- $M_{sd} = 39,85 \text{ KN.m}$

VII.6.2 Détermination des efforts dans les boulons:

- $d_1 = 300 \text{ mm.}$
- $d_2 = 225 \text{ mm.}$
- $d_3 = 150 \text{ mm.}$
- $d_4 = 75 \text{ mm.}$

$$\sum d_i^2 = (300)^2 + (225)^2 + (150)^2 + (75)^2 = 0,168750 \text{ m}^2$$

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$$N_1 = \frac{39,85 \times 0,300}{0,168} = 70,84 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{39,85 \times 0,225}{0,168} = 53,13 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{39,85 \times 0,150}{0,168} = 35,42 \text{ KN}$$

$$N_4 = \frac{39,85 \times 0,075}{0,168} = 17,71 \text{ KN}$$

VII.7.1 Condition de résistance des boulons :

VII.7.1.1 Distance entre axe des boulons :

$$d_o = 16 + 2 \text{ mm} = 18 \text{ mm}$$

$$P_1 = 2,2 \times 18 = 39,6 \text{ mm}$$

On prend :

$$P_1 = 75 \text{ mm}$$

$$P2 = 3 \times 18 = 54 \text{ mm}$$

On prend :

$$P2 = 75 \text{ mm}$$

- Pince longitudinale :

$$e1 \geq 1,2 d_0$$

$$e1 \geq 1,2 \times 18 = 21,6 \text{ mm}$$

On prend : $e1 = 55 \text{ mm}$

- Pince transversale :

$$e2 \geq 1,5 d_0$$

$$e2 \geq 1,5 \times 18 = 27 \text{ mm}$$

On prend : $e2 = 70 \text{ mm}$

VII.7.2 Moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_R = \frac{F_P \times \sum d_i^2}{d_1} > M_{sd}$$

$$f_p = 0,7 \times f_{bu} \times A_s$$

$$f_p = 0,7 \times 800 \times 10^{-3} \times 157$$

$$f_p = 87,92 \text{ par boulon}$$

$$f_p = 87,92 \times 2 = 175,84 \text{ KN}$$

Par rangée

$$M_r = \frac{87,92 \times 0,168}{0,300} = 49,45 \text{ kN.m} > 39,85 \text{ kN.m}$$

Condition vérifiée

VII.8. Vérification :

VII.8.1 vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

$$F_{rd} \geq F_{vsd}$$

$$F_{vsd} = \frac{v_{sdmax}}{n}$$

$$F_{vsd} = \frac{6,46}{10}$$

$$F_{vsd} = 0,64 \text{ kN}$$

$$F_{rd} = \frac{K_s \times n \times \mu \times F_p}{\gamma_{m2}} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times 87,92}{1,25} = 21,16 \text{ KN}$$

Donc :

$$F_{rd} = 21,16 \text{ KN} \geq F_{vsd} = 0,64 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

VII.8.2 Vérification au poinçonnement :

Il faut vérifier que : $B_{p,rd} > N_{sd}$

$$B_{p,rd} = 0,6 \pi \times d_m \times t_p \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$d_m = 24,6 \text{ Mm}$$

$$t_p = 13,5 \text{ Mm}$$

$$F_u = 360 \text{ MPa}$$

D'où :

$$B_{prd} = 0,6 \times 3,14 \times 24,6 \times 13,5 \times \frac{360}{1,25} = 180,19 \text{ KN}$$

$$B_{prd} = 180,19 \text{ KN} > N_{sd} = 29,78 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

VII.8.3 Vérification a la pression diamétrale :

Il faut vérifier que :

$$F_{v.sd} \leq F_{b.rd} = 2,5 \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{bu}}{f_u}; 1\right)$$

$$\alpha = \min(1,01; 1,13; 2,22; 1)$$

$$\alpha = 1$$

$$F_{brd} = 2,5 \times 1 \times 1,6 \times 1,35 \times \frac{360}{1,25} = 155,52 \text{ KN} > vsd$$

Condition vérifiée

Il n'Ya pas risque de rupture par pression diamétrale.

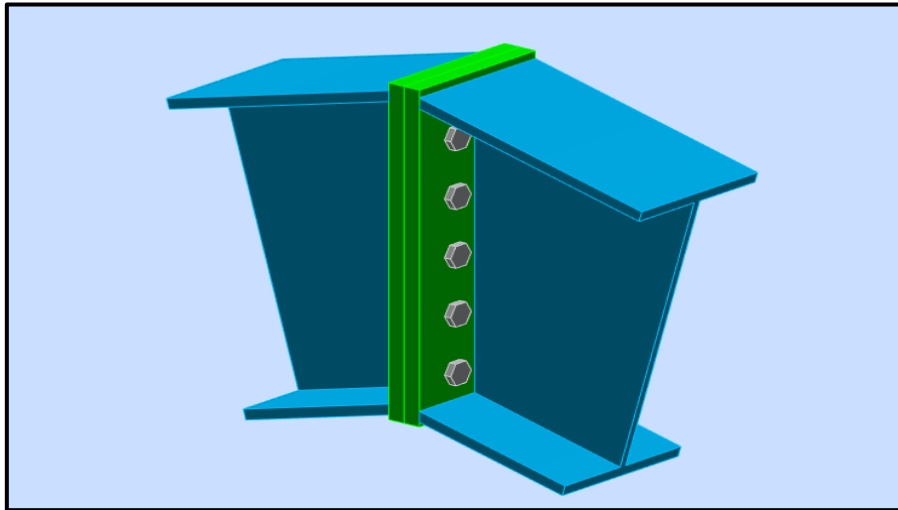


Figure VII.4: Vue en 3D l'assemblage Traverse –Traverse

VII.9. Assemblage pied de poteau :

VII.9.1. Effort sollicitant :

$$Nsd = 56,07 \text{ KN}$$

$$Msd = 5,44 \text{ KN.m}$$

$$Vsd = 9,75 \text{ KN}$$

VII.9.2 Dimensionnement de la plaque d'assise :

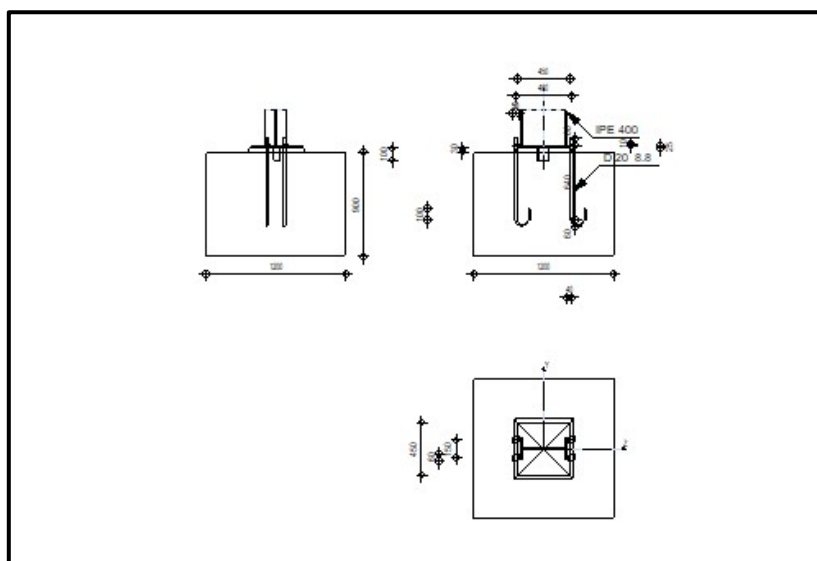


Figure VII.5: Vue schéma de jonction poteau-fondation

- **Cordon de soudure :**

Semelle IPE400 : $as = 0,7 \times tf = 0,7 \times 13,5 = 9,45 \text{ mm} \Rightarrow$ On prend $as = 10 \text{ mm}$

Ame IPE 400: $aa = 0,7 \times tw = 0,7 \times 8,6 = 6,02 \text{ mm} \Rightarrow$ On prend $aa = 8 \text{ mm}$

- **Surface de la platine :**

$a \geq ha + (2) \Rightarrow a \geq 400 + 2 \times 10 = 420 \text{ mm} \Rightarrow$ On prend $a = 450 \text{ mm}$

$b \geq hs + (2) \Rightarrow b \geq 400 + 2 \times 10 = 420 \text{ mm} \Rightarrow$ On prend $b = 450 \text{ mm}$

- **Épaisseur de la platine :**

$$t \geq U \sqrt{\frac{3\sigma}{\sigma e}}$$

Avec :

$$\begin{cases} U = 80 \text{ mm} \\ \sigma = \frac{N}{a \times b} = \frac{56,07 \times 10^3}{450 \times 450} = 2,7 \times 10^{-1} \text{ N/mm}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow t \geq 80 \sqrt{\frac{3 \times 2,7 \times 10^{-1}}{24}} = 14,69 \text{ mm}$$

On opte une épaisseur $t = 25 \text{ mm}$

VII.9.3 Vérification de la contrainte de compression sur la semelle :

$$\sigma < \overline{\sigma}_b$$

$$\sigma = \frac{N}{a.b} = \frac{5607}{2025} = 2,76 \text{ daN/cm}^2 \ll 80 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

On doit vérifier aussi que :

$$\sigma \cdot b \frac{U^2}{2} \leq Me$$

Avec :

Me est Le moment résistant élastique de la platine :

$$Me = \sigma e \frac{I}{V} \text{ et } \frac{I}{V} = \frac{bt^2}{6}$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma \cdot b \times \frac{U^2}{2} = 2,7 \times 45 \times \frac{8^2}{2} = 3888 \text{ daN/cm} \\ Me = \sigma e \frac{b \times t^2}{6} = 24 \times \frac{450 \times 25^2}{6} = 1125000 \text{ daN.cm} \end{array} \right. \Rightarrow \sigma \cdot b \frac{U^2}{2} \leq Me \text{ Condition vérifiée}$$

VII.9.4 Vérification de la tige d'ancrage :

$$Na = 0.1 \left(1 + \frac{7gc}{1000} \right) \times \frac{\varphi}{\left(1 + \frac{\varphi}{d1} \right)} (20\varphi + 19,2\varphi + 7\varphi) \geq \frac{N}{4}$$

Avec :

$$gc = 350 \text{ Kg/m}^3 \text{ (dosage du béton)}$$

- $r = 3\varphi$
- $l1 = 20\varphi$
- $l2 = 2\varphi$
- $d1$: la distance la plus petite de l'axe de la tige à une paroi du massif en béton ($d1=40\text{mm}$)

$$Na = 0.1 \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \times \frac{\varphi}{\left(1 + \frac{\varphi}{40} \right)} (20\varphi + 19.2\varphi + 7\varphi) \geq \frac{5607}{4} = 1401,75 \text{ daN}$$

D'où l'on tire :

$$\varphi^2 - 13,17\varphi - 302,300 \geq 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 37,18 \Rightarrow \varphi = 25,17$$

On adopte $\varphi = 30\text{mm}$

VII.9.5 Condition d'équilibre du BAEL :

$$\frac{N}{4} \leq FA = \pi \times Tsu \times \varphi \times L1$$

Avec :

$$L1 = 20\varphi$$

$$Tsu = 0,6\varphi s^2 \times ftj$$

$$\varphi s = 1 \text{ (rond lisse)}$$

$$f_{tj} = 0,06f_{c28} + 0,6 = 2,1\text{Mpa}$$

$$\Rightarrow F_A = \pi \times 1,26 \times 30 \times 25 \times 30 = 89019 \text{ daN}$$

Donc :

$$\frac{N}{4} = 1401,75\text{daN} \leq F_A = 89019\text{daN}$$

Condition vérifiée

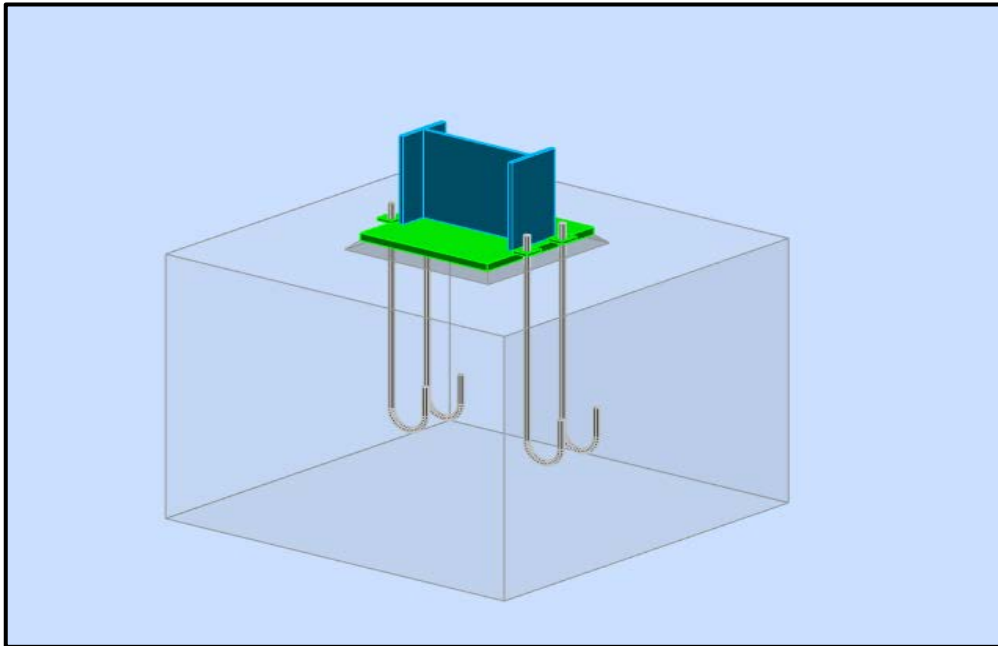


Figure VII.6 : Vue en 3D l'assemblage pied de poteau

VII.10 Conclusion :

Ce chapitre traite les assemblages entre les différents éléments de la structure qui sont conçus pour assurer la sécurité, la fiabilité et l'efficacité de l'ensemble final.

CHAPITRE VIII :

Fondation

VIII.1. Introduction :

Les fondations sont des éléments essentiels de la construction d'un bâtiment, car elles assurent la stabilité et la solidité de la structure. Elles sont généralement situées sous le niveau du sol et transfèrent le poids de la construction vers le sol de manière uniforme afin d'éviter tout affaissement ou inclinaison.

Ils peuvent être classés en deux types principaux : les fondations superficielles et les fondations profondes. Les fondations superficielles, comme les fondations en semelle, sont utilisées pour les constructions légères ou sur des sols solides. Les fondations profondes, comme les pieux et les micropieux, sont utilisées pour les constructions plus lourdes ou sur des sols instables.

VIII.2. Caractéristique des matériaux :

VIII.2.1. Béton :

Résistance caractéristique de calcul $f_{c28} = 25$ MPA

- Sous action normales :

$$\delta b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma b}$$

$$\delta b = \frac{0,85 \times 25}{1,5}$$

$$\delta b = 14,16 \text{ MPA}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$$

- État limite de service :

$$\delta b = 0,6 \times 25$$

$$\delta b = 15 \text{ MPA}$$

- Sollicitations sous actions accidentelles :

$$\delta b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\delta b = \frac{0,85 \times 25}{1,15}$$

$$\delta b = 18,47 \text{ MPA}$$

VIII.2.2. Acier :

- Sollicitation sous actions normales :

$$\delta s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\delta s = \frac{360}{1,15}$$

$$\delta s = 313,04 \text{ MPA}$$

- Etat limite de service :

$$\delta s = \frac{2}{3} F_e$$

$$\delta s = \frac{2}{3} 360$$

$$\delta s = 240 \text{ MPA}$$

- Sollicitation sous actions accidentelles :

$$\delta s = 360 \text{ MPA}$$

VIII.3. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de plusieurs facteurs tels que la nature du sol, la charge que la fondation doit supporter, la hauteur de la construction, les exigences locales en matière de construction et les conditions climatiques. Voici quelques éléments qui peuvent aider à faire le choix du type de fondation :

1. Étude géotechnique.

2. Charge de la structure.
3. Hauteur de la construction.
4. Exigences locales en matière de construction.
5. Conditions climatiques.

VIII.4. Dimensionnement des fondations :

	Effort	Elu	Els
Semelle	Nsd(kN)	165,41	56,07
	Msd (kN.m)	-	5,44
$\bar{\sigma}_s$	2bar=0,20MPa=20000 daN/m ²		

Tableau VIII.1. : Récapitulatif des charges

VIII.4.1. Dimensionnement de la semelle :

- Détermination de A et B

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} A = B \times \frac{a}{b} \\ B = A \times \frac{b}{a} \end{cases}$$

On a : $a = b = 0,45 \text{ m}$ \Rightarrow (semelles carrées)

$$\bar{\sigma}_{sol} = \frac{N_S}{A.B} \quad A.B \geq \frac{N_S}{\sigma_{sol}}$$

$$\Rightarrow A^2 \geq \frac{N_S}{\sigma_{sol}} \quad \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N_S}{\sigma_{sol}}}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{5607}{20000}} = 0,52 \text{ m}$$

Donc on prend une semelle de dimensions $(1,5 \times 1,5) \text{ m}^2$

- Détermination de d et h :

$$h = d + 5$$

$$\frac{B - b}{4} \leq d \leq A - a \rightarrow \frac{1,5 - 0,45}{4} \leq d \leq 1,5 - 0,4$$

$$26.25 \text{ cm} \leq d \leq 105 \text{ cm}$$

$$d_{\min} = 40 \text{ cm} \text{ donc on prend } d = 95 \text{ cm}$$

Donc :

$$h = 95 + 5$$

$$h = 100 \text{ cm}$$

VIII.4.2. Vérification de la stabilité au renversement :

La stabilité au renversement d'un objet est déterminée par son centre de gravité (CG) et sa base de support. Si le CG se trouve au-dessus de la base de support de l'objet, il est susceptible de basculer. La vérification de la stabilité au renversement implique donc le calcul du CG et la mesure de la base de support.

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{B}{4}$$

$$e_0 = \frac{5,44}{56,07} = 0,09 \text{ m} \leq 0,37 \text{ m}$$

Condition vérifiée

VIII.4.3. Calcul du ferrailage :

- A ELU

$$A_u = \frac{N_u \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\sigma_{st} = \frac{400}{1,15}$$

$$\sigma_{st} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{165,41 \times 10^{-3} \times (1,5 - 0,45)}{8 \times 0,95 \times 347,83} = 0,65 \text{ cm}^2$$

▪ A ELS

$$A_s = \frac{N_s \times (A - a)}{8 \times d \times \bar{\sigma}_{st}}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right)$$

$$\bar{\sigma}_s = (266,67; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,73 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{56,07 \times 10^{-3} \times (1,5 - 0,45)}{8 \times 0,95 \times 201,63}$$

$$A_s = 0,38 \text{ cm}^2$$

Donc on prend un ferrailage de 8T12 = 9,03 cm²

VIII.4.4. Détermination de la hauteur du patin 'e' :

$$e \geq \max (6\phi + 6\text{cm}, 15\text{cm})$$

$$e \geq \max (13,2 ; 15\text{cm}) \text{ donc on prend } e = 20 \text{ cm}$$

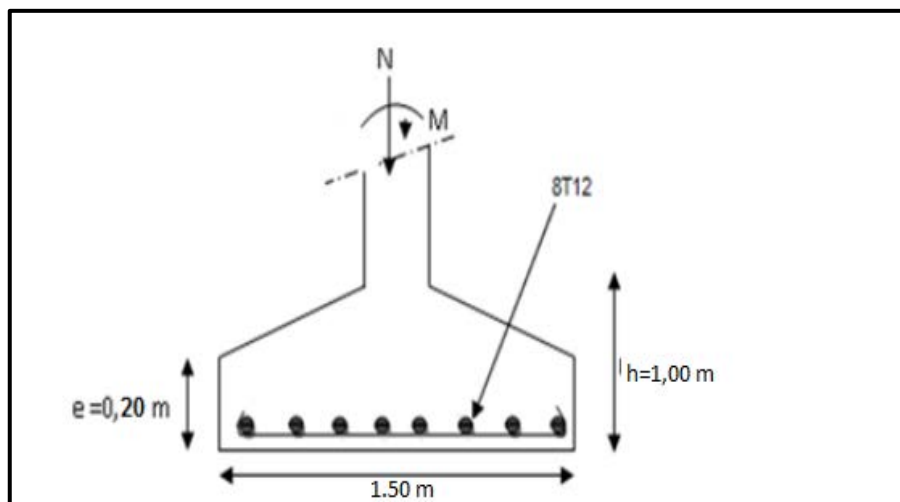


Figure VIII.1: Ferrailage des semelles isolées.

VIII.5. Calcul des longrines :

Les longrines jouent un rôle important dans la construction, Elles sont utilisées comme éléments de fondation pour relier les semelles entre elles et pour répartir la charge du bâtiment sur une plus grande surface de sol.

VIII.5.1. Dimensionnement des longrines :

Selon le RPA99, pour un sol de type S3 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 25 cm x 30 cm.

VIII.5.2. Calcul du ferrailage :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20k$$

Avec :

N : Egale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient de fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée, pour les sols (15).

- L'ELU :

$$\frac{Nu}{\alpha} = \frac{165,41}{15} = \mathbf{11,02 \text{ kN}}$$

- L'ELS :

$$\frac{NS}{\alpha} = \frac{56,07}{15} = \mathbf{3,73 \text{ kN}}$$

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}}$$

$$A_{stu} = \frac{110,2}{347,83} = \mathbf{0,32 \text{ cm}^2}$$

$$A_{sts} = \frac{37,3}{201,63} = \mathbf{0,18 \text{ cm}^2}$$

Le RPA 99 exige une section minimale : $A_{\min} = 0,6\% B = 0,6\% (25 \times 30) = 4,5 \text{ cm}^2$

On prend donc $A_{st} = 6T12 = 6,79\text{cm}^2$

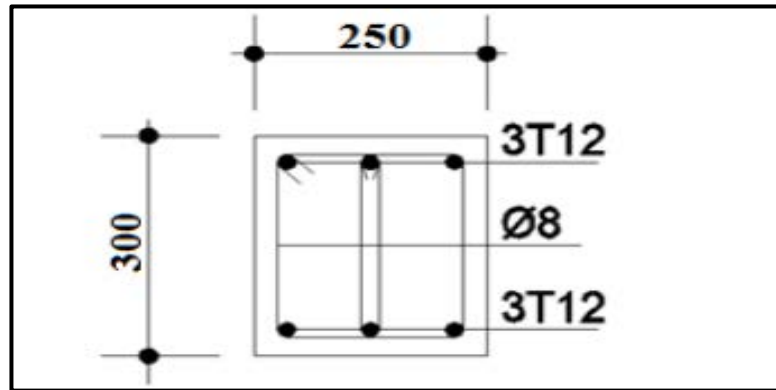


Figure VIII.2: Ferrailage des longrines.

VIII.5.3. Calcul d'armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{300}{35}; 12; \frac{250}{10}\right) = \min(8,57; 12; 25) = 8,57 \text{ cm}$$

Alors on prend $\phi_t = 8\text{mm}$

VIII.5.4. Calcul d'espacement des cadres :

Le RPA99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$S_t \leq (20\text{cm} ; 15\phi_t)$$

$$\Rightarrow S_t \leq (20\text{cm} ; 12\text{cm}) \text{ Alors on adopte un espacement } S_t = 10\text{cm}$$

VIII.6. Conclusion :

Concernant le dimensionnement des fondations de la structure étudiée. On a pu choisir un type de fondation superficielle de semelle isolé (ferrailage 8T12) avec une longrine 25 x 30 ferrillée avec 6T12 et avec 4 tiges d'ancrage.

Conclusion

Générale

Ce mémoire avait pour ambition d'utiliser tous mes acquisitions scientifique et au même temps développé l'esprit de la recherche.

Comme première étape, on a présenté les composantes de la structure métallique étudiée ainsi que les matériaux utilisés tout en respectant leur norme et en suivant le règlement. En second lieu, on a traité l'effet des conditions aux limites et leur influence sur la stabilité des éléments et on a remarqué que l'action la plus extrême à prendre en considération est celle du vent. Ensuite, l'hangar, de forme régulière, a été dimensionné après avoir défini les charges agissantes sur la structure et ses éléments (les poteaux, les pannes, les contreventements, les lisses de bardages, les potelets...).

Le logiciel de calcul ROBOT a été utilisé pour la modélisation de la structure et l'élaboration du calcul du pont roulant et ceci en introduisant leur charges et sa poutre de roulement et son corbeau.

L'infrastructure et les assemblages ont été traités tout en respectant les recommandations prescrites par la réglementation.

Finalement, ce modeste travail sera une bonne expérience et une première démarche dans ma vie professionnelle.

Références

bibliographies

- 1- **Lahlou Dehmani**, 2022, «CALCUL PRATIQUE DES ELEMENTS DE CONSTRUCTIONS METALLIQUE »
- 2- **Gaouar Fadia**, 2016, étude et dimensionnement d'une halle a marée avec un pont roulant, Mémoire pour l'obtention du diplôme de Master, Université de Tlemcen.
- 3- **Règles de conception et de calcul des structures en acier « CCM97 »**, Ministère de l'habitat et de l'urbanisme, Algérie.
- 4- **B.A.E.L 91**, 1997, béton armé aux états limite, troisième tirage, Eyrolles.
- 5- **Règlement Neige et Vent « R.N.V.99 »** version 2003 (D.T.R. C 2- 4.7), Ministère de l'habitat et de l'urbanisme, Algérie.

Annexes

Zone	$V_{réf}$ (m/s)
I	25
II	27
III	29
IV	31

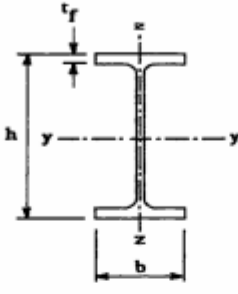
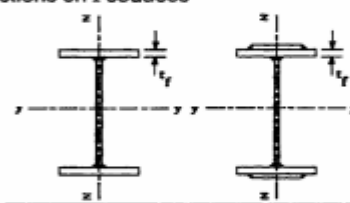

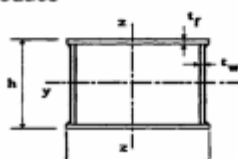

Tableau A1 : Valeurs de la vitesse de référence du vent

Zone	$q_{réf}$ (N/m ²)
I	375
II	435
III	500
IV	575

Tableau 2.2 : Valeurs de la pression dynamique de référence

Catégories de terrain	K_T	z_0 (m)	z_{min} (m)	ϵ
0 Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer	0,156	0,003	1	0,38
I Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tous obstacles.	0,170	0,01	1	0,44
II Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins 20 fois leur hauteur.	0,190	0,05	2	0,52
III Zone à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0,215	0,3	5	0,61
IV Zones dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,234	1	10	0,67

Tableau 2.4 : Définition des catégories de terrain

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb}^*	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{ya}^*	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

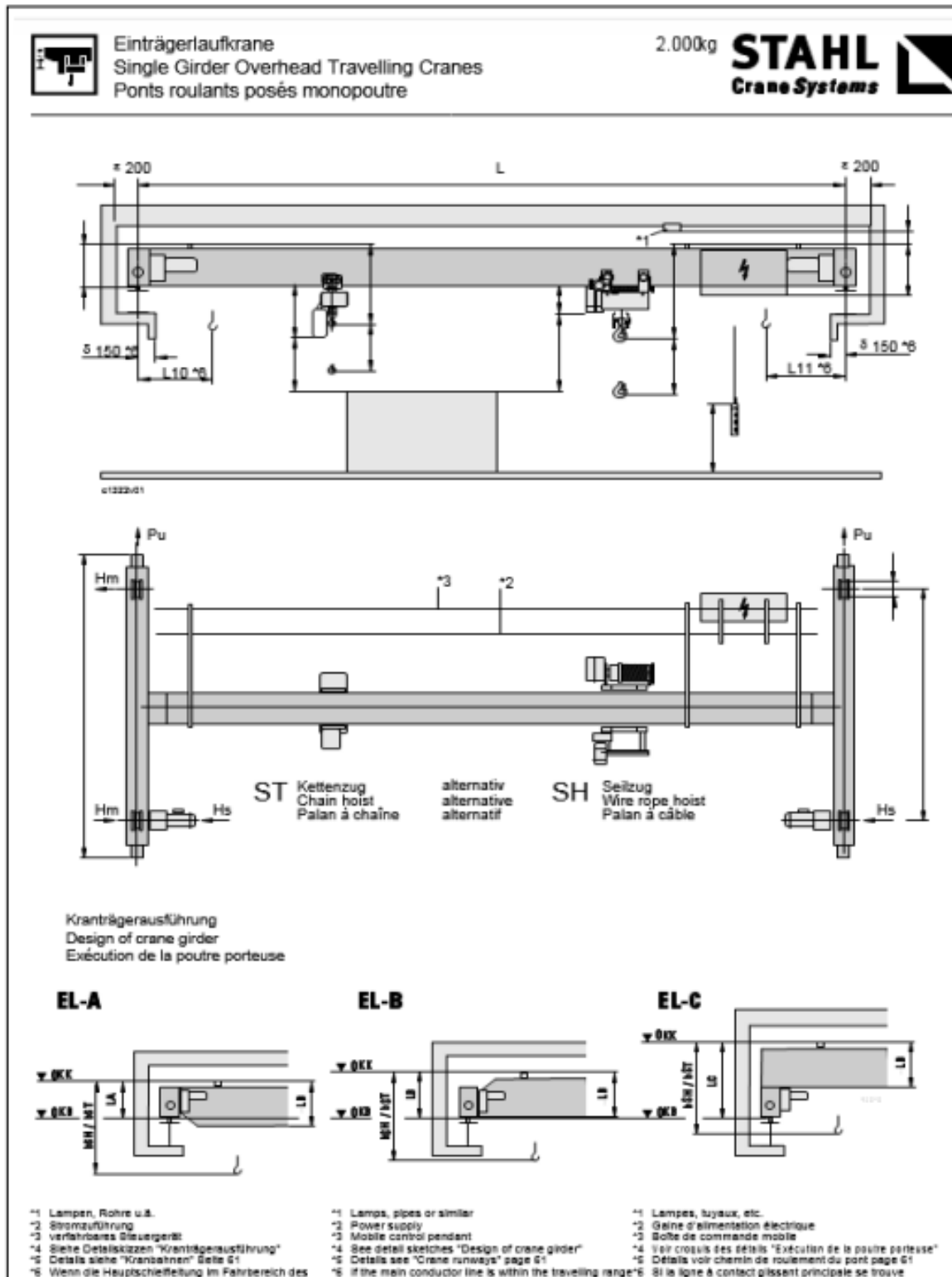
Valeur de χ en fonction de $\bar{\lambda}$

Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de χ pour la courbe de flambement			
	a	B	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

Tableau des armatures (1)

Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Section en cm² de N armatures de diamètre Φ (mm)



										2.000 kg										Einträgerlaufkrane Single Girder Overhead Travelling Cranes Ponts roulants posés monopoutre																													
2.000 kg Kran mit Seilzug Crane with wire rope hoist Pont roulant avec palan à câble										SH										R max R min Hs Hm Pu QD5										40 m/min 7																			
										ELA+EL-B EL-C										Siehe Seite 69 See page 69 Voir page 69																													
L L2 L5 LA LB LC										L10 L11 L10 L11 bSH										[m] [mm] [kN] [mm] [kg]																													
...7,6 ...9,0										1250 1782 287 295 540 760 810 1090 1120 775 815										12,4 2,2 3,1 1,1 4,0 125 785																													
...9,7 ...11,0 ...12,0										1600 2132 325 580 760 780 835 835										13,3 2,8 3,3 1,5 7,0 1130 1370 1580																													
...13,0 ...13,9 ...15,0										2000 2532 325 640 875 895 935										15,7 4,8 3,8 1,7 8,0 1800 2050 2380																													
...15,7 ...17,8 ...18,0										2500 3032 45 700 935 965 1025										17,4 6,4 3,8 1,8 10,0 2510 3000 3300																													
...19,9 ...21,3 ...22,0										3150 3672 330 600 894 165 165 125										19,6 8,4 3,8 1,9 15,0 19,0 10,5 4,4 2,1 19,0 24,3 12,7 4,8 2,2 22,0										190 3330 4135 4845																			
...24,5 ...26,5 ...27,9 ...28,0										4000 4590 370 705 - 120 130 140 145										24,8 13,0 4,8 2,0 18,0 27,1 15,8 5,1 2,2 22,0 29,3 18,1 5,5 2,4 28,0 30,5 19,2 5,7 2,4 29,0										200 5315 6215 7125 7590																			
Leistungsdaten / Motor data / Caractéristiques des moteurs (50 Hz)																																																	
Seilzug / Wire rope hoist / Palan à câble										Kran / Crane / Ponts roulants																																							
[m/min] [kW] [%ED %DC %FM]										Hebezeugtyp Hoist type Type de palan										FEM [kg]										[m/min] [kW] [%ED %DC %FM]																			
1/6,3 1,6/10 2,5/10 5/20 8/32										0,4/2,4 0,8/3,9 0,09/0,37 0,09/0,37 0,09/0,37										2050 2050 2040 2040 2040										SH 3005-25 4/1 L2 SH 3005-40 4/1 L2 3m 3m 5/20 1040										max. 2x 0,09/0,37 max. 2x 0,13/0,55 2040 2040									
2.000 kg										Kran mit Kettenzug										ST										R max R min Hs Hm Pu QD5										40 m/min 7									
L L2 L5 LA LB LC										ELA ELB+EL-C										Siehe Seite 69 See page 69 Voir page 69																													
[m] [mm]										L10 L11 L10 L11 bST										[kN] [mm] [kg]																													
...7,1 ...7,8 ...9,5										1250 1782 205 295 540 545 545 525 525 840 840 880										11,9 2,5 3,5 0,8 3,0 12,1 2,8 3,5 1,0 3,0 12,9 3,2 3,7 1,3 3,1 1090																													
...10,1 ...11,4 ...12,0										1600 2132 325 580 880 900 920										13,1 3,4 3,4 1,2 3,4 13,8 3,9 3,6 1,4 4,2 14,2 4,3 3,7 1,6 4,9 1175 1420 1595																													
...12,4 ...13,4 ...14,3 ...15,0										2000 2532 325 620 920 940 960 1000										14,5 4,5 3,4 1,3 5,2 15,0 5,0 3,5 1,7 6,0 15,5 5,5 3,6 1,7 6,8 16,2 6,2 3,6 1,8 7,9 1875 1885 2085 2385																													
...16,1 ...17,9 ...18,5										2500 3032 45 700 1000 1050 105										16,8 6,7 3,4 1,6 8,7 18,1 7,9 3,7 1,9 11,0 18,7 6,5 3,4 1,8 8,5 2585 3075 2515																													
...20,4 ...21,7 ...23,5										3150 3672 330 600 894 115 115 125										19,1 9,0 3,4 1,7 12,9 21,1 10,9 3,8 1,9 16,8 22,9 12,7 4,1 2,1 20,4 3495 4290 4995																													
...24,9 ...26,5 ...26,6 ...27,9 ...28,0 ...29,9 ...30,0										4000 4590 370 705 - 120 130 135 140 145 180 180										24,5 14,2 3,6 1,8 16,2 26,8 16,4 4,3 1,9 20,0 27,7 17,5 4,4 2,0 22,0 29,0 18,7 4,6 2,1 24,4 30,2 19,9 4,8 2,1 26,7 33,3 23,0 5,3 2,3 33,1 30,7 26,4 5,6 2,3 40,6 5620 6480 6920 7435 7900 9150 10510																													
Leistungsdaten / Motor data / Caractéristiques des moteurs (50 Hz)																																																	
Kettenzug / Chain hoist / Palan à chaîne										Kran / Crane / Ponts roulants																																							
[m/min] [kW] [%ED %DC %FM]										Hebezeugtyp Hoist type Type de palan										FEM [kg]										[m/min] [kW] [%ED %DC %FM]																			

STAHL
Crane Systems



® "einrillig" 1/1, 2/1, 4/1
"single-grooved" 1/1, 2/1, 4/1
"à simple enroulement" 1/1, 2/1, 4/1

Seilzüge SH
SH Wire Rope Hoists
Palans à câble SH



ISO	kg	m	m/min	ESHV ASR max	50 Hz (60 Hz)			kg	kg	kg	kg	Spurweite/Track gauge/Emplacement [mm] *								
					Type	kW	*1					kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg		
																			1250	1400
1250	M5	24	3,3/20 (4/24)	-	SH 4012-20 1/1 *2	L2	0,7/4,5 (0,9/5,4)	H42	185	1/54	370	1/60	-	-	-	-	-	-		
		40	0,25.12,5 (0,3..15)	18,8		L3	2,9 (3,5)	4HS3	137	1/53	257	272	1/61	287	292	-	317	-	-	1/70
	M5	12	0,4.20 (0,48..24)	30	SHF 3006-40 2/1	L2	4,5 (5,4)	4HS3	137	1/53	257	272	1/61	287	292	-	317	-	-	1/70
		40	0,4.20 (0,48..24)	30		L3	4,5 (5,4)	4HS3	173	1/54	358	383	1/60	-	-	-	-	-	-	-
1600	M5	12	1,6/10 (2/12)	-	SH 3008-20 2/1	L2	0,4/2,9 (0,5/3,5)	H33	145	1/53	285	1/61	295	300	-	325	-	-	1/70	
		20	2,6/16 (3,1/19)	-		L3	0,7/4,5 (0,9/5,4)	H42	149	1/53	269	284	1/61	299	304	-	329	-	-	1/70
	M6	12	2/12,5 (2,5/15)	-	SH 4008-25 2/1	L2	0,5/3,6 (0,7/4,3)	H42	190	1/54	305	1/62	340	345	-	375	-	-	1/71	
		20	3,3/20 (4/24)	-		L3	1,0/6,0 (1,2/7,2)	H62	214	1/54	329	356	1/62	364	369	-	399	-	-	1/71
	M4	24	2,6/16 (3,1/19)	-	SH 4016-16 1/1 *2	L2	0,7/4,5 (0,9/5,4)	H42	185	1/54	370	1/60	-	-	-	-	-	-	-	
		40	3,3/20 (4/24)	-		L3	1,0/6,0 (1,2/7,2)	H71	465	1/55	565	605	1/60	-	-	-	-	-	-	-
	M5	12	0,2.10 (0,24..12)	15	SHF 3008-20 2/1	L2	2,9 (3,5)	4HS3	137	1/53	257	272	1/61	287	292	-	317	-	-	1/70
		20	0,32.16 (0,38..19)	24		L3	4,5 (5,4)	4HS3	137	1/53	257	272	1/61	287	292	-	317	-	-	1/70
	M6	12	0,25.12,5 (0,3..15)	18,8	SHF 4008-25 2/1	L2	3,6 (4,3)	4HS3	178	1/54	293	1/62	328	333	-	363	-	-	1/71	
		20	0,32.16 (0,38..19)	24		L3	4,5 (5,4)	4HS3	173	1/54	358	383	1/60	-	-	-	-	-	-	-
	M6	24	0,4.20 (0,48..24)	30	SHF 5016-20 1/1 *2	L2	6,0 (7,2)	4HS5	443	1/55	543	1/60	-	-	-	-	-	-	-	
		40	0,4.20 (0,48..24)	30		L3	6,0 (7,2)	4HS5	448	1/55	583	605	1/60	-	-	-	-	-	-	-
	2000	M6	6	1,6/3 (1,2/7,5)	-	SH 3005-25 4/1	L2	0,35/2,4 (0,4/2,9)	H33	160	1/53	280	1/61	310	315	-	340	-	-	1/70
			10	1,6/10 (2/12)	-		L3	0,5/3,6 (0,7/4,3)	H42	164	1/53	284	299	1/61	314	319	-	344	-	-
M5		12	2/12,5 (2,5/15)	-	SH 4010-25 2/1	L2	0,7/4,5 (0,9/5,4)	H42	190	1/54	305	1/62	340	345	-	375	-	-	1/71	
		20	3,3/20 (4/24)	-		L3	1,2/7,5 (1,4/9,0)	H62	214	1/54	329	356	1/62	364	369	-	399	-	-	1/71
M5		24	3,3/20 (4/24)	-	SH 5020-20 1/1 *2	L2	1,2/7,5 (1,4/9,0)	H71	465	1/55	565	1/60	-	-	-	-	-	-	-	
		40	0,13.6,3 (0,15..7,5)	9,5		L3	2,4 (2,9)	4HS3	152	1/53	272	287	1/61	302	307	-	332	-	-	1/70
M6		6	0,2.10 (0,24..12)	15	SHF 3005-40 4/1	L2	3,6 (4,3)	4HS3	152	1/53	272	1/61	302	307	-	332	-	-	1/70	
		10	0,25.12,5 (0,3..15)	18,8		L3	4,5 (5,4)	4HS3	178	1/54	293	320	1/62	328	333	-	363	-	-	1/71
M5		24	0,4.20 (0,48..24)	30	SHF 5020-20 1/1 *2	L2	7,5 (9,0)	4HS5	443	1/55	543	1/60	-	-	-	-	-	-	-	
		40	0,4.20 (0,48..24)	30		L3	7,5 (9,0)	4HS5	448	1/55	583	605	1/60	-	-	-	-	-	-	-



A Member of the GANTRY GROUP

Standard European Profiles A-Rail (A45-A150)*

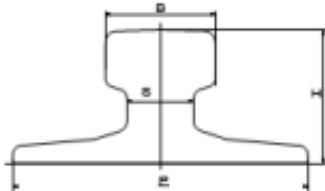
The DIN "A" type rails (standard European profile) are rolled based on the DIN 536/1991 Specification.

The "A" rails, with their wide base, low center of gravity and wide web, are ideal for high sidethrusts.

They are available in several sizes from A45 to A150, where the numbers represent the width of the head in mm. In the past these rails were offered in two types of steel: 700 and 900.

Recently, due to a progressive increase of the vertical loads of cranes on some special projects, the requirements for a rail with a greater hardening surface was required. These rails are rolled in 1100 steel whose chemical composition and mechanical properties are not governed

by the DIN 536/1991 Specification.



Chemical Composition (%)

Type of steel	C	Eel ente Mn	Si (max)	P (max)	S (max)
700 or 70 grade	0.40 - 0.60	0.80 - 1.20	0.35	0.045	0.045
900 or 90 grade	0.60 - 0.80	0.80 - 1.30	0.50	0.045	0.045

Mechanical Properties

Type of steel	Tensile strength (N/mm ²)	Approved stress
700	min 590	min 204
90 A0	min 590	min 201
1100	min 1080	min 319

Technical Data

Profile	Area of Inertia (cm ⁴)	Moment Head (cm ³)	Sec. Modulus Base (cm ³)	Sec. Modulus (cm ³)
A45	28.2	90.0	41.5	27.0
A55	40.5	178.0	68.0	45.0
A65	54.9	319.0	105.4	71.3
A75	71.8	531.0	153.8	105.3
A100	94.7	856.0	203.4	141.8
A120	127.4	1361.0	289.1	235.0
A150	181.4	4373.0	601.5	585.7

Profile	Weight		Height		Web		Head		Base	
	lbs/ft	kg/m	inches	mm	inches	mm	inches	mm	inches	mm
A45	44.55	22.1	4.92	125	2.17	55	1.77	45	0.94	24
A55	54.11	31.8	5.91	150	2.56	65	2.17	55	1.22	31
A65	66.89	43.1	6.89	175	2.95	75	2.56	65	1.50	38
A75	113.29	56.2	7.87	200	3.35	85	2.95	75	1.77	45
A100	149.78	74.3	7.87	200	3.74	95	3.94	100	2.36	60
A120	201.59	100.0	8.66	220	4.13	106	4.72	120	2.83	72
A150	302.99	150.3	8.66	220	5.91	150	5.91	150	3.15	80

* Consult Gantrex for clips and pad selection.



TOLL FREE: 800 2 GANTREX (800) 242-6873

Web site: www.gantrex.com • Email: sales@gantrex.com

© GANTREX, 2008
PRINTED in U.S.A.

Rev. 10/11