

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique



Département de Génie Civil

Mémoire de projet de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

ÉTUDE D'UN ATELIER ÉQUIPÉ D'UN PONT ROULANT
D'UNE USINE INDUSTRIELLE

IDIR Mohamed Akli & ASSAM Mohamed Amine

Sous la direction de :

Dr. Brahim-Khalil BENAZZOUZ MCA

Mr. Fouad MOKEDDEM Ingénieur

Présenté et soutenu publiquement le (02/07/2024)

Composition du jury :

Président :	Pr. Abdelkrim BOURZAM	Professeur	ENP
Encadreur :	Dr. Brahim-Khalil BENAZZOUZ	MCA	ENP
Co-Encadreur :	Mr. Fouad MOKEDDEM	Ingénieur	RCAD
Examinatrice :	Dr. Messaouda CHERRAK	MCA	ENP

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique



Département de Génie Civil

Mémoire de projet de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

ÉTUDE D'UN ATELIER ÉQUIPÉ D'UN PONT ROULANT
D'UNE USINE INDUSTRIELLE

IDIR Mohamed Akli & ASSAM Mohamed Amine

Sous la direction de :

Dr. Brahim-Khalil BENAZZOUZ MCA

Mr. Fouad MOKEDDEM Ingénieur

Présenté et soutenu publiquement le (02/07/2024)

Composition du jury :

Président :	Pr. Abdelkrim BOURZAM	Professeur	ENP
Encadreur :	Dr. Brahim-Khalil BENAZZOUZ	MCA	ENP
Co-Encadreur :	Mr. Fouad MOKEDDEM	Ingénieur	RCAD
Examinatrice :	Dr. Messaouda CHERRAK	MCA	ENP

ملخص

ولاية المدية تحتوي على منطقة صناعية هامة في منطقة حربيل، تضم مصنعًا للأدوية ينتج المضادات الحيوية تابعًا لشركة SAIDAL. المشروع الحالي يشمل دراسة وتصميم ورشة هيكلية معدنية مزودة برافعة علوية. الموقع مصنّف في المنطقة IIb وفقًا لقواعد البناء المقاومة للزلازل الجزائرية (RPA99/2003). تم إجراء دراسة مناخية وفقًا للوائح الثلوج والرياح (RNV99 V.2013). تم تحديد أبعاد العناصر المختلفة للهيكل المعدني والتجمعات المقابلة وفقًا للوائح (CCM97/EC3). تم ضمان استقرار المنشأة بواسطة العوارض، العوارض المستعرضة، نظام الإطار البوابي، ونظام التدعيم. تم تحديد أبعاد مسار الرافعة وفقًا للمعايير الأوروبية (Eurocodes) 1 و 3. وتم حساب تسليح الأساسات ذات القواعد المنفصلة وفقًا للوائح الحالية (BAEL 91). جزء من الدراسة وتحليل هذا المشروع تم تنفيذه باستخدام برنامج الحاسوب Autodesk RSA 2023.

الكلمات المفتاحية: ورشة هيكلية معدنية، دراسة مناخية، تحديد الأبعاد، التجميع، رافعة علوية.

Abstract

The Wilaya of Médéa includes an important industrial zone in the Harbil region, which houses a pharmaceutical factory producing antibiotics, affiliated with SAIDAL. The current project involves studying and designing a metal frame workshop equipped with an overhead crane. The site is classified in Zone IIb according to the Algerian Seismic Code (RPA99/2003). Firstly, a climatic study was conducted according to the Snow and Wind Code (RNV99 V.2013). Then, the sizing of the various metal frame elements and the corresponding assemblies were carried out in accordance with the code (CCM97/EC3). Moreover, the stability of the structure is ensured by the beams, crossbars, portal frame system, and bracing system. The sizing of the crane runway was carried out in compliance with Eurocodes 1 and 3. Finally, the reinforcement calculation for isolated footing foundations was done according to the current regulation BAEL 91. Part of the study and analysis of this project was performed using computer software (Autodesk RSA 2023).

Keywords : Metal frame workshop, climatic study, sizing, assembly, overhead crane.

Résumé

La Wilaya de Médéa est dotée d'une zone industrielle importante à la région de Harbil dont se trouve une usine pharmaceutique de production d'antibiotiques affiliée à SAIDAL. Le présent projet consiste à étudier et dimensionner un atelier en charpente métallique équipé d'un pont roulant. Le site est classé en Zone IIb selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA99/2003). En premier lieu, l'étude climatique a été réalisée selon le règlement Neige et Vent (RNV99 V.2013). Ensuite, le dimensionnement des différents éléments en charpente métallique et les assemblages correspondants ont été effectués conformément au règlement (CCM97/EC3). En outre, la stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les traverses, le système portique et le système de contreventement. Le dimensionnement du chemin de roulement a été réalisé conformément aux Eurocodes 1 et 3. Enfin, le calcul du ferrailage des fondations de type semelle isolée est conforme au règlement en vigueur BAEL 91. Une partie de l'étude et l'analyse de ce projet ont été réalisées à l'aide d'un outil informatique (Autodesk RSA 2023).

Mots clés : Atelier en structure métallique, étude climatique, dimensionnement, assemblage, pont roulant

Remerciements

Nous tenons avant tout à exprimer notre profonde gratitude à Allah tout-puissant, pour nous avoir guidés tout au long de ces années d'études, et pour nous avoir donné la volonté, la patience et le courage nécessaires pour mener à bien ce travail.

En premier lieu, nous souhaitons remercier sincèrement Monsieur Benazzouz Khalil Brahim, enseignant à l'Ecole Nationale Polytechnique de El Harrach à Alger, pour nous avoir donné l'opportunité de réaliser ce projet. Sa patience, ses encouragements et ses conseils avisés ont été inestimables. Nous soulignons particulièrement sa rigueur, son sens de la pédagogie et son humanisme.

Nous exprimons également notre gratitude à l'ingénieur Monsieur Mokeddem Fouad, qui a suivi notre travail de près. Son expertise, ses recommandations et son soutien constant ont grandement contribué à la réussite de ce projet.

Nous souhaitons exprimer notre gratitude aux membres du jury, dont le président Monsieur Bourzam Abdelkrim, et l'examinatrice Madame Cherrak Messaouda. Pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail en acceptant de l'examiner et de l'enrichir par leurs propositions.

Un grand merci à nos parents, qui nous ont toujours encouragés et ont su nous inculquer le goût de l'effort et de l'avancement.

Enfin, nous remercions chaleureusement tous ceux qui, de près ou de loin, ont bien voulu nous apporter leur aide et leur soutien tout au long de la réalisation de ce travail.

Idir Mohamed Akli et Assam Mohamed Amine.

Table des matières

Liste des tableaux

Table des figures

Liste des symboles

Introduction générale	15
1 Présentation de l'ouvrage	16
1.1 Introduction	17
1.2 Données du site	17
1.3 Présentation de l'ouvrage	17
1.4 Matériaux utilisés	18
1.5 Règlements utilisés	19
1.6 Conclusion	19
2 Etude Climatique	21
2.1 Introduction	22
2.2 Actions de la neige	22
2.3 Actions du vent	23
2.4 Force de frottement	34
2.5 Conclusion	36
3 Prédimensionnement des Eléments Secondaires	38
3.1 Introduction	39
3.2 Panneaux de couverture	39
3.3 Etude des pannes	40
3.4 Calcul des liernes	49
3.5 Dimensionnement de l'échantignolle	51
3.6 Calcul des lisses de bardage	53

3.7	Calcul des potelets	56
3.8	Conclusion	60
4	Prédimensionnement de Système de Contreventement	62
4.1	Introduction	63
4.2	Contreventements de toiture (poutre au vent)	63
4.3	Evaluation des efforts horizontaux	64
4.4	Conclusion	70
5	Chemin de Roulement	72
5.1	Introduction	73
5.2	Définition	73
5.3	Caractéristique du pont roulant	74
5.4	Les charges induites par le pont roulant	75
5.5	Dispositions de charge	76
5.6	Dimensionnement de la poutre de roulement	83
5.7	Choix du rail	84
5.8	Vérification de la poutre de roulement	86
5.9	Calcul du support du chemin de roulement	91
5.10	Conclusion	93
6	Calcul des portiques	95
6.1	Introduction	96
6.2	Présentation de l'ouvrage	96
6.3	Détermination des sollicitations	97
6.4	Combinaisons de charges	98
6.5	Prédimensionnement de portique	100
6.6	Conclusion	104
7	Etude des Assemblages	106
7.1	Introduction	107
7.2	Assemblage Poteau-Traverse	107
7.3	Assemblage traverse – traverse	113

7.4	Calcul des pieds de poteaux	116
7.5	Conclusion	118
8	Calcul des Fondations	120
8.1	Introduction	121
8.2	Efforts sollicitant	121
8.3	Pré-dimensionnement de la semelle isolée	122
8.4	Vérification de la stabilité	122
8.5	Vérification de la contrainte	122
8.6	Calcul de ferrailage	123
8.7	Calcul des longrines	124
8.8	Calcul des futs	126
8.9	Conclusion	127
	Conclusion générale	128
	Références bibliographiques	129
	Annexe	130
8.10	Annexe 1	130
8.11	Annexe 2	131
8.12	Annexe 3	134
8.13	Annexe 4	138

Liste des tableaux

2.1	Coefficients de forme toiture à deux versant.	23
2.2	Etapas de calcul des actions dues au vent.	24
2.3	Valeurs de la pression dynamique de référence	25
2.4	Valeur Cpe long pan	28
2.5	Surface des Zones du long pan	28
2.6	Valeur Cpe toiture	29
2.7	Surface des Zones du Toiture	29
2.8	Valeur Cpe Pignon	30
2.9	Surface des Zones du paroi verticale	30
2.10	Valeur Cpe : Toiture	30
2.11	Surface des Zones du Toiture	31
2.12	Valeur du Cpi suivant la direction du vent	33
2.13	Pressions sur les parois verticales - Direction V1 et V3 du vent (Long-Pan)	33
2.14	Pressions sur la toiture - Direction V1 et V3 du vent (Long-Pan)	33
2.15	Pressions sur les parois verticales-Direction V2 et V4 du vent (Pignon)	34
2.16	Pressions sur la toiture - Direction V2 et V4 du vent (Pignon)	34
3.1	Données techniques du TL 75	40
3.2	Combinaisons de charges suivant l'EC3	44
3.3	Caractéristique du profilé IPE 160	45
3.4	Caractéristique du profilé UPN 160	55
3.5	Caractéristique du profilé IPE 360	57
4.1	Les valeurs de Fi	64
5.1	Dimensions du pont roulant	74
5.2	Caractéristiques du pont roulant	74
5.3	Coefficients d'amplification dynamique	75

5.4	La classe du pont roulant	75
5.5	Valeurs des $H_{S,i,j,k}$	82
5.6	Caractéristiques du rail A45	85
6.1	Les valeurs des facteurs de combinaison ψ pour différentes charges	98
6.2	Combinaisons de charges suivant l'EC3	99
6.3	Valeurs maximales des efforts pour les différents éléments	99
8.1	Les efforts sollicitant sur le pied du poteau les plus défavorables	121
8.2	La charge verticale de gravité N	124
8.3	La valeur de A_s	125
8.4	Tableau des armatures	130

Table des figures

1.1	Vuen en plan de l'usine industrielle	18
2.1	Charges de la neige sur le sol et la toiture.	23
2.2	Vue en plan du direction du vent suivant le Long pan.	27
2.3	Direction du vent Long Pans zone des Parois Verticales	28
2.4	Zones de vents sur la toiture	28
2.5	Direction du vent sur les pignons	29
2.6	Direction du vent sur les pignons	30
2.7	Valeurs des Cpi des bâtiments sans façade dominante.	32
3.1	Présentation de la structure	39
3.2	Panneau Couverture - type TL75	40
3.3	Schéma statique des charges permanentes G sur les pannes	41
3.4	Répartition des charges ponctuelle sur la portée de la panne.	41
3.5	Schéma statique de panne sous surcharge de la neige.	42
3.6	Schéma statique de la surcharge climatique de vent.	42
3.7	Représentation de cisaillement	47
3.8	Représentation du déversement de la semelle inférieure.	48
3.9	Coupe transversale des liernes.	50
3.10	Les liernes de toiture.	51
3.11	Vue en 3D de l'échantignolle	51
3.12	Dimensions de l'échantignolle.	53
3.13	Disposition des lisses.	53
3.14	Schéma vue 2D du pignon représentant les potelets	58
4.1	Vue en plan de la poutre au vent.	63
4.2	Schéma statique de la poutre au vent.	64
4.3	Schéma statique de la poutre au vent.	65

4.4	La diagonale la plus sollicitée en traction.	65
4.5	Schémas statique de la poutre sablière.	67
4.6	Schéma statique de deux palées de stabilités.	69
5.1	Vue pont roulant	73
5.2	Les différents mouvements d'un pont roulant	73
5.3	Dimensions du pont roulant	74
5.4	Disposition de la charge de l'appareil de levage en charge et à vide pour obtenir un chargement maximal sur la poutre de roulement	76
5.5	Disposition de la charge de l'appareil de levage en charge et à vide pour obtenir un chargement minimal sur la poutre de roulement	76
5.6	Dispositions de charge induites par les forces horizontales longitudinales et transversales	78
5.7	Charges horizontales longitudinales HL, i	79
5.8	Définition des charges transversales HT,i	80
5.9	Définition de l'angle α et la distance h	81
5.10	Schéma de la poutre de roulement	83
5.11	Desssin d'un rail et d'un crapaud	85
5.12	Détermination de moment par ligne d'influence.	86
5.13	Dimensions du pont roulant	90
5.14	Support du chemin de roulement (Console)	92
5.15	Présentation de l'effort tranchant sur la console	92
6.1	Vue en 3D de portique de l'ouvrage.	96
7.1	Dispositions géométrique des boulons	108
7.2	Dispositions géométrique des boulons	109
7.3	Assemblage Poteau-Traverse	113
7.4	Assemblage Traverse-Traverse	116
7.5	Pied de poteau avec l'effort anxial N_{max}	116
7.6	Disposition de la tige et dimension de la platine.	117
8.1	Sollicitations de fondation	121
8.2	Ferraillage des semelles isolées.	124

8.3	Ferraillage des longrines	126
8.4	Ferraillage des futs.	127

Liste des symboles

Sollicitation-Contrainte-Déformation

- G : Charge permanente.
- Q : Charge d'exploitation.
- g : Charge permanente uniformément répartie.
- q : Charge d'exploitation uniformément répartie.
- W : Pression aérodynamique.
- E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E = 210\,000$ MPa).
- G : Module d'élasticité transversale de l'acier.
- M : Moment sollicitant, en général.
- V : Effort tranchant sollicitant.
- f (ou δ) : Flèche d'une poutre.
- τ (**tau**) : Contrainte tangentielle ou de cisaillement.
- σ_{sol} : Contrainte admissible
- q_P : Pression dynamique de pointe.
- $q_{réf}$: Pression dynamique moyen de référence.
- F_W : Force aérodynamique résultante
- S_K : Charge de la neige sur le sol
- F_P : Effort de précontrainte dans un boulon
- M_{Cr} : Moment critique élastique
- M_{el} : Moment élastique
- M_n : Moment résistant plastique réduit du fait de l'effort axial
- M_{Pl} : Moment plastique
- M_r : Moment résistant
- N_r : Effort normal résistant
- N_{Pl} : Effort normal de plastification
- N_u : Effort normal ultime
- N_{Pl} : Effort tranchant de plastification
- N_k : Effort normal critique d'Euler
- V_u : Effort tranchant ultime
- F_{ub} : Contrainte de rupture d'un boulon
- F_u : Contrainte de rupture d'une pièce
- F_y : Limite d'élasticité d'un acier
- ϵ_y : Déformation correspondant à la limite d'élasticité
- σ_K : Contrainte critique d'Euler

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).
- \mathbf{a} : Epaisseur utile (ou gorge) d'un cordon de soudure (mm).
- \mathbf{b} : Largeur d'une semelle de poutre (cm).
- \mathbf{d} : Diamètre nominal des tiges des boulons (cm).
- \mathbf{h} : Hauteur d'une pièce en général (mm, cm).
- \mathbf{r} : Rayon de giration d'une section (mm, cm).
- \mathbf{l} : Longueur en général ou portée d'une poutre (mm, cm, m).
- I_f : Longueur de flambement (mm, cm, m).
- I_d : Longueur de déversement d'une poutre (mm, cm, m).
- I_K : Longueur de flambement d'une poutre (mm, cm, m).
- \mathbf{R} : Rigidité d'une barre (cm^3).
- \mathbf{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).

Coefficients et Grandeurs sans Dimensions

- C_{pe} : coefficient de pression extérieur.
- C_{pi} : coefficient de pression intérieur.
- \mathbf{K} : Coefficient d'encastrement ou de rigidité poteau/poutre.
- K_s : Coefficient de dimension des trous perçage pour boulons.
- K_y : Coefficients de flambement flexion.
- K_z : Coefficients de flambement flexion.
- K_τ : Coefficient de voilement par cisaillement.
- N_{pl} : Nombre de boulons.
- β_M : Facteur de moment uniforme équivalent (flambement).
- β_w : Facteur de corrélation (soudures).
- λ_{cr} : Elancement critique d'Euler.
- λ_K : Élancement eulérien.
- λ_{LT} : Élancement de déversement.
- λ_w : Élancement de l'âme d'un poutre.
- μ : Coefficient de frottement.
- ρ : Rendement d'une section.
- χ : Coefficient de réduction de flambement.
- λ : Elancement.
- ψ : Coefficient de distribution de contraintes (psi).
- ϵ : Coefficient de réduction élastique de l'acier.
- η : Facteur de distribution de rigidités (flambement).
- λ : Elancement réduit.

Symboles pont roulant

- \mathbf{C} : nombre total des cycles de travail pendant la durée de vie de calcul d'un appareil de levage;

- \mathbf{F} : composante statique d'une action induite par un appareil de levage ;
- \mathbf{F}_k : valeur caractéristique d'une action induite par un appareil de levage ;
- \mathbf{F}_w : forces dues au vent de service ;
- \mathbf{H}_L : charges longitudinales dues aux accélérations et aux décélérations ;
- \mathbf{H}_S : charges horizontales dues à la marche en crabe ;
- \mathbf{H}_T : charges transversales dues aux accélérations et aux décélérations ;
- \mathbf{K} : force d'entraînement ;
- \mathbf{Q}_c : poids propre de l'appareil de levage ;
- \mathbf{Q}_h : masse à lever ;
- \mathbf{S} : force de guidage S due à l'obliquité ;
- \mathbf{h} : distance entre le pôle instantané de glissement et le système de guidage ;
- k_Q : coefficient du spectre de charge ;
- \mathbf{m}_c : masse de l'appareil de levage ;
- \mathbf{m}_w : nombre de systèmes d'entraînement à un seul galet ;
- \mathbf{n} : nombre de paires de galets ;
- \mathbf{nr} : nombre de poutres de roulement ;
- α : angle d'obliquité ;
- λ : coefficient de dommage équivalent ;
- μ : coefficient de frottement ;
- ϕ_i : coefficient dynamique ;
- ϕ_{fat} : coefficient d'impact dynamique de dommage équivalent.

Introduction générale

Le génie civil, avec un accent particulier sur les structures métalliques, joue un rôle fondamental dans le développement de tout projet. Ces structures constituent le socle sur lequel repose la stabilité et l'utilité des bâtiments, qu'ils soient destinés à un usage résidentiel, industriel ou commercial.

Dans le cadre de notre projet de fin d'étude, notre objectif principal est l'étude d'une usine de production pharmaceutique, nichée au sein de la zone industrielle de Harbil, dans la Wilaya de Médéa, s'étend sur une vaste superficie de 4535 mètres carrés. Deux ponts roulants sont stratégiquement positionnés, prêts à répondre aux besoins.

Ainsi, notre démarche se conforme aux normes et réglementations en vigueur, parmi lesquelles figurent le RPA 99 V.2003, CCM97, ainsi que le RNV 99 v.2013 et le BAEL91. Ces normes garantissent la sécurité et la solidité de la structure face aux conditions climatiques et sismiques potentielles.

Pour atteindre cet objectif, notre rapport de projet suit une méthodologie décrite dans le plan de travail suivant :

Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage Ce chapitre offre une vue d'ensemble détaillée de notre projet, sa portée et ses spécifications particulières.

Chapitre 2 : Étude climatique Ce chapitre présente les principes et la procédure pour la détermination aux surcharges climatiques (Neige et Vent) selon le RVN 99 v.2013.

Chapitre 3 : Études des éléments secondaires Nous examinons ici les différents éléments utilisés dans la structure métallique.

Chapitre 4 : Système de contreventement Ce chapitre est pour le système de contreventement, assurant la stabilité et la résistance aux charges latérales.

Chapitre 5 : Le pont roulant et le chemin de roulement Nous nous intéressons ici à l'intégration du pont roulant et du chemin de roulement dans la conception de l'installation.

Chapitre 6 : Étude des portiques L'étude des portiques métalliques, qui constituent une partie essentielle de la structure.

Chapitre 7 : Études des assemblages Les différentes méthodes d'assemblage utilisées dans la structure.

Et enfin, **Chapitre 8 : Calcul de fondation** Le calcul et la conception des fondations selon le BAEL91.

CHAPITRE 1

Présentation de l'ouvrage

1.1 Introduction

Le premier chapitre de ce projet est consacré à l'exposition des concepts généraux concernant la conception de l'ouvrage étudié, ses caractéristiques, les éléments le constituant et les propriétés des matériaux.

Notre projet consiste à étudier une structure industrielle en construction métallique et en béton armé pour une usine de production pharmaceutique, implantée dans la zone industrielle de Harbil, située dans la wilaya de Médéa, sur un site plat, les dimensions totales de l'usine sont de 80,40 m de longueur et 56,40 m de largeur.

Notre étude se concentre spécifiquement sur l'atelier mécanique de l'usine industrielle.

1.2 Données du site

Les zones du site en question selon le **RPA99** et **RNV2013** ;

Neige	Zone A
Vent	Zone II
La zone de sismicité	Zone IIb
La catégorie du site	S4 sol meuble
La contrainte admissible du sol	$\sigma_{\text{sol}} = 1.5$ bars

1.3 Présentation de l'ouvrage

Les données géométriques de notre usine industrielle :

Longueur totale de l'usine	80.40 m
Largeur totale de l'usine	56.40 m
Longueur de l'atelier mécanique (long- pan) ..	43.20 m
Largeur de l'atelier mécanique (pignon)	20.40 m
Hauteur totale	13.50 m
Hauteur des poteaux	11.00 m
Entraxe des portiques	7.20 m
La pente de versant	$\alpha = 14^\circ$
Surface totale de l'hangar	4534.56 m ²

La figure suivante montre une vue en plan de notre usine industrielle :

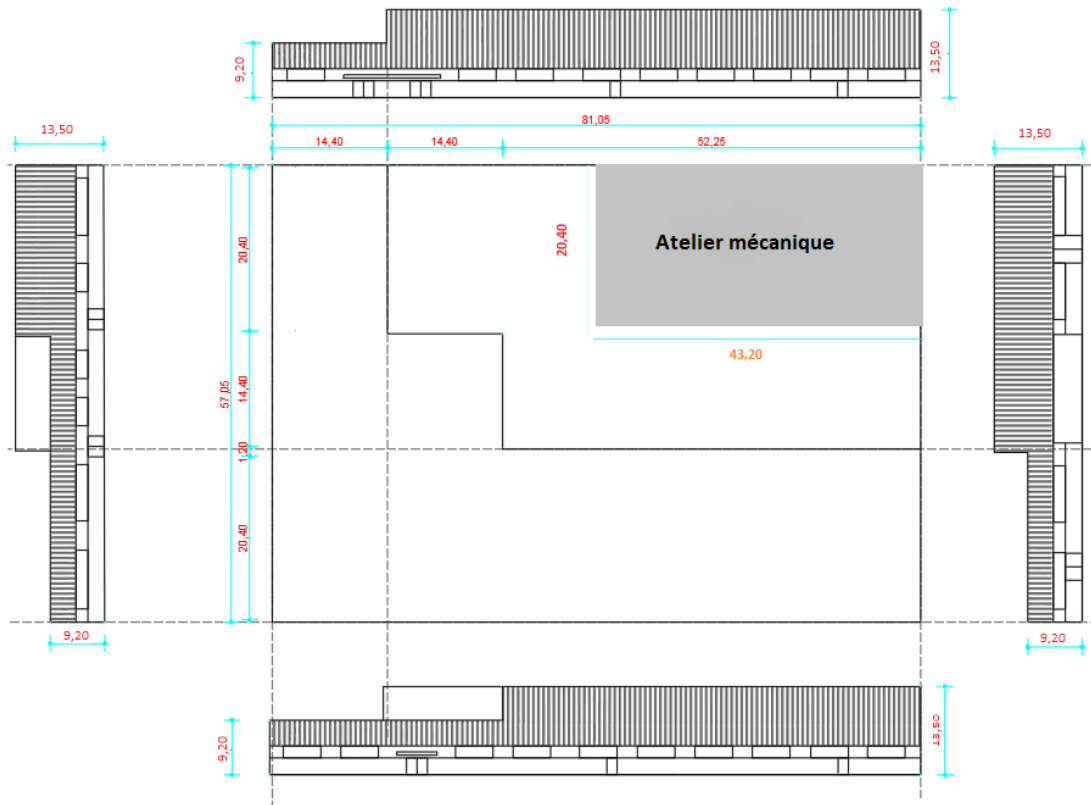


FIGURE 1.1 – Vuen en plan de l'usine industrielle

1.4 Matériaux utilisés

1.4.1 Acier

L'acier est alliage métallique ferreux principalement composé de fer et contient généralement d'un élément additionnel de carbone en faible taux, ne dépassant pas 1%. Selon le type d'acier, il présente plusieurs avantages tels que la résistance et la ductilité.

1.4.1.1 Résistance

Les nuances d'acier utilisées ainsi que leurs limites de résistance, sont définies par l'**EC 3** et le **CCM 97**. Les nuances d'acier choisies par l'entreprise pour la réalisation de cet ouvrage sont :

La limite élastique	$f_e = 235\text{MPa}$
La résistance à la traction	$f_u = 360\text{MPa}$
Module d'élasticité longitudinale	$E = 210000\text{ MPa}$
Module d'élasticité transversale	$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = 81000\text{ MPa}$
Le coefficient de Poisson	$\nu = 0.3$
Coefficient de dilatation thermique	$\alpha = 12 \times 10^{-6}[\text{°C}]^{-1}$

1.4.1.2 Ductilité

On recommande les conditions de ductilité suivantes :

Un rapport entre la limite d'élasticité supérieure et la limite ultime est supérieur à 1.2 :

$$\frac{F_u}{F_y} > 1.2$$

Une déformation ultime qui est supérieure à 20 fois celle de la déformation élastique :

$$\varepsilon_u \geq 20\varepsilon_y$$

1.4.2 Béton

La résistance à la compression : $f_{c28} = \dots\dots\dots 25\text{ MPa}$

La résistance à la traction : $f_{t28} = \dots\dots\dots 0.06f_{c28} + 0.6 = \dots\dots\dots 2.1\text{ MPa}$

1.5 Règlements utilisés

Les règlements techniques utilisés pour l'étude de cet ouvrage sont les suivants :

- RPA 99 V.2003
- RNV 99 V.2013
- CCM 97
- Charges permanentes et surcharges d'exploitation (DTR.B.C.-2.2)
- Eurocode 1 ; 3 ; et 5.
- le BAEL91

1.6 Conclusion

Avant de commencer l'étude de l'ouvrage, il est nécessaire de bien connaître les caractéristiques de la structure, le site d'implantation, ainsi que les propriétés de tous les matériaux utilisés. Ces paramètres sont essentiels pour entreprendre les calculs des charges, ainsi que la conception et le dimensionnement des éléments structuraux.

CHAPITRE 2

Etude Climatique

Le diagramme suivant illustre les différents étapes de détermination des surcharges climatiques :

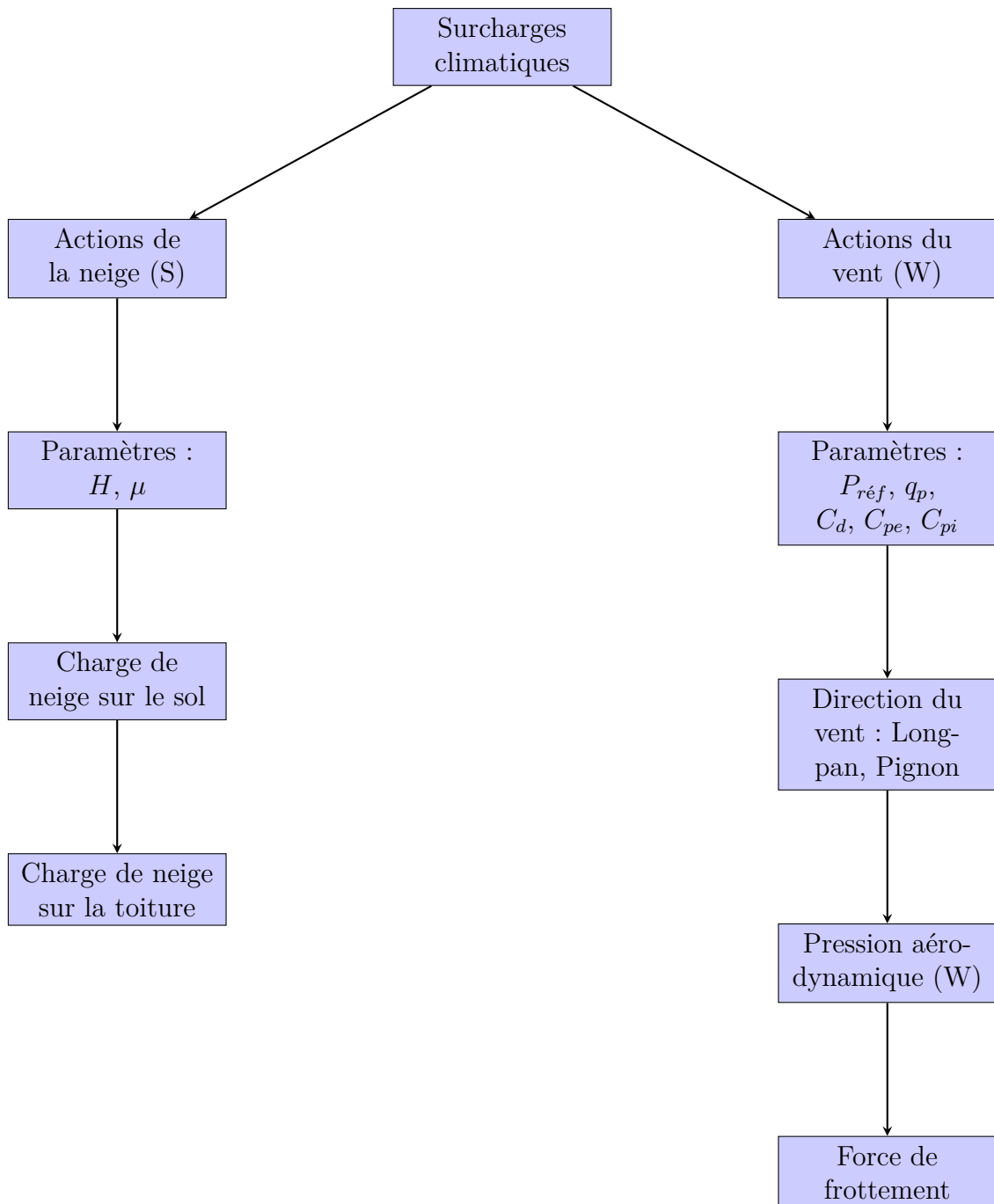


Diagramme d'étude climatique

2.1 Introduction

Ce chapitre est consacré pour l'évaluation des charges climatiques agissant sur l'ouvrage à étudier. L'évaluation de charges climatiques causées par la neige et le vent est établie conformément au Règlement Neige et Vent RNV version 2013. Ces derniers ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage ; Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination de ces différentes actions.

2.2 Actions de la neige

Le calcul de la surcharge due à la neige dépend de la localisation géographique et de l'altitude du site.

La conception de la structure doit prendre en compte la surcharge provoquée par l'accumulation de neige sur le toit de l'édifice. Étant donné que le projet est situé à une altitude de 1036 mètres, la charge peut être évaluée en utilisant le RNV99 version 2013. La charge caractéristique de la neige par unité de surface est donnée par la formule suivante (*RNV 2013, p.18*) :

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

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.

2.2.1 La charge de la neige sur le sol S_k :

Ce projet est implanté à Médéa classé en zone « A » (*RNV 2013 Annexe 1 : Zones de Neige par commune tableau p. 38*).

La valeur de S_k est déterminée par la loi de variation suivante en fonction de l'altitude H en mètre du site considéré. Pour la zone A, la valeur de S_k trouvé dans *RNV2013, p.21*, est calculé comme suit :

$$S_k = \frac{0.07H + 15}{100} = \frac{0.07 \times 1036 + 15}{100}$$

$$S_k = 0.8752 \text{ KN/m}^2$$

2.2.2 Charge de neige sur la toiture

La toiture est à deux versants, le coefficient de forme est donné par le (tableau 2 : Coefficients de forme toiture à deux versant. RNV 2013, p.25) pour une pente comprise entre 0° et 30° :

TABLEAU 2.1 – Coefficients de forme toiture à deux versant.

α angle du versant par rapport à l'horizontale	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha > 60^\circ$
coefficient μ	0.8	$0.8 \times \left(\frac{60-\alpha}{30}\right)$	0.0

Dans notre cas : $\alpha = 14^\circ$. On adopte pour le coefficient $\mu = 0.8$.

$$S = \mu_1 \times S_k [\text{KN/m}^2] = 0.8 \times 0.8752$$

$$S = 0.7 \text{ KN/m}^2$$

2.2.3 Distribution de charge de la neige

Nous présentons dans la figure suivante la distribution de charge de la neige sur le sol et la toiture.

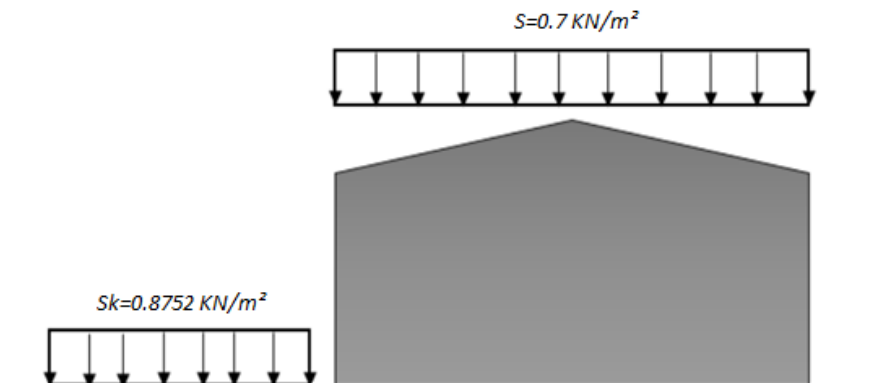


FIGURE 2.1 – Charges de la neige sur le sol et la toiture.

2.3 Actions du vent

Le vent, résultant du déplacement de l'air entre des zones de haute et basse pression, exerce des forces sur les structures exposées. Pour notre ouvrage, il est nécessaire de déterminer la pression du vent conformément aux règlements pour les constructions métalliques.

Le déplacement de l'air, influencé par le relief terrestre, tend à éliminer les déséquilibres de pression, produisant ainsi le vent.

Les actions du vent sur les parois dépendent de :

- La direction,
- L'intensité,
- La région,

2.3.1 Caractéristiques de l'ouvrage

Le site d'implantation de l'ouvrage présente les caractéristiques suivantes :

- Région d'implantation : Médéa zone II (*RNV2013 Annexe 1 : Zones de vent, tableau p.109*).
- Catégorie du terrain : Le terrain est de catégorie II. (*RNV2013 p.53, Tableau 2.4 : Définition des catégories de terrain*)

2.3.2 Caractéristiques géométriques

Les dimensions géométriques de l'ouvrage sont :

Longueur totale (long- pan)	80.40 m
Largeur	56.40 m
Hauteur	13.50 m
Surface	4534.56 m ²

2.3.3 Etapes de calcul des actions du vent

Le tableau présente un résumé des étapes de calcul des actions du vent.

TABLEAU 2.2 – Etapes de calcul des actions dues au vent.

Paramètre	Symbole
Pression dynamique de référence	$q_{réf}$
Hauteur de référence	Z_e
Catégorie de terrain et facteurs de site	-
Coefficient dynamique	C_d
Intensité de turbulence	I_v
Coefficient de topographie	$C_t(z)$
Coefficient de rugosité	$C_r(z)$
Coefficient d'exposition	$C_e(z)$
Pression dynamique de pointe	q_p
Coefficient de pression intérieur et extérieur	C_{pi}/C_{pe}
Pression aérodynamique	W_j

2.3.4 Donnés relatives au site

Selon le *RNV2013 p.53, Tableau 2.4 : Définition des catégories de terrain*, les données des paramètres relatifs au site de catégorie II, sont :

Facteur de terrain	$KT = 0.19$
Paramètre de rugosité	$Z_0 = 0.05 \text{ m}$
Hauteur minimale	$Z_{\min} = 2 \text{ m}$

2.3.4.1 Pression dynamique de référence

La pression dynamique de référence donnée par (*RNV2013 : Tableau 2.2 : Valeurs de la pression dynamique de référence, p.50*)

TABLEAU 2.3 – Valeurs de la pression dynamique de référence

Zone	$q_{\text{réf}} [\text{N/m}^2]$
I	375
II	435
III	500
IV	575

Pour la zone II, la pression dynamique de référence $q_{\text{réf}} = 435 \text{ N/m}^2$

2.3.5 Pression aérodynamique

La pression aérodynamique agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivante extrait du (*RNV 2013, p.57*) :

$$w_j = q_{\text{dyn}} \times C_d \times (C_{pe} - C_{pi}) [\text{N/m}^2]$$

Avec :

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

Coefficient dynamique

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à la corrélation imparfaite des pressions sur les parois et des effets d'amplification liés à la turbulence dont la fréquence est proche de celle de la structure.

Pour les constructions en charpente métallique, C_d est défini selon *RNV2013, Paragraphes 3.2 et 3.3*. Étant donné que la structure métallique du bâtiment a une hauteur inférieure à 15 m (13,50 m), on prend $C_d = 1$.

Puisque $C_d < 1.2$, la construction est peu sensible aux excitations dynamiques.

Pression dynamique

La pression dynamique est obtenue à l'aide de la formule suivante extrait du (*RNV 2013, p.50*) :

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

Avec :

$q_{\text{réf}}$: La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes, donnée en fonction de la zone du vent.

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_j : Hauteur de référence : $z_j = 13.50 \text{ m}$

Coefficient de rugosité (Cr) Le coefficient de rugosité traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur vitesse moyenne du vent, est obtenu à l'aide de la formule suivante extrait du (*RNV 2013, p.53*) :

$$C_r(z) = K_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ pour } Z_{\text{min}} \leq Z \leq 200 \text{ m}$$

Avec :

K_t : Facteur du terrain

Z : Hauteur considérée

Z_0 : Paramètre de rugosité

$$C_r(z) = 0.19 \cdot \ln\left(\frac{13,5}{0.05}\right)$$

$$C_r(z) = 1.06$$

Coefficient topographique

Le coefficient topographique $C_t(z)$ prend en compte la vitesse du vent lorsque le vent souffle sur des obstacles comme des collines et des dénivellations.

Le site de l'ouvrage en question est plat. D'après le (*RNV 2013, Paragraphe 2.4.5.2, p. 54*), nous avons donc :

$$C_t(z) = 1 \text{ pour } \Phi < 0.05$$

L'intensité de turbulence (Iv) :

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 (*RNV 2013, p.57*) :

Pour $Z_{\text{min}} < z$:

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1}{1 \cdot \ln\left(\frac{13.5}{0.05}\right)}$$

$$I_v(z) \approx 0.178$$

Coefficient d'exposition(Ce)

Le coefficient $C_e(z)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site, de la hauteur au-dessus du sol et la nature turbulente du vent, $C_e(z)$ est donné par (*RNV2013, p.51*) :

$$C_e(Z_j) = C_t(z)^2 \cdot C_r(z)^2 \cdot [1 + 7I_v(z)] = (1)^2 \cdot (1.06)^2 \cdot [1 + 7 \times (0.178)]$$

$$C_e(Z_j) \approx 2.523$$

Finalement, le calcul de q_{dyn} à l'aide de la formule suivante :

$$q_{\text{dyn}} = q_{\text{réf}} \times C_e = 435 \times 2.523$$

$$q_{\text{dyn}} = 1097.5 \text{ N/m}^2$$

2.3.5.1 Coefficient de pression extérieure

Le coefficient de pression extérieure C_{pe} dépend de la forme géométrique de la base de la structure et des dimensions de la surface chargée (*Voir Figure 2.2*) :

- b : La dimension perpendiculaire à la direction du vent.
- d : La dimension parallèle à la direction du vent.
- S : La surface d'implantation de l'usine.

Les C_{pe} s'obtiennent à partir de la formule suivante (*RNV2013, p.80*) :

$$C_{pe} = C_{pe,10}$$

Pour $S = 4534.56 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2$

2.3.5.2 Direction du vent : Long-pan

Cas 1 : Parois verticales

On détermine les zones de vents suivant la méthode extraite du (*RNV2013, Action de vent : II- Coefficients de pression*). La figure suivante présente la direction du vent suivant le long pan sur la parois verticale :

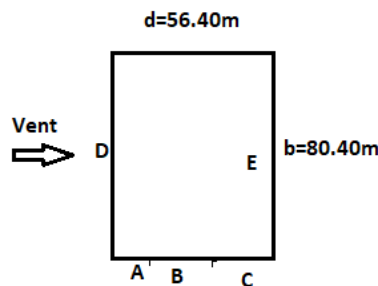


FIGURE 2.2 – Vue en plan du direction du vent suivant le Long pan.

Application :

- $b = 80.40 \text{ m}$
- $d = 56.40 \text{ m}$, $h = 13.50 \text{ m}$.

Pour d supérieure à $e = \min[b, 2h]$: on présente trois zones de pression de vent A, B et C, sinon seulement les zones A' et B' (*RNV2013, Figure 5.1, p.80*) :

- $e = \min[80.40, 27] \rightarrow e = 27.00 \text{ m}$.
- Alors : $d = 56.40 \text{ m} > e = 27.00 \text{ m}$.

Donc, on suit la légende suivante :

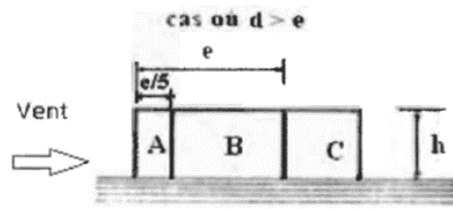


FIGURE 2.3 – Direction du vent Long Pans zone des Parois Verticales

On Présente les valeurs de Cpe, et les surfaces des zones A, B, C, D et E :

TABLEAU 2.4 – Valeur Cpe long pan

	Paroi latérale			Paroi au vent	Paroi sous le vent
Zones	A	B	C	D	E
Cpe	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

TABLEAU 2.5 – Surface des Zones du long pan

Zones	A		B		C		D		E	
Géométrie	e/5	h	e-e/5	h	d-e	h	b	h	b	h
Valeurs (m)	5.40	13.50	21.60	13.50	29.40	13.50	80.40	13.50	80.40	13.50
Surface (m ²)	72.90		291.60		396.90		1085.40		1085.40	

Cas 2 : Toiture

On détermine les zones de vents sur la toiture, avec :

- $\Theta = 0^\circ$ (Deux versants) La direction du vent.
- $\alpha = 14^\circ$ Angle de versant.

On présente les Zones de vents sur la toiture dans la figure suivante :

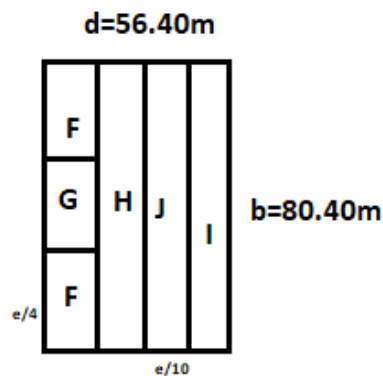


FIGURE 2.4 – Zones de vents sur la toiture

On présente les valeurs de C_{pe} , et les surfaces des zones F, G, H, I, J :

TABLEAU 2.6 – Valeur C_{pe} toiture

Zones	F	G	H	I	J
C_{pe}	-0.9	-0.8	-0.3	-0.4	-1.0

TABLEAU 2.7 – Surface des Zones du Toiture

Zone	F		G		H		I		J	
	$\frac{e}{4}$	$\frac{e}{10}$	$b - \frac{e}{2}$	$\frac{e}{10}$	$0.5(\frac{d-e}{5})$	b	$0.5(\frac{d-e}{5})$	b	$\frac{e}{10}$	b
Valeur (m)	6.75	2.70	66.90	2.70	37.50	56.40	37.50	56.40	2.70	56.40
Surface (m ²)	18.22		180.60		2115		2115		152.28	

2.3.5.3 Direction du vent : Pignon

Cas 1 : Parois Verticales

On détermine les zones de vents suivant la méthode extrait (*RNV2013, Action de vent : II-Coefficients de pression*) :

Avec :

- $b = 56.40$ m
- $d = 80.40$ m, $h = 13.50$ m et $e = \min[b, 2h]$
- $e = \min[56.40, 27] \rightarrow e = 27.00$ m.

Alors : $d = 80.40$ m $>$ $e = 27.00$ m.

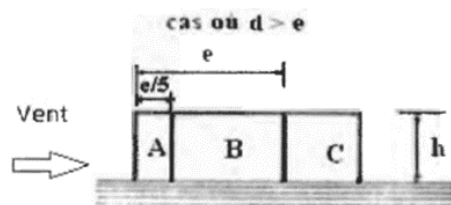


FIGURE 2.5 – Direction du vent sur les pignons

On Présente les valeurs de Cpe, et les surfaces des zones A, B, C, D, E :

TABLEAU 2.8 – Valeur Cpe Pignon

	Paroi latérale			Paroi au vent	Paroi sous le vent
Zones	A	B	C	D	E
Cpe	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

TABLEAU 2.9 – Surface des Zones du paroi verticale

Zones	A		B		C		D		E	
Géométrie	e/5	h	e-e/5	h	d-e	h	b	h	b	h
Valeurs (m)	5.40	13.50	21.60	13.50	53.40	13.50	56.40	13.50	56.40	13.50
Surface (m ²)	72.90		291.60		720.90		761.40		761.40	

Cas 2 : Toiture

On détermine les zones de vents sur la toiture :

- $\Theta = 90^\circ$ (Deux versants)
- $\alpha = 14^\circ$

On présente les Zones de vents sur la toiture dans la figure suivante :

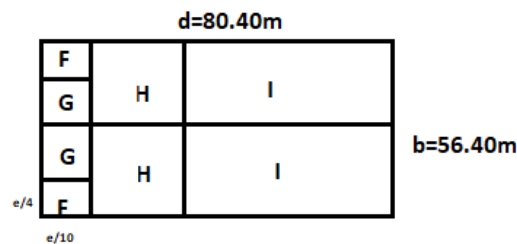


FIGURE 2.6 – Direction du vent sur les pignons

On présente les valeurs de Cpe, et les surfaces des zones F, G, H, I :

TABLEAU 2.10 – Valeur Cpe : Toiture

Zones	F	G	H	I
Cpe	-1.3	-1.3	-0.6	-0.5

TABLEAU 2.11 – Surface des Zones du Toiture

Zones	F		G		H		I	
Géométrie	e/10	e/2	e/10	b-e/2	4e/10	b	d-e/2	b
Valeurs (m)	2.70	13.50	2.70	42.90	10.80	56.40	66.90	56.40
Surface (m ²)	36.45		115.83		609.12		3773.16	

2.3.5.4 Coefficient de pression intérieure C_{pi}

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} est en fonction du pourcentage des ouvertures dans la structure considérée, et en fonction de l'indice de perméabilité qui est définie comme suit (*RNV 2013, p.96*) :

$$\mu = \frac{\sum \text{aire des ouvertures où } C_{pe} < 0}{\sum \text{aire de toutes les ouvertures}}$$

L'aire des ouvertures

On présente les surfaces des ouvertures des quatre façades suivantes :

Long-pan :

façade principale :

Portes 18.9m²

Fenêtres 72m²

façade derrière :

Portes 12.6m²

Fenêtres 90m²

Pignon :

façade principale :

Portes 24m²

Fenêtres 72m²

façade derrière :

Portes 6m²

Fenêtres 61m²

Détermination de la valeur du C_{pi}

On calcule $\frac{h}{d}$ pour déterminer la valeur du C_{pi} utilisant **Figure 2.7** suivant indice de perméabilité calculer, extrait du (*RNV 2013, p.97*) :

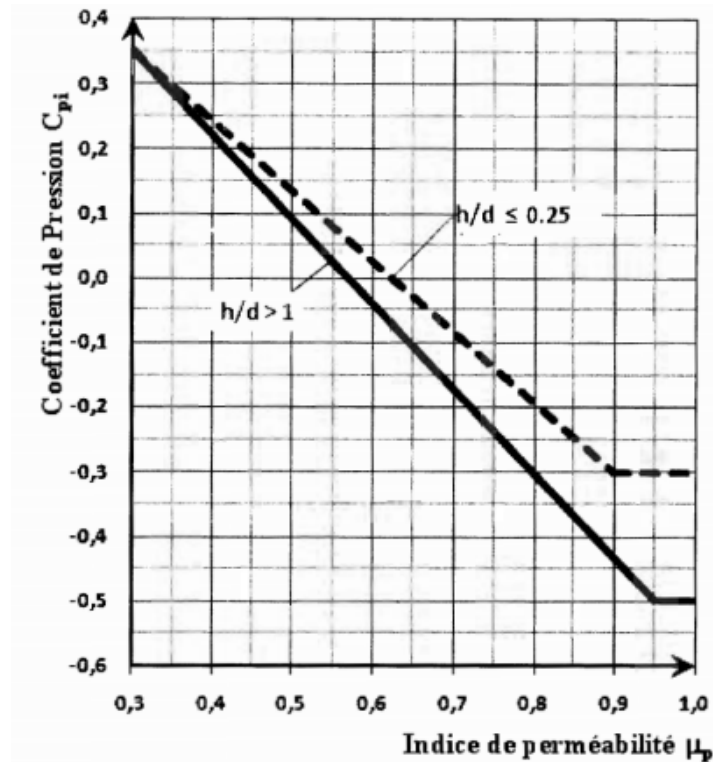


FIGURE 2.7 – Valeurs des C_{pi} des bâtiments sans façade dominante.

Direction du vent : Long Pan

Suivant le long-pan :

- $h = 13.50$
- $d = 56.40$
- $\frac{h}{d} = 0.24$

$$\mu = \frac{248}{350.5} = 0.707$$

$$C_{pi} = -0.1$$

Direction du vent : Pignon

Calcul suivant le pignon :

- $h = 13.50$
- $d = 80.40$
- $\frac{h}{d} = 0.17$

$$\mu = \frac{260}{350} = 0.74$$

$$C_{pi} = -0.13$$

La valeur du C_{pi} suivant le long-pan, et le pignon sont resumé dans le tableau :

TABLEAU 2.12 – Valeur du C_{pi} suivant la direction du vent

Direction du vent	Long-pan	Pignon
C_{pi}	-0.10	-0.13

Les coefficients de pression interne (C_{pi}) trouvés représentent des valeurs minimales pour assurer que la pression aérodynamique sur la toiture inclut à la fois des pressions et des dépressions. Il est nécessaire d'utiliser les valeurs extrêmes, à savoir : +0,8 et -0,3.

2.3.6 Calcul de la pression due au vent

La pression due au vent q_j ou la pression aérodynamique $W(z_j)$ agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivante :

$$W(z_j) = q_p \cdot [C_{pe} - C_{pi}] \quad [\text{N/m}^2]$$

On résume les résultats obtenues dans les tableaux suivants :

Pour la direction de vent suivant le long pan sur les parois verticales et la toiture :

TABLEAU 2.13 – Pressions sur les parois verticales - Direction V1 et V3 du vent (Long-Pan)

Zone	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$q_p[\text{N/m}^2]$	$W_j[\text{N/m}^2]$
A	-1	-0.1	-0.9	1097.50	-987.75
B	-0.8	-0.1	-0.7	1097.50	-768.25
C	-0.5	-0.1	-0.4	1097.50	-439
D	+0.8	-0.1	0.9	1097.50	987.75
E	-0.3	-0.1	-0.2	1097.50	-219.50

TABLEAU 2.14 – Pressions sur la toiture - Direction V1 et V3 du vent (Long-Pan)

Zone	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$q_p[\text{N/m}^2]$	$W_j[\text{N/m}^2]$
F	-0.9	+0.8	-1.7	1097.50	-1865.75
G	-0.8	+0.8	-1.6	1097.50	-1756
H	-0.3	-0.8	0.5	1097.50	548.75
I	-0.4	-0.8	0.4	1097.50	439
J	-1.0	-0.8	-0.2	1097.50	-219.5

Lorsque le vent est suivant le long pan, une partie de ce vent frappe la toiture, générant ainsi une pression. Par ailleurs, une autre partie du vent pénètre à l'intérieur du bâtiment et frappe la face intérieure de la toiture, créant ainsi une dépression. C'est pourquoi nous observons des valeurs de pression à la fois positives et négatives.

Pour la direction de vent suivant le pignon sur les parois verticales et la toiture :

TABLEAU 2.15 – Pressions sur les parois verticales-Direction V2 et V4 du vent (Pignon)

Zone	C _{pe}	C _{pi}	C _{pe} -C _{pi}	q_p [N/m ²]	W_j [N/m ²]
A	-1	-0.13	-0,87	1097.50	-954.83
B	-0.8	-0.13	-0.67	1097.50	-735.33
C	-0.5	-0.13	-0.37	1097.50	-406.08
D	+0.8	-0.13	0.93	1097.50	1020.68
E	-0.3	-0.13	-0.17	1097.50	-168.58

TABLEAU 2.16 – Pressions sur la toiture - Direction V2 et V4 du vent (Pignon)

Zone	C _{pe}	C _{pi}	C _{pe} -C _{pi}	q_p [N/m ²]	W_j [N/m ²]
F	-1.3	+0.8	-2.1	1097.50	-2304.75
G	-1.3	+0.8	-2.1	1097.50	-2304.75
H	-0.6	+0.8	-1.4	1097.50	-1536.5
I	-0.5	+0.8	-1.3	1097.50	-1426.75

Lorsque le vent souffle suivant le pignon, tout le vent pénètre dans le bâtiment et ne frappe pas la toiture car il est parallèle à celle-ci. Cela crée une dépression, ce qui explique pourquoi toutes les valeurs de pression sont négatives.

2.4 Force de frottement

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent (au sous le vent). Selon *RNV 2013, Article 3.6.3*.

Dans ce cas, la direction du vent est perpendiculaire au pignon :

2.4.1 Vent suivant le Pignon

Calcul des surfaces parallèles au vent

$$A_{long-pan} = 2 \times b \times h = 2 \times 80.40 \times 13.50 = 2170.80 \text{ m}^2$$

- $A_{long-pan}$ = Aire de deux longs pan

La toiture qui est faiblement inclinée par rapport de la direction du vent :

$$2 \times \left(\frac{2.5}{\sin(14^\circ)} \right) \times 80.40 = 1661.70 \text{ m}^2$$

⇒ Total des surfaces parallèle au vent

$$s = 2170.80 + 1661.70 = 3832.50 \text{ m}^2$$

Calcul des surfaces perpendiculaires au vent :

$$A_{pignon} = (56.40 \times 11 + 2.50 \times 56.40) \times 2 = 1522.80 \text{ m}^2$$

- A_{pignon} = Aire de deux pignon

La vérification de la condition

L'aire total des surfaces parallèle au vent $\leq 4 \times$ (l'aire totale des surfaces perpendiculaire au vent)

$$3832.50 \text{ m}^2 \leq 4 \times 1522.80 = 6091.20 \text{ m}^2$$

Vérifie

Donc, on doit négliger l'effet de frottement cas de vent parallèles au long pan. Dans ce cas la direction du vent elle est perpendiculaire au pignon.

2.4.2 Vent suivant le long pan

Calcul des surfaces perpendiculaires au vent :

$$A_{pignon} = 2 \times b \times h = 2 \times 80.40 \times 13.50 = 2170.80 \text{ m}^2$$

- A_{pignon} = Aire de deux pignon.

La toiture qui est faiblement inclinée par rapport de la direction du vent :

$$2 \times \left(\frac{2.5}{\sin(14^\circ)} \right) \times 80.40 = 1661.70 \text{ m}^2$$

\Rightarrow Total des surfaces parallèle au vent

$$s = 2170.80 + 1661.70 = 3832.50 \text{ m}^2$$

Calcul des surfaces parallèles au vent :

$$A_{long-pan} = (56.40 \times 11 + 2.50 \times 56.40) \times 2 = 1522.80 \text{ m}^2$$

- $A_{long-pan}$ = Aire de deux long-pan

La vérification de la condition

L'aire total des surfaces parallèle au vent $\leq 4 \times$ (l'aire totale des surfaces perpendiculaire au vent)

$$1522.80 \text{ m}^2 \leq 4 \times 3832.50 = 15330 \text{ m}^2$$

Vérifie

Donc, on doit négliger l'effet de frottement cas de vent parallèle au pignon. Dans ce cas la direction du vent elle est perpendiculaire au long pan.

2.5 Conclusion

En conclusion de notre étude, nous avons constaté que les charges climatiques, en particulier les charges de neige ($S = 0.7 \text{KN/m}^2$) et les charges de vent ($W_{défavorable} = -1.284 \text{KN/m}^2$), jouent un rôle essentiel dans la conception et l'évaluation des structures. Une observation importante qui se dégage de nos résultats est que les charges de vent peuvent être plus importantes que les charges de neige dans certains cas.

CHAPITRE 3

Prédimensionnement des Eléments Secondaires

Le diagramme suivant illustre les différents étapes de prédimensionnement des Eléments Secondaires :

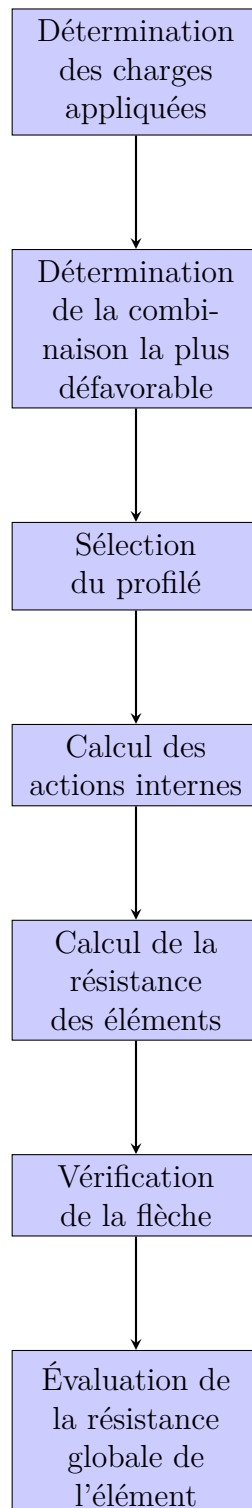


Diagramme des étapes de prédimensionnement des éléments secondaires

3.1 Introduction

Les éléments secondaires de la structure industrielle sont essentiels pour soutenir la couverture et le bardage. Le calcul de ces éléments doit assurer la résistance et la stabilité de la structure. Le processus de calcul se déroule comme suit :

1. Évaluation des charges appliquées pour déterminer la combinaison la plus défavorable.
2. Pré-dimensionnement des éléments en respectant les limitations de flèche.
3. Vérification de la résistance, de la stabilité et de la rigidité.

Les éléments secondaires de notre structure comprennent :

- Panneaux de couverture
- Pannes
- Liernes
- Échantignolle
- Lisses de bardage
- Potelets

Les normes du **CCM97** et de l'**EC3 (EN 1993-1-3)** fournissent des recommandations spécifiques pour la conception des structures métalliques. L'application de ces normes garantit la conformité aux standards en vigueur, assurant ainsi la sécurité et la durabilité de l'ossature secondaire.

La figure suivante présente la géométrie de la structure à étudiée, qui fait partie de l'ensemble de l'ouvrage et elle est séparée par des joints :

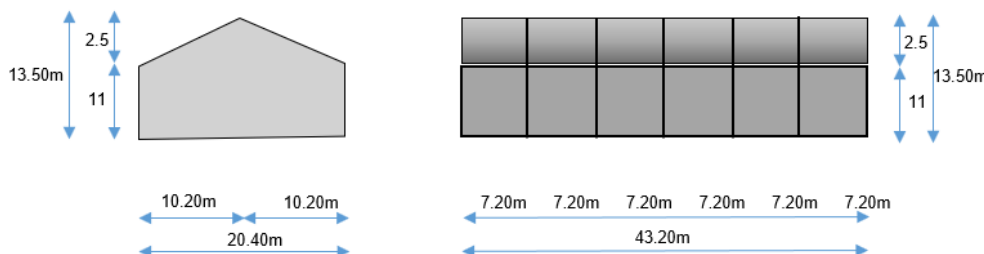


FIGURE 3.1 – Présentation de la structure

3.2 Panneaux de couverture

3.2.1 Principe de choix d'un panneau sandwich

Le panneau sandwich pour l'enveloppe des bâtiments est un matériau composite fabriqué de manière industrielle, composé d'un parement extérieur métallique, d'une âme isolante et d'un parement intérieur métallique, tous solidarisés par adhérence à l'âme isolante. Le panneau combine ces composants en un seul élément autoportant qui offre divers niveaux de résistance mécanique, de réaction au feu, d'isolation thermique et acoustique, ainsi que d'étanchéité à l'air, à l'eau et à la vapeur d'eau. Il contribue également à l'esthétique architecturale des bâtiments.

3.2.2 Panneau couverture

Pour choisir le panneau couverture qui convient à notre structure, on doit connaître la charge du vent maximale qui sollicite la toiture.

Dans notre cas, la charge maximale du vent est égale à $W = -1.284 \text{ KN/m}^2$. Suivant une fiche technique on va choisir l'épaisseur de panneau couverture pour déterminer leur entraxe maximal et le poids propre.

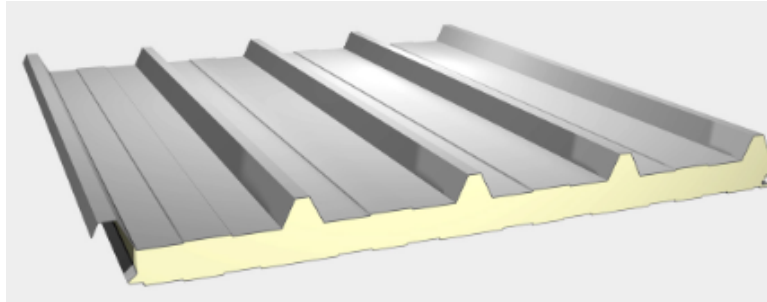


FIGURE 3.2 – Panneau Couverture - type TL75

Les données techniques du panneau de couverture de type TL75, fournit par le fournisseur, sont présentés dans le tableau suivant.

TABLEAU 3.1 – Données techniques du TL 75

Type	Largeur (m)	Longueur (m)	Épaisseur (mm)	Poids du panneau (kg/m ²)	Distance entre pannes (m)
TL75	1	1 à 16	75	12.83	1.5 à 2.2

3.3 Etude des pannes

Les pannes sont des poutres destinées à supporter la couverture et de transmettre les charges et surcharges s'appliquant sur cette dernière à la traverse ou bien à la ferme. Elles sont disposées parallèlement à la ligne de faitage, et elles sont calculées en flexion déviée, sous l'effet des charges permanentes, d'exploitations et climatiques. Dans notre cas, elles sont réalisées en profilés formés à chaud en (**I**).

3.3.1 Données de calcul

Les données de calcul sont :

- Portée : 7.20m
- $\alpha = 14^\circ$
- L'entraxe $e = 1.6\text{m}$ (L'espacement entre les pannes)
- Nombre de pannes : 14 pannes
- $f_y = 235\text{MPa}$
- $E = 210000\text{MPa}$

3.3.2 Détermination des sollicitations

Compte tenu de la pente des versants, les pannes sont posées inclinées d'un angle α et de ce fait fonctionnent en flexion déviée.

3.3.2.1 Charges permanentes (G)

Les charges permanentes appliquées sur les pannes sont présentées sur la figure suivante :

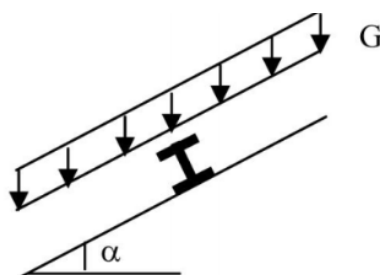


FIGURE 3.3 – Schéma statique des charges permanentes G sur les pannes

Avec :

Poids propre de la couverture	$P_{\text{couverture}} = 12.83 \text{ Kg/m}^2$
Poids propre d'accessoire d'attache	$P_{\text{accessoire}} = 1.5 \text{ Kg/m}^2$
Poids propre de la panne estimé (IPE 160)	$P_{\text{panne}} = 15.8 \text{ Kg/m}$

$$G = (P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoire}}) \times e + P_{\text{panne}} = (12.83 + 1.5) \times 1.6 + 15.8$$

$$G = 0.3873 \text{ KN/m}$$

3.3.2.2 Surcharges d'entretien (P)

Dans le cas des toitures inaccessibles, seules les charges d'entretien sont prises en compte dans les calculs. Ces charges correspondent au poids d'un ouvrier et de son assistant, représentés par deux charges concentrées de 100 kg chacune, placées à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne.

La charge uniformément répartie P_{eq} due aux surcharges d'entretien est déterminée en équilibrant les moments maximaux résultant de P et des charges ponctuelles P' , (EC1, partie 1-1, 3.3.2)

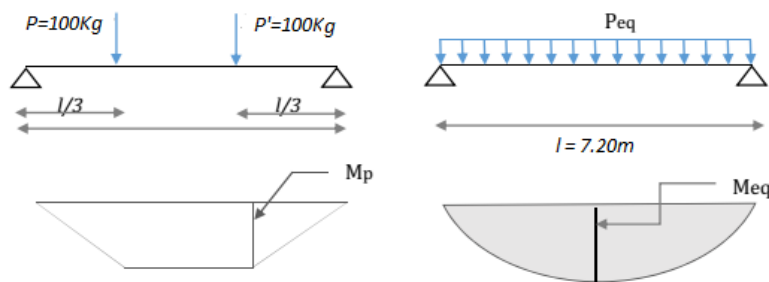


FIGURE 3.4 – Répartition des charges ponctuelle sur la portée de la panne.

À partir de la figure précédente, qui présente la disposition des deux charges concentrées, on déduit la charge de répartition équivalente.

$$M_{\max} = \frac{P \times L}{3} = \frac{100 \times 7.20}{3} = 2.4 \text{KN.m}$$

$$M_{\max} = M_{\text{eq}} = \frac{p_{\text{eq}} \times L^2}{8}$$

$$P_{\text{eq}} = 0.37 \text{KN/m}$$

3.3.2.3 Surcharge de neige (S)

La surcharge de neige appliquée sur la toiture $S = 0.7 \text{KN/m}^2$ est multipliée par $2 \times \frac{\text{entraxe entre panne}}{2}$:

$$S = S \times e = 0.7 \times 1.6$$

$$S = 1.12 \text{KN/m}$$

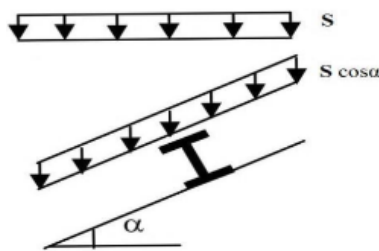


FIGURE 3.5 – Schéma statique de panne sous surcharge de la neige.

3.3.2.4 Surcharge du vent (W)

La surcharge de vent maximale appliquée sur la toiture $W = -1.284 \text{KN/m}^2$ est multipliée par $2 \times \frac{\text{entraxe entre panne}}{2}$:

$$W = W \times e = -1.284 \times 1.6$$

$$W = -2.06 \text{KN/m}$$

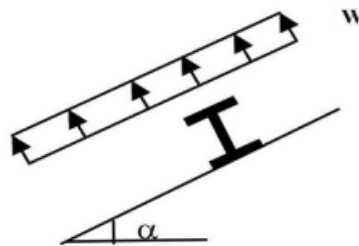


FIGURE 3.6 – Schéma statique de la surcharge climatique de vent.

3.3.3 Charges et surcharges appliquées

Les charges et surcharges appliquées sur les pannes :

- $G = 0.3873 \text{ KN/m}$
- $Q = 0.37 \text{ KN/m}$
- $S = 1.12 \text{ KN/m}$
- $W = -2.06 \text{ KN/m}$

3.3.4 Décomposition des charges

Une décomposition suivant l'axe Z-Z et l'axe Y-Y :

Suivant l'axe Z-Z

$$G_z = G \cos \alpha = 0.38 \text{ KN/m}$$

$$Q_z = Q \cos \alpha = 0.36 \text{ KN/m}$$

$$W_z = W = -2.06 \text{ KN/m}$$

$$S_z = S \cos \alpha = 1.09 \text{ KN/m}$$

Suivant l'axe Y-Y

$$G_y = G \sin \alpha = 0.1 \text{ KN/m}$$

$$Q_y = Q \sin \alpha = 0.1 \text{ KN/m}$$

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

$$S_y = S \sin \alpha = 0.37 \text{ KN/m}$$

Les combinaisons possibles données par le logiciel Autodesk Robot, sont dans le tableau suivant :

TABLEAU 3.2 – Combinaisons de charges suivant l'EC3

ELU	Combinaison de charges
1	$1.35 G + 0.75 S + 1.50 Q + 0.90 W$
2	$1.35 G + 1.50 Q + 0.90 W$
3	$1.35 G + 0.75 S + 1.50 Q$
4	$1.35 G + 1.50 Q$
5	$1.00 G + 0.75 S + 1.50 Q + 0.90 W$
6	$1.00 G + 1.50 Q + 0.90 W$
7	$1.00 G + 0.75 S + 1.50 Q$
8	$1.00 G + 1.50 Q$
9	$1.35 G + 0.75 S + 1.05 Q + 1.50 W$
10	$1.35 G + 1.05 Q + 1.50 W$
11	$1.00 G + 0.75 S + 1.05 Q + 1.50 W$
12	$1.00 G + 1.05 Q + 1.50 W$
13	$1.35 G + 1.50 W$
14	$1.00 G + 0.75 S + 1.50 W$
15	$1.00 G + 1.50 S + 1.05 Q$
16	$1.35 G + 1.50 S + 1.05 Q + 0.90 W$
17	$1.00 G + 1.50 S$
18	$1.35 G + 1.50 S + 1.05 Q$
19	$1.00 G + 1.50 S + 1.05 Q + 0.90 W$
20	$1.00 G + 1.50 S + 1.05 Q$
21	$1.35 G + 1.50 S + 0.90 W$
22	$1.35 G + 1.50 S$

- Selon les deux axes y et z, les charges maximales à l'ELS revenant à la panne la plus sollicitée sont :

Suivant l'axe y : 0.37 KN/m

Suivant l'axe z : 1.68 KN/m

- Selon les deux axes y et z, les charges maximales à l'ELU revenant à la panne la plus sollicitée sont :

Suivant l'axe y : 0.54 KN/m

Suivant l'axe z : 2.6 KN/m

3.3.5 Prédimensionnement des pannes

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

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

3.3.5.1 Condition de flèche (ELS)

La flèche à l'état limite suivant le *EC3, Partie 1-1* :

$$f_z = \frac{5Q_z L^4}{384EI_y} \leq \frac{L}{200}$$

Avec, Q_z : La combinaison la plus défavorable à l'ELS.

$$I_y \geq \frac{5 \times Q_z \times 200 \times L^3}{384 \times E} = \frac{5 \cdot 1.68 \cdot 10^{-2} \cdot 200 \cdot 720^3}{384 \cdot 21000}$$

$$I_y \geq 777.6 \text{ cm}^4$$

Donc, on opte pour un **IPE160**

Le tableau suivant présente les caractéristiques de profilé IPE 160 :

TABLEAU 3.3 – Caractéristique du profilé IPE 160

IPE 160	h(mm)	b(mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	I_y (cm ⁴)	d(mm)	G(Kg/m)	A(cm ²)
	160	82	5	7.4	68.3	127.2	15.8	20.1
	I_y (cm ⁴)	$W_{el,y}$ (cm ³)	$W_{pl,y}$ (cm ³)	i_y (cm)	A_{vz} (cm ²)	$W_{pl,z}$ (cm ³)	i_z (cm)	Classe*
	869.3	108.7	123.9	6.58	9.66	26.10	1.84	1

* : Classification ENV 1993 Acier S235, Flexion et compression est de classe : 1

3.3.6 Vérification de la flèche à ELS

La vérification de la flèche se fait avec des charges non pondérées en utilisant la formule suivante :

Suivant l'axe Z-Z

$$f_z = \frac{5 \times Q_z \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \cdot 1.68 \cdot 10^{-2} \cdot 720^4}{384 \cdot 21000 \cdot 869.3} \leq \frac{L}{200}$$

$$f_z = 3.22 \text{ cm} \leq f_{adm} = 3.6 \text{ cm}$$

Suivant l'axe Y-Y

$$f_y = \frac{5 \times Q_y \times L^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \cdot 0.37 \cdot 10^{-2} \cdot 720^4}{384 \cdot 21000 \cdot 68.3} \leq \frac{L}{200}$$

Avec, Q_y : La combinaison la plus défavorable à l'ELS.

$$f_y = 9.02 \text{ cm} \leq f_{\text{adm}} = 3.6 \text{ cm}$$

Donc la panne **IPE 160** n'est pas vérifiée à la condition de la flèche suivant Y-Y.

On propose que des liernes soient placées à mi-travée de la panne pour réduire la flèche.

Nous procédons maintenant à un nouveau calcul :

$$f_y = \frac{5 \times Q_y \times \left(\frac{L}{2}\right)^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \cdot 0.37 \cdot 10^{-2} \cdot 360^4}{384 \cdot 21000 \cdot 68.3} \leq \frac{L}{2 \times 200}$$

$$f_y = 0.56 \text{ cm} < 1.8 \text{ cm}$$

La flèche est vérifiée suivant l'axe Y-Y.

Donc, on doit ajouter des liernes pour réduire la flèche.

3.3.7 Condition de la résistance (ELU)

3.3.7.1 Vérification à la flexion déviée

La vérification de la condition de résistance à la flexion déviée est donnée par la formule suivante *EC3, partie 1-1, 5.35, p.63*.

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{pl,yrd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{pl,zrd}} \right]^\beta \leq 1$$

Avec :

La section est de classe 1.

$\gamma_{m0} = 1$: Coefficient partiel de sécurité.

On a $N=0$, donc : $\alpha = 2$ et $\beta = 1$. *EC3, Chapitre 5.4*

$$M_{sd} = \frac{q \cdot l^2}{8}$$

Le moment sollicitant suivant l'axe Z-Z :

$$M_{y,sd} = \frac{Q_z \cdot L^2}{8} = \frac{2.6 \cdot 7.20^2}{8} = 16.848 \text{ KN.m}$$

Q_z : La combinaison la plus défavorable à l'ELU.

Le moment sollicitant suivant l'axe Y-Y :

$$M_{z,sd} = \frac{Q_y \cdot \left(\frac{L}{2}\right)^2}{8} = \frac{0.54 \cdot 360^2}{8} = 0.874 \text{ KN.m}$$

Q_y : La combinaison la plus défavorable à l'ELU.

Avec :

Le moment plastique :

$$M_{pl} = \frac{W_{pl,fy}}{\gamma_{m0}}$$

$M_{pl,yrd}, M_{pl,zrd}$: Sont des moments résistants plastique suivant l'axe YY et ZZ.

$$M_{pl,yrd} = 123.9 \cdot 235 \cdot 10^{-3} = 29.11 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,zrd} = 26.1 \cdot 235 \cdot 10^{-3} = 6.13 \text{ KN.m}$$

Alors :

$$\left(\frac{16.848}{29.11}\right)^2 + \left(\frac{0.874}{6.16}\right) = 0.48 < 1$$

Donc, la flexion bi-axiale est vérifiée.

3.3.7.2 Vérification au cisaillement

Pour la vérification au cisaillement, on utilise la condition de règlement (*EC3, p.158*) :

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

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

Avec : $V_{z,sd}, V_{y,sd}$: Le cisaillement sollicitant suivant les axes Y-Y et Z-Z.

$V_{pl,z,rd}, V_{pl,y,rd}$: Le cisaillement résistant plastique, suivant les axes Y-Y et Z-Z.

La figure suivante représente l'effort de cisaillement suivant les deux axes Y-Y et Z-Z de la panne ;

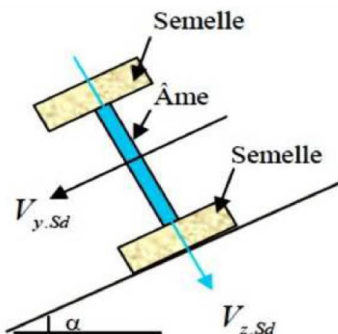


FIGURE 3.7 – Représentation de cisaillement

On calcul :

$$V_{z,sd} = \frac{Q_z \cdot L}{2} = \frac{2.6 \cdot 7.20}{2}$$

$$V_{y,sd} = \frac{Q_y \cdot \frac{L}{2}}{2} = \frac{0.54 \cdot 3.60}{2}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}}$$

$$A_v = A - A_{vz}$$

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f$$

Où :

A_v : Aire de cisaillement.

On trouve :

$$A_v = 9.7 \text{ cm}^2$$

$$V_{z,sd} = 9.36 \text{ KN}$$

$$V_{y,sd} = 0.972 \text{ KN}$$

$$V_{pl,z,rd} = 131.6 \text{ KN}$$

$$V_{pl,y,rd} = 5.42 \text{ KN}$$

On remplace :

$$V_{z,sd} = 9.36 \text{ KN} \leq 131.6 \text{ KN} = V_{pl,z,rd}$$

$$V_{y,sd} = 0.972 \text{ KN} \leq 5.42 \text{ KN} = V_{pl,y,rd}$$

Donc, la condition de l'effort tranchant est vérifiée.

3.3.7.3 Vérification au déversement

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges descendantes est susceptible de déverser. Vu qu'elle est fixée à la toiture il n'y a donc pas de risque de déversement contrairement à la semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement et qui est quant à elle susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée. La combinaison de charge pour le risque de déversement est la première combinaison dans laquelle le vent agit seul et risque de faire déverser la panne.

Déversement = flambement latéral + rotation de la section transversale.

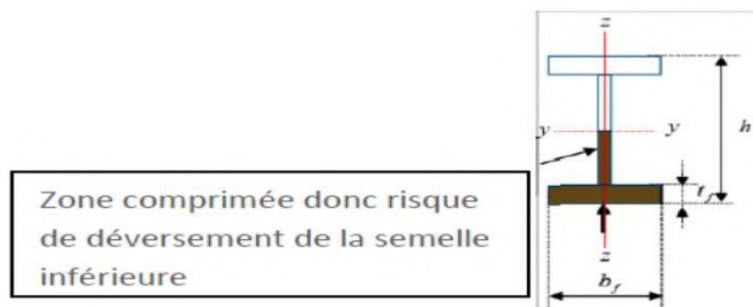


FIGURE 3.8 – Représentation du déversement de la semelle inférieure.

La résistance au déversement du profilé est vérifiée si la condition suivante est satisfaite de (EC3, 5.5.2) :

$$M_{Sd,max} \leq M_{b,Rd}$$

On vérifie tout d'abord si l'élanement réduit (EC3, Partie 1-1, Annexe F.15) :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_L} \leq 0.4$$

Où :

$$\lambda_{LT} = \frac{L/iz}{\sqrt{C_1 \left(1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/iz}{h/t_f}\right)^2\right)^{0.25}}} = \frac{360/1.84}{\sqrt{1.132 \left(1 + \frac{1}{20} \left(\frac{360/1.84}{160/7.4}\right)^2\right)^{0.25}}}$$

Avec :

$K = 1$ Appui simple (EC3, Tableau F.1.2)

$C_1 = 1.132$ Facteur dépendant des conditions de charge et d'encastrement (Tableau F.1.2 EC3)

$$\lambda_{LT} = 122.4$$

$$\lambda_L = 93.9\epsilon$$

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{122.4}{93.9} = 1.3 > 0.4$$

Donc Il y a un risque de déversement.

À partir de la courbe de flambement b ; $\alpha_{LT} = 0.21$

$$\Phi_{LT} = 0.5(1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2) = 0.5(1 + 0.21(1.3 - 0.2) + 1.3^2)$$

$$\Phi_{LT} = 0.65$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0.65 + \sqrt{0.65^2 - 1.3^2}}$$

$$\chi_{LT} = 0.47$$

Avec : $\beta_w = 1$ $\gamma_{M1} = 1.1$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0.47 \cdot 1 \cdot 123.9 \cdot 10^{-2} \cdot 23.5/1.1 = 12.4 \text{ KNm}$$

$$M_{Sd,max} = \frac{Q \times (L/2)^2}{2} = 4.21 \text{ KNm}$$

$$M_{Sd,max} = 4.21 \text{ KN.m} \leq 12.4 \text{ KN.m} = M_{b,Rd}$$

En conclusion, les conditions sont vérifiées, On adopte un IPE 160.

3.4 Calcul des liernes

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

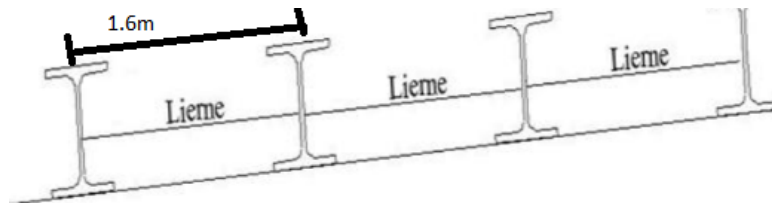


FIGURE 3.9 – Coupe transversale des liernes.

3.4.1 Calcul de l'effort de traction dans la lierne la plus sollicitée

La combinaison de charge la plus sollicitée est la suivante :

$$1.35G_y + 1.5S_y = 0.54 \text{ KN/m}$$

La réaction R au niveau du lierne :

$$R = 1.25 \cdot Q_y \cdot \frac{L}{2} = 2.43 \text{ KN}$$

3.4.2 Efforts de traction dans le tronçon de lierne provenant de la panne sablière

Calculons les efforts de traction dans le tronçon de lierne provenant de la panne sablière.

$$T1 = \frac{R}{2}$$

$$T1 = 1.22 \text{ KN}$$

$T1$: Force de traction dans le tronçon de lierne

Effort dans le tronçon $L2$: $T2 = T1 + R = 3.65 \text{ KN}$

Effort dans le tronçon $L3$: $T3 = T2 + R = 6.08 \text{ KN}$

Effort dans le tronçon $L4$: $T4 = T3 + R = 8.51 \text{ KN}$

Effort dans le tronçon $L5$: $T5 = T4 + R = 10.94 \text{ KN}$

Effort dans le tronçon $L6$: $2 \cdot T6 \cdot \sin \alpha = T5$

Avec : $\alpha = \arctan \frac{1.6}{3.6}$ $\alpha = 24^\circ$

$$T6 = \frac{T5}{2 \sin 24^\circ}$$

$$T6 = 13.44 \text{ KN}$$

3.4.3 Dimensionnement des liernes

Le tronçon le plus sollicité est celui qui a l'effort maximal $N_{tsd} = 13.44 \text{ KN}$. La condition de résistance plastique de la section brute impose que :

$$N_{tsd} \leq N_{pl}$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

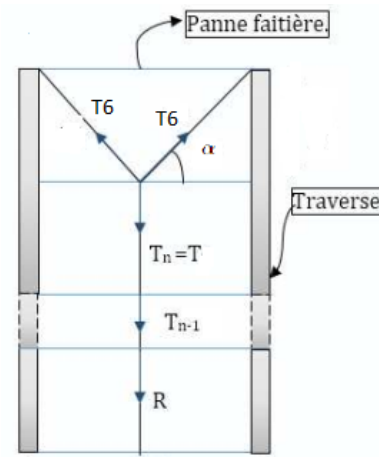


FIGURE 3.10 – Les liernes de toiture.

$$\text{Donc } A \geq \frac{\gamma_{m0} \cdot N_{t,sd}}{f_y}$$

$$A = \frac{\pi \cdot \Theta^2}{4} \geq 0.57 \text{ cm}^2$$

$$\Theta = 0.85 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratiques, on adopte un diamètre Θ pour une barre ronde de **10mm**

3.5 Dimensionnement de l'échantignolle

L'échantignolle est un dispositif de fixation qui permet de fixer les pannes sur les fermes ou les traverses de portiques. Le principal effort de résistance de l'échantignolle est le moment de renversement dû au chargement (surtout sous l'action et soulèvement du vent).

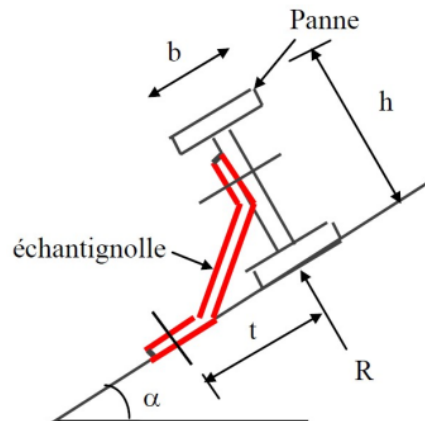


FIGURE 3.11 – Vue en 3D de l'échantignolle

3.5.1 Dimensionnement de l'échantignolle

3.5.1.1 Excentrement (t)

L'excentrement t est limité par la condition suivante :

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

Les pannes sont des **IPE 160** avec : $b = 8.2 \text{ cm}$; $h = 16 \text{ cm}$. On adopte **$t = 10 \text{ cm}$**

3.5.1.2 Calcul du moment de renversement M_r

Sous la combinaison de charge la plus défavorable :

$$G_z + 1.5W = -2.6 \text{ KN/m}$$

$$1.35G_y + 1.5S_y = 0.54 \text{ KN/m}$$

L'effort **R** revenant à l'échantignolle n'est rien que la réaction d'appui des pannes. On prendra l'effort maximal correspondant à l'échantignolle intermédiaire (et non l'échantignolle de rive).

$$R_z = Q_{ELU} \times L = 7.20 \times 2.6 = 18.72 \text{ KN/m}$$

$$R_y = Q_{ELS} \times L = 7.20 \times 0.54 = 3.9 \text{ KN/m}$$

L'effort **R** risque de provoquer le pliage de l'échantignolle. Pour prévenir ce risque, il faut vérifier que le moment de renversement **M_r** ne dépasse pas le moment de pliage $M_r \leq M_{\text{pliage}}$.

$$M_r = R_z \times t + R_y \times \frac{h}{2}$$

$$M_r = 2.18 \text{ KNm}$$

3.5.1.3 Dimensionnement de l'échantignolle

les échantignolles sont des éléments formés à froid. La classe de la section est au moins de classe 3

$$M_{\text{pliage}} = \frac{w_{ely} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$W_{ely} \geq \frac{M_r \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$W_{ely} \geq 9.2 \text{ cm}^3$$

3.5.1.4 Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle

Pour une section rectangulaire :

$$w_{ely} = \frac{b \times e^2}{6}$$

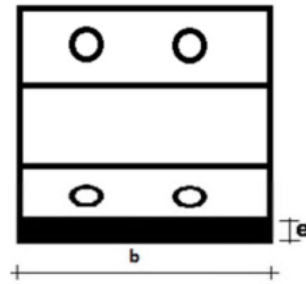


FIGURE 3.12 – Dimensions de l'échantignolle.

$$e = \sqrt{\frac{w_{ely} \times 6}{b}} \approx 18 \text{ mm}$$

On adopte pour l'attache des pannes un échantignolle d'épaisseur $e = 18 \text{ mm}$ et de longueur $b = 200 \text{ mm}$ avec des boulons de $\varnothing = 12 \text{ mm}$.

Supposant que la traverse a une largeur b d'au moins 300 mm .

3.6 Calcul des lisses de bardage

Les lisses de bardages sont des éléments de profilé laminé qui sont constituées de poutrelles (IPE, UAP, UPN) ou de profils minces pliés. Etant disposées horizontalement, elles sont portées soit par les poteaux de portiques, soit par les potelets intermédiaires. Elles sont destinées à reprendre les efforts du vent sur les bardages.

3.6.1 Données de calcul

La portée entraxe des lisses égale $e=1.83 \text{ m}$ (espace entre 2 lisses). On dispose de lignes de 7 lisses sur chaque paroi.

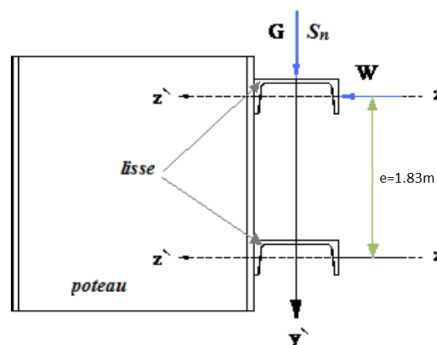


FIGURE 3.13 – Disposition des lisses.

3.6.2 Evaluation des charges et surcharges

3.6.2.1 Les charges permanentes

On présente les poids propre supporté par :

Poids propre de bardage $P_{\text{bardage}} = 9.81 \text{ Kg/m}^2$

Poids propre d'accessoire d'attache $P_{\text{accessoire}} = 1.5 \text{ Kg/m}^2$

Poids propre de lisse (UPN 160) $P_{\text{lisse}} = 17 \text{ Kg/m}$

$$G = (P_{\text{bardage}} + P_{\text{accessoire}}) \times e + P_{\text{lisse}} = (9.81 + 1.5) \times 1.83 + 17$$

$$G = 0.38 \text{ KN/m}$$

3.6.2.2 La surcharge climatique du au vent

On calcule les lisses de bardages avec la valeur obtenue :

$$W = 1.02 \text{ KN/m}^2. \text{ D'où : } V = 1.02 \times e = 1.83 \times 1.02 = 1.87 \text{ KN/m.}$$

Donc $V = 1.87 \text{ KN/m}$.

Charge appliquées à l'ELU :

$$q_y = 1.35G = 0.52 \text{ KN/ml}$$

$$q_z = 1.5W = 2.81 \text{ KN/ml}$$

Charge appliquées à l'ELS :

$$q_y = G = 0.38 \text{ KN/ml}$$

$$q_z = W = 1.87 \text{ KN/ml}$$

3.6.3 Prédimensionnement des lisses

3.6.3.1 Condition de la flèche

Utilisons la condition de la flèche maximale. La condition est donnée par :

Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée (axe Z-Z) :

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

$$I_y \geq \frac{200 \cdot 5 \cdot 1.87 \cdot 10^{-2} \cdot 720^3}{384 \cdot 21000} = 865.54 \text{ cm}^4$$

Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée (axe Y-Y) :

$$f_y = \frac{5 \cdot Q_y \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \cdot 038 \cdot 10^{-2} \cdot L^4}{384 \cdot 21000 \cdot 911} \leq \frac{L}{200}$$

$$f_y = 0.7\text{cm} \leq 3.6\text{cm}$$

Donc le **UPN160** vérifié.

Les caractéristiques du profilé UPN 160 dans le tableau suivant :

TABLEAU 3.4 – Caractéristique du profilé UPN 160

UPN 160	h(mm)	b(mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	r(mm)	A(cm ²)	G(Kg/m)	d(mm)
	160	70	5.5	9.5	12	21.7	17	133.8
	I_y (cm ⁴)	$W_{el,y}$ (cm ³)	$W_{pl,y}$ (cm ³)	i_y (cm)	I_z (cm ⁴)	$W_{el,z}$ (cm ³)	$W_{pl,z}$ (cm ³)	i_z (cm)
	911	113.9	131.6	6.48	107	22.6	41	2.22

3.6.3.2 Vérification à la flexion bi-axiale

Dans la condition de résistance à l'ELU, il faut faire les vérifications suivantes :

Pour cette vérification, on utilise la condition suivante (*EC3, Article 5.4.8.4*).

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{pl,yrd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{pl,zrd}} \right]^\beta \leq 1$$

Avec : $\alpha = 2$, $\beta = 1$

M_{ply} : Moment de résistance plastique de la section brute par rapport à l'axe Y-Y

M_{plz} : Moment de résistance plastique de la section brute par rapport à l'axe Z-Z

$$M_{ply} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 30.92 \text{ KNm}$$

$$M_{plz} = W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 9.64 \text{ kNm}$$

$$M_{y,Sd} = \frac{Q_z \times L^2}{8} = 18.2 \text{ KNm}$$

$$M_{z,Sd} = \frac{Q_y \times L^2}{8} = 3.37 \text{ KNm}$$

$$\left(\frac{12.8}{30.92} \right)^2 + \left(\frac{3.37}{9.64} \right) = 0.7 \leq 1$$

Donc vérifiée à la flexion bi-axiale.

3.6.3.3 Vérification au cisaillement

La vérification à l'effort de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$V_{z,Sd} \leq V_{plz}$$

Avec :

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f$$

$$A_v = 21.7 - 2 \cdot 0.7 \cdot 0.95 + (0.55 + 2 \cdot 1.2) \cdot 0.95$$

$$A_v = 2317 \text{ mm}^2$$

$$V_{plz} = A_{vz} \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = 31.44 \text{ KN}$$

$$V_{Sd,z} = \frac{Q_z \times L}{2} = 10.12 \text{ KN}$$

$$10.12 \text{ KN} \leq 31.44 \text{ KN}$$

Donc elle vérifiée le cisaillement.

3.6.3.4 Vérification au déversement

Il n'y a pas de risque de déversement de la lisse du moment que la semelle comprimée est soutenue latéralement sur toute sa longueur par le bardage.

3.7 Calcul des potelets

Les potelets sont le plus souvent des profilés en I ou H destinés à rigidifier la clôture (bardage) et résister aux efforts horizontaux du vent, leur caractéristique varient en fonction de la nature du bardage et de la hauteur de la construction. Ils sont considérés comme articulés aux deux extrémités.

On a :

- 03 potelets sur chaque pignon
- Les potelets sont en acier S235.
- Chargement uniforme suivant les deux axes.
- Les potelets sont articulés en tête et en pied.
- Poids propre d'une lisse : $G = 1.7 \text{ KN/m}$.
- Poids du bardage : 0.981 KN/m^2 .
- L'entraxe entre potelets **e=5.1m**.

3.7.1 Calcul des charges et surcharges revenant au potelet le plus chargé

3.7.1.1 Charges permanente (G)

On présente les poids propre supporté par :

Poids propre de bardage $P_{\text{bardage}} = 9.81 \text{ Kg/m}^2$

Poids propre d'accessoire d'attache $P_{\text{accessoire}} = 1.5 \text{ Kg/m}^2$

Poids propre de lisse (UPN 160) $P_{\text{lisse}} = 17 \text{ Kg/m}$

$$G = (P_{\text{bardage}} + (P_{\text{accessoire}}) \times 5.1 + 17$$

$$G = 0.75 \text{ KN/m}$$

3.7.1.2 Surcharge climatique (W)

La charge du vent la plus défavorable sur le pignon est $W = 1.02 \text{ KN/m}^2$

$$V = W \times e = 1.02 \times 5.1$$

$$V = 5.2 \text{ KN/m}$$

3.7.2 Le pré dimensionnement du potelet

On calcule I_y suivant la condition de la fêche :

On prend $L=13.5\text{m}$ du potelet le plus défavorable, appliqué par la surcharge V , la plus défavorable.

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

On calcule :

$$I_y \geq \frac{200 \cdot 5 \cdot 5.2 \cdot 10^{-2} \cdot 1350^3}{384 \cdot 21000} = 15865 \text{ cm}^4$$

Donc, on opte pour un IPE360.

Le tableau suivant présente les caractéristiques du profilé IPE 360 : La figure suivante représente

TABLEAU 3.5 – Caractéristique du profilé IPE 360

	h(mm)	b(mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	Av_z (cm ³)	A(cm ²)	G(Kg/m)	d(mm)
IPE 360	360	170	8	12.7	35.14	72.7	57.1	298.6
	I_y (cm ⁴)	$W_{el,y}$ (cm ³)	$W_{pl,y}$ (cm ³)	i_y (cm)	I_z (cm ⁴)	$W_{el,z}$ (cm ³)	$W_{pl,z}$ (cm ³)	i_z (cm)
	16270	903.6	1019	14.95	1043	122.8	191.1	3.79

la position du potelets :

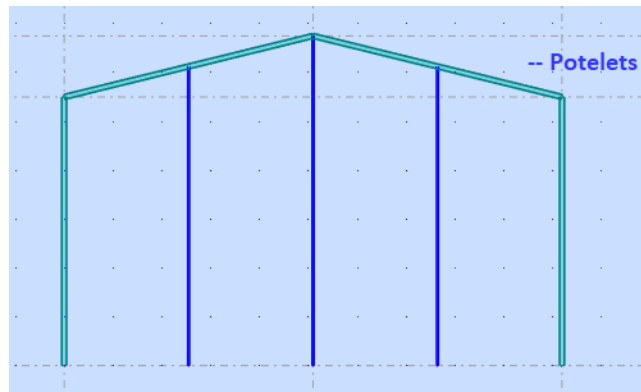


FIGURE 3.14 – Schéma vue 2D du pignon représentant les potelets

3.7.3 Vérification de la section à la résistance

3.7.3.1 Incidence de l'effort tranchant

L'effort tranchant est l'effort produit par deux forces opposées qui tendent à sectionner (trancher ou cisailer) la pièce qui la subit.

Si : $V_{Sd} \leq 0.5 \times V_{pl,Rd}$, alors il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant, (EC3, 6.2.10).

$$Q_{z,Sd} = 1.5 \times V = 1.5 \cdot 5.2 = 7.8 \text{ KN/m}$$

$$V_{z,Sd} = Q_{z,Sd} \times \frac{H}{2} = 7.8 \cdot 13.5/2 = 52.56 \text{ KN}$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{35.14 \cdot 23.5}{3 \cdot 1} = 275.3 \text{ KN}$$

$$V_{Sd} = 52.56 \text{ KN} \leq 0.5 \times V_{pl,Rd} = 137.65$$

La condition est vérifiée. L'incidence de l'effort tranchant sur le moment résistant peut être négligée.

3.7.3.2 Incidence de l'effort normale

Si $N_{Sd} \leq \min(0.25 \times N_{pl,Rd}, 0.5 \times A_w \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}})$, alors il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal, (EC3, partie 1, 6.2.10).

$$N_{Sd} = 1.35 \times G = 1.35 \cdot 0.75 = 1.02 \text{ KN/m}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{72.7 \cdot 23.5}{1.1} = 1708 \text{ KN}$$

$$0.25 \times N_{pl,Rd} = 427 \text{ KN}$$

$$A_w = A - 2 \times b \times t_f = 72.7 - 2 \cdot 17 \cdot 1.27 = 29.5 \text{ cm}^2$$

$$0.5 \times A_w \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0.5 \cdot 29.5 \cdot 23.5}{1.1} = 347 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} = 1.02 \text{ KN} \leq 347 \text{ KN}$$

L'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut être négligée.

3.7.3.3 Vérification des moments en flexion

On vérifie la condition suivante, *EC3, partie 1-1, p.5-56, 5.4.5* :

$$M_{y,Sd} < M_{pl,Rd}$$

On calcul :

$$M_{pl,Rd} = M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1019 \cdot 23.5 \cdot 10^{-2}}{1.1} = 217.7 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,Sd} = \frac{Q_{z,Sd} \times L^2}{8} = \frac{7.8 \cdot 13.5^2}{8} = 177.7 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,Sd} = 177.7 \text{ KN.m} < 217.7 \text{ KN.m} = M_{pl,Rd}$$

La condition est vérifiée.

3.7.3.4 Flexion composée avec risque de flambement

On vérifie la condition suivante, (*EC3, partie 1, p.5-81, 5.5.4*) :

$$\frac{N_{Sd}}{X_z \cdot N_{pl,Rd}} + K_{LT} \cdot \frac{M_{y,Sd}}{X_{LT} \cdot M_{ply,Rd}} \leq 1.0$$

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

$$X_{\min} = \min(X_y, X_z)$$

Flambement par rapport à l'axe fort Y-Y :

$$\Phi_y = 0.5(1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2)$$

Extrait du (*EC3, partie 1, P.5-70, 5.5.1.2*) :

$$\chi_y = \frac{1}{(\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2})} = 0.7$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.9\epsilon}$$

$$\epsilon = 1$$

Axe de flambement Y-Y → courbe de flambement a ; $\alpha_y = 0.21$ (tableau 3)

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1350}{149.5} = 90.3$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{90.3}{93.9} = 0.961$$

$$\Phi_y = 0.5(1 + 0.21(0.961 - 0.2) + 0.961^2) = 1.04$$

$$\chi_y = \frac{1}{(1.04 + \sqrt{1.04^2 - 0.961^2})} = 0.7$$

Flambement par rapport à l'axe fort Z-Z :

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{183}{3.79} = 48.28$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{48.28}{93.9} = 0.514$$

Axe de flambement Y-Y → courbe de flambement b ; $\alpha_z = 0.34$

$$\Phi_z = 0.5(1 + 0.21(0.514 - 0.2)) + 0.514^2 = 0.69$$

$$\chi_z = \frac{1}{(0.69 + \sqrt{0.69^2 - 0.514^2})} = 0.86$$

Alors, X_{min} est de valeur :

$$X_{min} = \min(X_y, X_z)$$

$$X_{min} = 0.7$$

Pour les profilés laminés en I ou H

$$\lambda_{LT} = \frac{L/iz}{\sqrt{C1} \left(1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/iz}{h/t_f}\right)^2\right)^{0.25}} = \frac{1350/37.9}{\sqrt{1.132} \left(1 + \frac{1}{20} \left(\frac{1350/37.9}{360/12.7}\right)^2\right)^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = 32$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0.34 < 0.4$$

Donc, pas de risque de déversement.

3.7.3.5 Vérification au flambement

On vérifie la condition suivante :

$$\frac{N_{Sd}}{X_{min} \times N_{pl,Rd}} + \frac{K_y \times M_{y,Sd}}{M_{ply,Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{1.01}{0.7 \times 1708} + \frac{1 \times 23}{240} \leq 1.0$$

Il vérifie au flambement.

Donc, le profil IPE 360 convient comme potelet.

3.8 Conclusion

Les calculs réalisés dans ce chapitre nous ont permis d'identifier les types de profilés capables de supporter leur propre poids ainsi que les efforts dus au vent.

Après les vérifications nécessaires de tous les éléments, nous avons retenu les types suivants :

- Les pannes : **IPE 160** avec des liernes de 10 mm (14 pannes).
- Les lisses de bardage : **UPN 160** (7 lisses de bardage).
- Les potelets : **IPE 360** (3 potelets).

CHAPITRE 4

Prédimensionnement de Système de Contreventement

Le diagramme suivant illustre les différents étapes de prédimensionnement de système de contreventement :

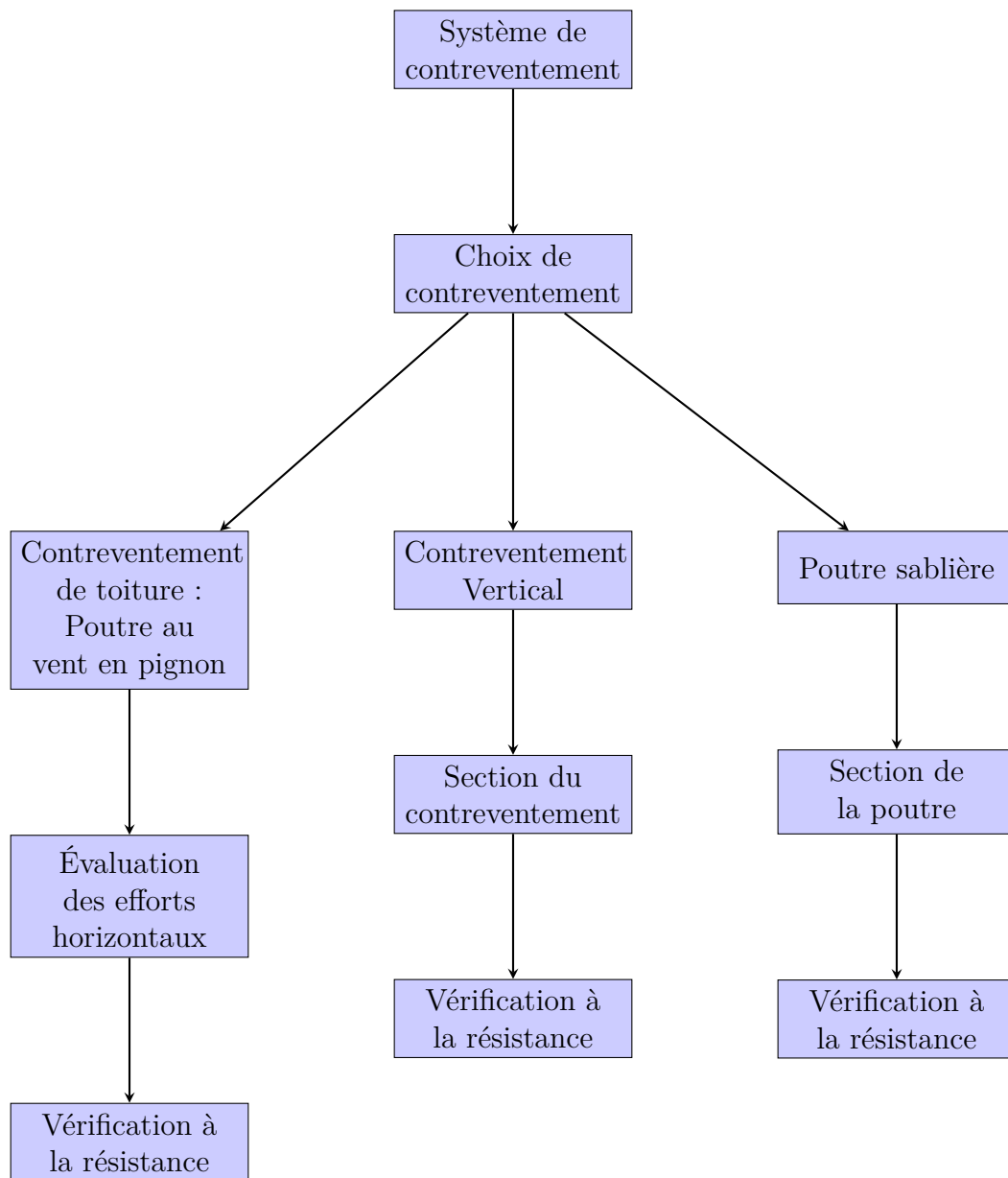


Diagramme de prédimensionnement de système de contreventement

4.1 Introduction

Les contreventements sont des éléments essentiels pour assurer la stabilité des structures en résistant aux forces horizontales telles que le vent, les séismes, les freinages des ponts roulants, les chocs, etc. Leur rôle est de garantir la transmission de ces charges horizontales jusqu'aux fondations. Ils sont positionnés dans les toitures, le long des versants (sous forme de poutres au vent), et sur les façades (sous forme de palées de stabilité) pour reprendre les efforts horizontaux sur les pignons et les longs pans.

Les principales fonctions des contreventements sont les suivantes :

- **Transmettre les efforts horizontaux jusqu'aux fondations** : Ils gèrent les forces dues aux actions latérales ou horizontales causées par des éléments comme le vent, les séismes, les forces de freinage des ponts roulants, les explosions, les chocs de véhicules, et la poussée des terres.
- **Limiter les déformations** : Ils empêchent de grandes déformations ou limitent les déplacements horizontaux sous l'effet de ces actions.
- **Réduire les risques de flambement et de déversement** : Ils jouent un rôle crucial contre l'instabilité en diminuant les longueurs de flambement des poteaux et en constituant parfois des appuis latéraux intermédiaires pour les éléments comprimés des poutres et portiques.
- **Améliorer le comportement vibratoire** : En modifiant la période fondamentale de la construction, ils aident à éviter le phénomène de résonance, ce qui est crucial pour la stabilité de la structure et de ses éléments élancés.

Justification du choix de contreventement : Selon l'effort du vent appliqué sur le côté long-pan ou bien sur le côté pignon, nous avons disposé aux deux extrémités un système de contreventement par croix de Saint-André (**X**) sur toute la largeur du portique 7.20 m.

4.2 Contreventements de toiture (poutre au vent)

La transmission des efforts horizontaux sur le pignon se fait successivement du bardage aux lisses, aux potelets, puis à la traverse du portique. Étant donné que cette traverse n'est pas rigide transversalement, il est nécessaire de la stabiliser en construisant un dispositif dans le plan de la toiture. La poutre contreventée est calculée comme une poutre à treillis reposant sur trois appuis et soumise aux réactions horizontales des potelets.

Les figures suivantes représentent une vue en plan de la poutre au vent, et le schéma statique :

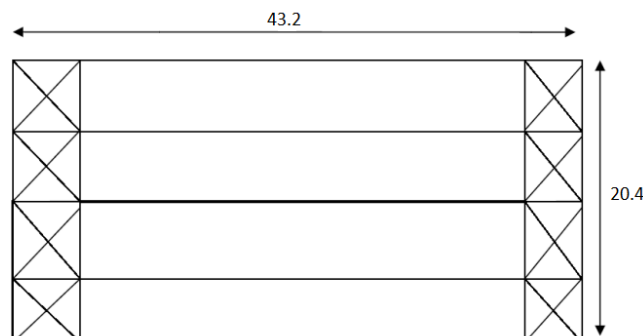


FIGURE 4.1 – Vue en plan de la poutre au vent.

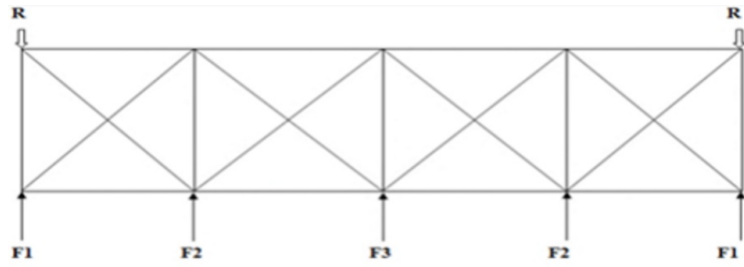


FIGURE 4.2 – Schéma statique de la poutre au vent.

4.3 Evaluation des efforts horizontaux

4.3.1 Calcul de force de frottement

La force de frottement est négligée d'après les vérifications faites dans le **Chapitre II**.

4.3.2 Efforts horizontaux

on calcule les efforts horizontaux suivant la formule :

$$F_i = W_i \times S_i$$

Avec :

W_i : surcharge du vent

S_i : surface du vent

Calcul de S_i :

$$S_i = \frac{h_i \times l_i}{2}$$

$$R = \frac{\sum F_i}{2} = \frac{2(F_1 + F_2) + F_3}{2}$$

Les résultats de F_i sont résumés dans le tableau suivant :

 TABLEAU 4.1 – Les valeurs de F_i

i	1	2	3
h_i (m)	11	12.27	13.50
l_i (m)	2.55	5,10	2.55
S_i (m ²)	14.03	31.29	17.21
W_i (KN/m ²)	1,02	1,02	1,02
F_i (KN)	14.31	31.91	17.56
R (KN)	55		

4.3.3 Effort de traction dans les diagonales

On ne fait travailler que les diagonales tendues et on considère que les diagonales comprimées ne reprenant aucun effort.

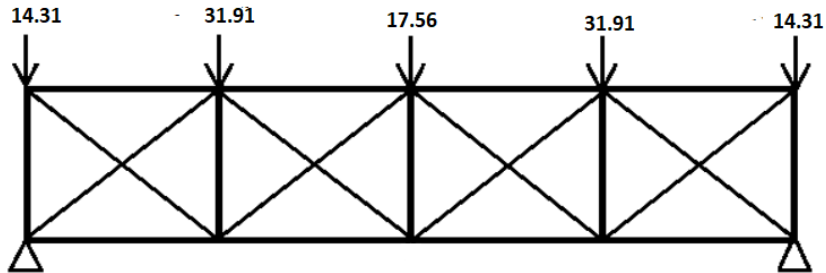


FIGURE 4.3 – Schéma statique de la poutre au vent.

La diagonale la plus sollicitée en traction est celle située à proximité de l'appui :

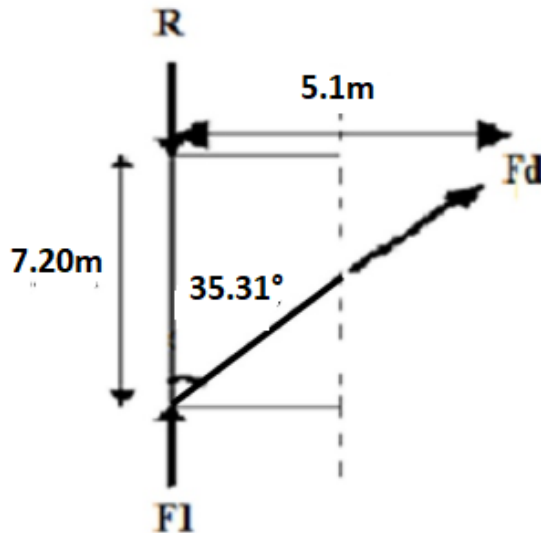


FIGURE 4.4 – La diagonale la plus sollicitée en traction.

On calcule l'effort F_d dans la diagonale

$$\theta = \arctan\left(\frac{5.1}{7.2}\right) = 35.31^\circ$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$R + F1 + F_d \times \cos \theta = 0$$

$$F_d = 37.46 \text{ KN}$$

On déduit la force de sollicitation dans la diagonale :

$$N_{sd} = 1.5 \times F_d = 56.2 \text{ KN}$$

Calcul de la section brute A de la diagonale :

On détermine la section à partir du (*EC3, 6.2.10*) :

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

$$A \geq 2.63 \text{ cm}^2$$

On opte pour la section **L45x45x5** de section $A = 4.30 \text{ cm}^2$.

4.3.4 Vérification à la résistance ultime de la section

On vérifie la condition de résistance suivante, extrait de (*EC3, partie 1, p.5-54, 5.4.3*) :

$$N_{Sd} = 56.2 \text{ KN} \leq N_{u,Rd} = \frac{0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

Pour une cornière isolée de $L45 \times 45 \times 5$ ($A = 4.30 \text{ cm}^2$).

Avec un boulon de 12mm, et trous 13mm.

Section nette : $A_{net} = A - (e \times d) = 4.30 - (0.5 \times 1.3) = 3.65 \text{ cm}^2$

Avec :

$$\gamma_{M2} = 1.25; f_u = 360 \text{ Mpa}$$

$$N_{Sd} = 56.2 \text{ KN} \leq 94.6 \text{ KN} = N_{u,Rd}$$

Donc, la cornière **L 45 × 45 × 5** convient pour les diagonales de la poutre au vent.

4.3.5 Calcul de la poutre sablière

La poutre sablière est considérée comme une barre de contreventement verticale, donc elle est soumise à un effort horizontal (R) et son poids propre (G), d'où la vérification se fera en flexion composée. (Voir la figure suivante)

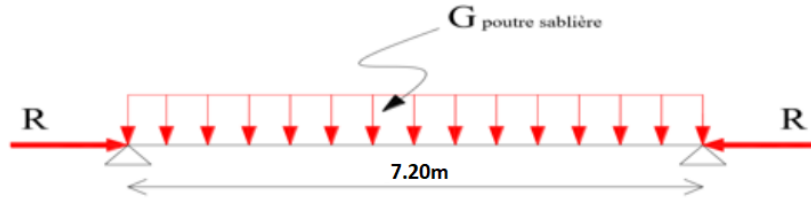


FIGURE 4.5 – Schémas statique de la poutre sablière.

La poutre sablière de portique longitudinal intermédiaire reçoit deux réactions de la poutre au vent de pignon calculées précédemment qui sont considérés comme un effort de compression avec :

$$N_{c,Sd} = R = 55 \text{ KN}$$

4.3.5.1 Prédimensionnement

Le pré dimensionnement se fait en compression simple, extrait de (*EC3, partie 1, 5-54, 5.4.3*) :

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

$$A \geq \frac{N_{c,Sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = 2.34 \text{ cm}^2$$

On opte pour un **IPE80** de section $A = 7.64 \text{ cm}^2$.

4.3.5.2 Vérification de la poutre sablière au flambement

On vérifie la condition extraite de l'(*EC3, partie 5, p.5-70, 5.5.1*) :

$$N_{Sd} \leq X_{LT} \times \frac{\beta_0 \times A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

On calcule :

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{720}{1.05}}{\sqrt{1.132} \left(1 + \frac{1}{20} \left(\frac{720/1.05}{80/5.2}\right)^2\right)^{0.25}} = 203.64$$

$$\bar{\lambda} = \frac{203.64}{93.9} = 2.17$$

$$\Phi_y = 0.5 \left(1 + 0.21 (2.17 - 0.2) + 2.17^2\right) = 3.06$$

$$X_{LT} = \frac{1}{3.06 + (3.06^2 - 2.17^2)^{0.25}} = 0.22$$

Avec $\beta_0 = 1$:

$$N_{Sd} = 55 \text{ KN} \geq 35.91 \text{ KN} = \frac{0.22 \times 1 \times 7.64 \times 23.5}{1.1}$$

La section ne vérifiée pas le flambement.

On vérifie maintenant avec le profilé **IPE120** la condition de flambement :

$$N_{Sd} \leq X_{LT} \times \frac{\beta_0 \times A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

On calcule :

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{720}{1.45}}{\sqrt{1.132} \left(1 + \frac{1}{20} \left(\frac{720/1.45}{120/6.3}\right)^2\right)^{0.25}} = 198$$

$$\bar{\lambda} = \frac{198}{93.9} = 2.1$$

$$\Phi_y = 0.5 \left(1 + 0.21 (2.17 - 0.2) + 2.17^2\right) = 2.9$$

$$X_{LT} = \frac{1}{3.06 + (3.06^2 - 2.17^2)^{0.25}} = 0.23$$

$$N_{Sd} = 55 \text{ KN} \leq 65 \text{ KN} = \frac{0.22 \times 1 \times 13.2 \times 23.5}{1.1}$$

La section vérifiée au flambement.

4.3.5.3 Vérification de la flexion composée

La vérification à faire est comme suit, extrait de *EC3, partie 1, 5.38, p.5-64* :

$$\frac{N_{Sd} \times f_y}{A \times \gamma_{M0}} + \frac{M_{Sd,y}}{M_{pl,y}} \leq 1$$

$$M_{Sd,y} = \frac{1.35 \times G_{IPE120} \times L^2}{8} = 0.9 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{55}{310.2} + \frac{0.9}{1420} = 0.177 \leq 1$$

La condition est vérifiée.

Donc on opte sur un **IPE120** pour la poutre sablière

4.3.6 Etude de contreventement vertical

Le contreventement vertical a pour rôle de transmettre les efforts horizontaux longitudinaux dus à la réaction de la poutre au vent du pignon et les réactions dues au freinage du pont roulant, vers les fondations.

On prend les valeurs suivantes :

$$H_L = 10 \text{ KN}$$

$$R = 55 \text{ KN}$$

$$F1 = 14.31 \text{ KN}$$

$$\alpha = \arctan\left(\frac{5.5}{7.2}\right) = 37.37^\circ$$

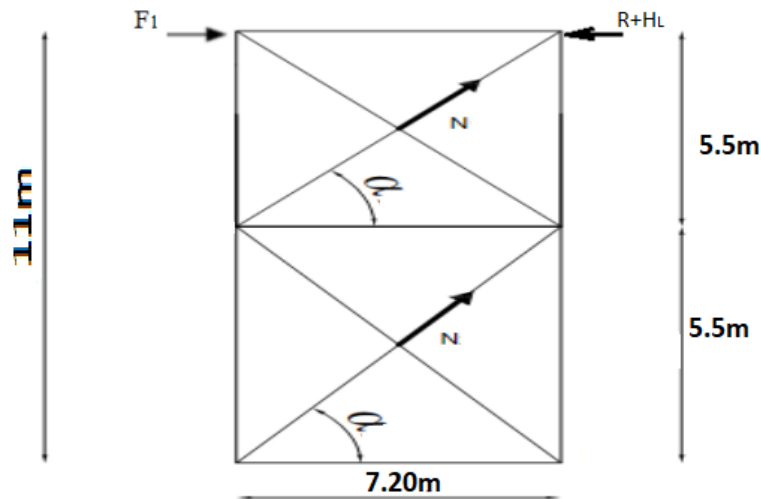


FIGURE 4.6 – Schéma statique de deux palées de stabilités.

On extrait de la figure :

$$F1 + N \cdot \cos\alpha = R + H_L$$

Donc :

$$N = R - F1 + H_L / \cos\alpha$$

$$N = 63.78 \text{ KN}$$

4.3.6.1 Section des diagonales

Calcul de la section brute A de la diagonale :

$$N_{Sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A > \frac{N_{Sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = 2.71 \text{ cm}^2$$

$$A = 4.30 \text{ cm}^2$$

On opte pour une cornière isolée de **L 45 X 45 X 5** avec un boulon de **12 mm** et des trous de **13 mm**, de section $A_{net} = 3.65 \text{ cm}^2$

4.3.6.2 Vérification à la résistance ultime de la section

On vérifie la condition de résistance suivante, extrait de (*EC3, partie 1, p.5-54, 5.4.3*) :

$$N_{Sd} = 56.2 \text{ KN} \leq N_{u,Rd} = \frac{0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

Pour une cornière isolée de $L45 \times 45 \times 5 (A = 4.30 \text{ cm}^2)$.

Avec un boulon de 12mm, et trous 13mm.

Section nette : $A_{net} = A - (e \times d) = 4.30 - (0.5 \times 1.3) = 3.65 \text{ cm}^2$

Avec :

$$\gamma_{M2} = 1.25; f_u = 360 \text{ Mpa}$$

$$N_{Sd} = 63.78 \text{ KN} \leq 94.6 \text{ KN} = N_{u,Rd}$$

La condition est vérifiée.

4.4 Conclusion

Les dimensionnements que nous avons effectués dans ce chapitre nous ont permis de déterminer les contreventements qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action des forces horizontales.

Après les vérifications nécessaires de tous les éléments, nous avons retenu les types suivants :

- La cornière **L 45×45×5** convient pour les diagonales de la poutre au vent.
- Poutre sablière **IPE120**.
- La diagonale de la palée de stabilité une cornière isolée de **L 45 X 45 X 5**

CHAPITRE 5

Chemin de Roulement

Le diagramme suivant illustre les différents étapes d'étude et dimensionnement de chemin de roulement :

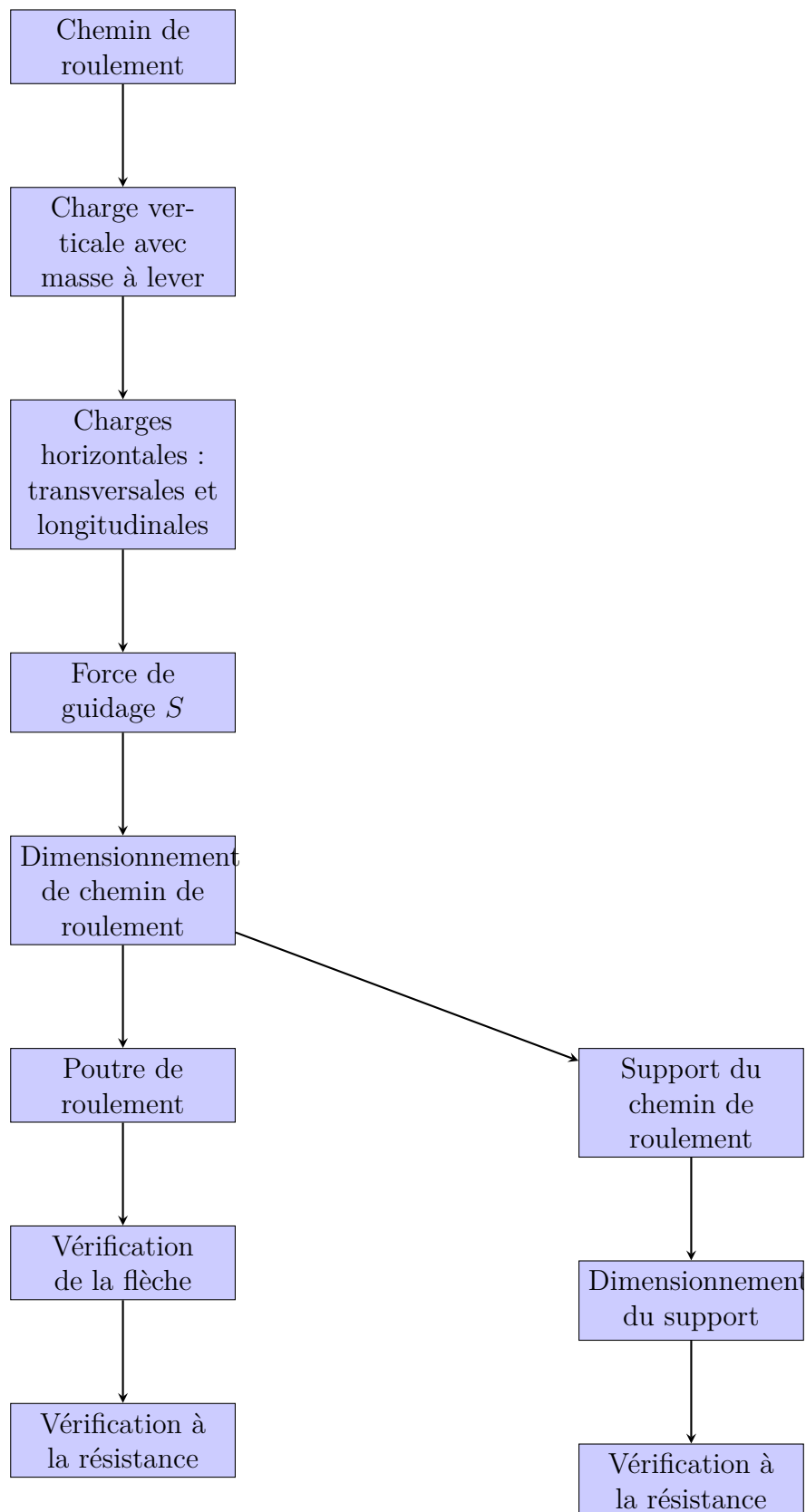


Diagramme de dimensionnement de chemin de roulement du pont roulant

5.1 Introduction

Ce chapitre présente le calcul de la voie de roulement d'un hangar de **43.2 m** de portée abritant un pont roulant de **3T** de puissance. Pour cette étude, nous utilisons :

- Eurocode 1 : Partie 5 Actions induites par les ponts roulants.
- Eurocode 3 : Partie 6 Chemins de roulements.

5.2 Définition

Un pont roulant, est un engin de levage mobile circulant sur un chemin de roulement. Il est constitué d'une ou plusieurs poutres sur lesquelles se déplace, transversalement au chemin de roulement, un chariot de transfert équipé d'un treuil pour le levage de la charge.

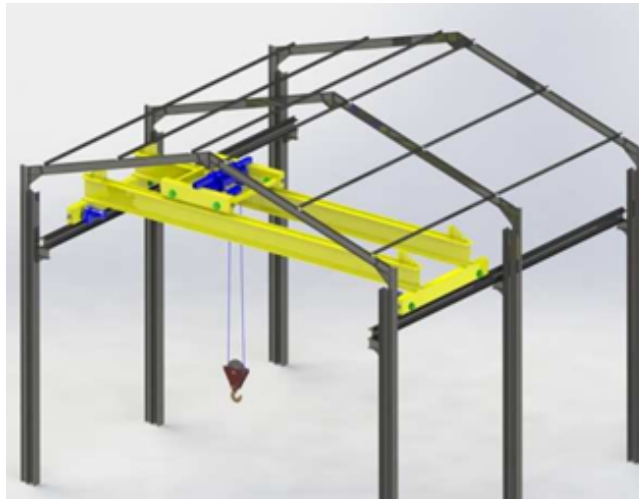


FIGURE 5.1 – Vue pont roulant

Les éléments mobiles (crochet, chariot, pont) d'un engin de manutention permettent d'effectuer simultanément trois genres de mouvements :

- **Levage** : mouvement vertical.
- **Direction** : mouvement transversal.
- **Translation** : mouvement longitudinal.

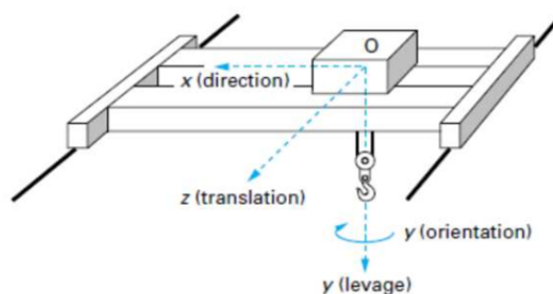


FIGURE 5.2 – Les différents mouvements d'un pont roulant

5.3 Caractéristique du pont roulant

Les caractéristiques d'un pont roulant sont données par le constructeur en fonction de la portée et la puissance.

TABLEAU 5.1 – Dimensions du pont roulant

Puissance	L	a_{min}	b	c	e	a
(T)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
3	20	0.70	0.20	0.45	2.2	4

TABLEAU 5.2 – Caractéristiques du pont roulant

Portée	Vitesse			Poids			Charge sur un galet		
	L	Levage	Direction	Translation	Pont	Chariot	Total	RMax	RMin
(m)	(m/min)	(m/min)	(m/min)	(m/min)	(T)	(T)	(T)	(T)	(T)
20	8	30	100	5.5	3	8.5	11.5	2.2	

La figure suivante représente les dimensions du pont roulant et la distribution des charges :

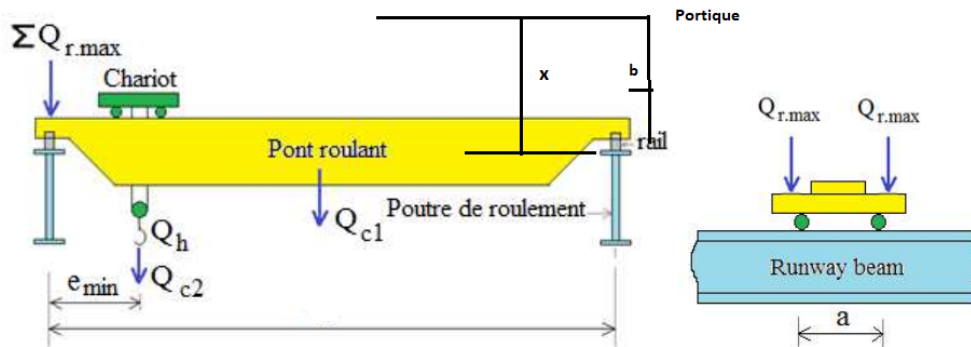


FIGURE 5.3 – Dimensions du pont roulant

5.4 Les charges induites par le pont roulant

5.4.1 Détermination des coefficients d'amplification dynamiques

D'après le tableau extrait de (*EC1, partie 5, Tableau 2.1 – Coefficients d'amplification dynamique ϕ_i*), p.16 :

TABLEAU 5.3 – Coefficients d'amplification dynamique

ϕ	Effets à prendre en compte	Appliquer à
ϕ_1	Excitation vibratoire de la structure d'un appareil de levage due au décollage de la masse à lever du sol.	Poids propre de l'appareil de levage
ϕ_2	Effets dynamiques du transfert de la masse à lever du sol à l'appareil de levage.	Masse à lever
ϕ_3	Effet dynamique d'une libération brutale de la charge utile, par exemple en cas d'utilisation d'un grappin ou d'un aimant.	Masse à lever
ϕ_4	Effet dynamique induit par le déplacement sur les rails ou des voies de roulement.	Poids propre de l'appareil de levage et masse à lever
ϕ_5	Effets provoqués par des forces d'entraînement.	Forces d'entraînement

D'après le tableau (*EC1, partie 5, Tableau 2.4 – Coefficients d'amplification dynamique pour des charges verticales*, p.22) :

$$\phi_1 = 1 \pm a \quad \text{ou} \quad 0 < a \leq 0.1$$

Avec : $a = 0.1$

Alors :

$$\phi_1 = 1.1$$

$$\phi_2 = \phi_{2,\min} + \beta_2 \cdot V_h$$

On présente dans le tableau suivant notre classe du pont roulant, les paramètres inclus sont extrait du (*EC1, partie 5, Tableau 2.5 – Valeurs de β_2 et $\phi_{2,\min}$*), p.22

TABLEAU 5.4 – La classe du pont roulant

Classe de levage de l'appareil	β_2	$\phi_{2,\min}$	V_h (m/s)
HC3 (Appareil de levage d'atelier)	0.51	1.15	0.133

$$\phi_2 = 1.15 + 0.51 \times 0.133 = 1.217$$

$$\phi_2 = 1.217$$

$$\phi_3 = 1 - \frac{\Delta m}{m} \times (1 + \beta_3)$$

Où :

- Δm représente la partie libérée ou tombée de la charge. Et comme $\Delta m = 0$.

Alors :

$$\phi_3 = 1$$

5.5 Dispositions de charge

5.5.1 Charges verticales induites par des chariots portes- palan monorail suspendus à des poutres de roulement

Pour des conditions normales de service, il convient de considérer que la charge verticale est composée du poids propre du chariot porte-palan, de la masse à lever et du coefficient dynamique.

5.5.2 Charges verticales induites par des ponts roulants

Il convient de déterminer les charges verticales par galet d'un appareil de levage sur une poutre de roulement en tenant compte des répartitions de charges illustrées à la figure au dessus et en utilisant les valeurs caractéristiques.

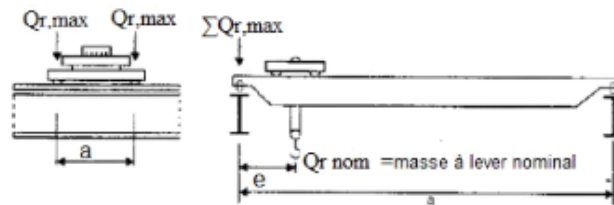


FIGURE 5.4 – Disposition de la charge de l'appareil de levage en charge et à vide pour obtenir un chargement maximal sur la poutre de roulement

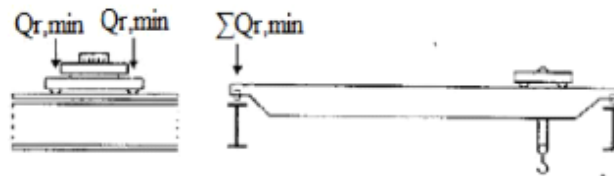


FIGURE 5.5 – Disposition de la charge de l'appareil de levage en charge et à vide pour obtenir un chargement minimal sur la poutre de roulement

Avec :

- $Q_{r,max}$: est la charge par galet maximale de l'appareil de levage en charge.
- $Q_{r,max}$: est la charge par galet d'accompagnement de l'appareil de levage en charge.
- $\sum Q_{r,max}$: est la somme des charges maximales $Q_{r,max}$ par poutre de roulement de l'appareil de levage en charge.

- $\sum Q_{r\max}$: est la somme des charges d'accompagnement $Q_{r\max}$ par poutre de roulement de l'appareil de levage en charge.
- $Q_{r\min}$: est la charge par galet minimale de l'appareil de levage à vide.
- $Q_{r\min}$: est la charge par galet d'accompagnement de l'appareil de levage à vide.
- $\sum Q_{r\min}$: est la somme des charges minimales $Q_{r\min}$ par poutre de roulement de l'appareil de levage à vide.
- $\sum Q_{r\min}$: est la somme d'accompagnement des charges minimales $Q_{r\min}$ par poutre de roulement de l'appareil de levage à vide.
- $Q_{r\text{nom}}$: masse à lever nominal.
- q_p : masse de pont.
- q_c : masse de chariot.

5.5.3 Charge verticale avec masse à lever

Suivant l' (EC1, partie 5, p.18), on calcule les charges maximales pour deux galets :

En charge (calcul des charges maximales)

$$\sum Q_{r\max} = \phi_1 \left[\frac{Q_p}{2} + Q_c \left(\frac{L - a_{\min}}{L} \right) \right] + \phi_2 \times Q_{\text{nom}} \left(\frac{L - a_{\min}}{L} \right)$$

$$= 1.1 \left(\left(\frac{5.5}{2} + 3 \left(\frac{20 - 0.7}{20} \right) \right) + 1.217 \cdot 3 \frac{20 - 0.7}{20} \right)$$

$$\sum Q_{r\max} = 97.3 \text{KN}$$

$$\sum Q^{r\max} = \phi_1 \left[\frac{Q_p}{2} + Q_c \left(\frac{a_{\min}}{L} \right) \right] + \phi_2 \times Q_{\text{nom}} \left(\frac{a_{\min}}{L} \right) = 1.1 \left[\frac{5.5}{2} + 3 \left(\frac{0.7}{20} \right) \right] + 1.217 \times 3 \left(\frac{0.7}{20} \right)$$

$$\sum Q^{r\max} = 32.6 \text{KN}$$

$$Q_{r\max} = \frac{\sum Q_{r\max}}{2} = 48.65 \text{KN}$$

$$Q^{r\max} = \frac{\sum Q^{r\max}}{2} = 16.3 \text{KN}$$

5.5.4 Charge verticale sans masse à lever

A vide (calcul des charges minimales)

$$\sum Q_{r\min} = \phi_1 \left[\frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \left(\frac{L - a_{\min}}{L} \right) \right] = 1.1 \left[\frac{5.1}{2} + 3 \left(\frac{20 - 0.7}{L} \right) \right]$$

$$\sum Q_{r\min} = 62.8 \text{KN}$$

$$\sum Q^{r\min} = \phi_1 \left[\frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \left(\frac{a_{\min}}{L} \right) \right] = 1.1 \left[\frac{5.5}{2} + 3 \left(\frac{0.7}{20} \right) \right]$$

$$\sum Q^{r\min} = 31 \text{KN}$$

$$Q_{r\min} = \frac{\sum Q_{r\min}}{2} = 31.4 \text{KN}$$

$$Q^{r\min} = \frac{\sum Q^{r\min}}{2} = 15.5 \text{KN}$$

5.5.5 Charges horizontales induites par des ponts roulants

Il convient de tenir compte des types suivants de charges horizontales induites par des ponts roulants :

- Charges horizontales produites par les accélérations ou décélérations de l'appareil de levage.
- Charges horizontales produites par les accélérations ou décélérations du chariot ou du chariot suspendu en rapport avec ses déplacements sur la poutre .
- Charges horizontales produites par la marche en crabe en rapport avec ses déplacements sur la poutre de roulement.

La figure suivante présente les différentes charges horizontales :

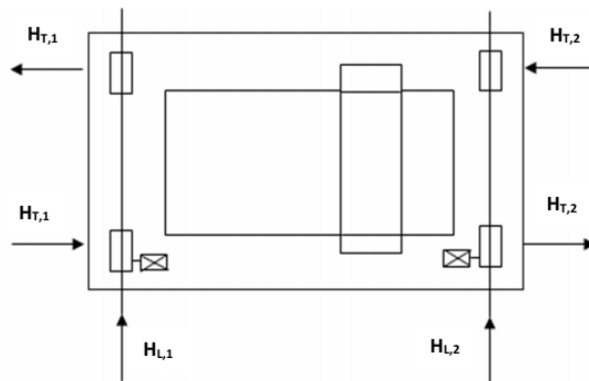


FIGURE 5.6 – Dispositions de charge induites par les forces horizontales longitudinales et transversales

5.5.5.1 Charges longitudinales $H_{L,i}$

Les charges longitudinales $H_{L,i}$ produites par les accélérations et les décélérations des structures des appareils de levage résultent de la force d'entraînement au niveau de la surface de contact du rail avec la galet entraînée.

Les charges longitudinales $H_{L,i}$ appliquées sur une poutre de roulement peuvent être calculées de la manière suivante (*EC1, partie 5, p.23*) :

$$H_{L,i} = \phi_5 \times \frac{K}{n_r}$$

Où :

- n_r : est le nombre de poutres de roulement.
- K : est la force d'entraînement. (*EC1, partie 5, p.25*)
- $\phi_5 = 1.5$: est le coefficient d'amplification dynamique. (*EC1, partie 5, Tableau 2.6 – Coefficients d'amplification dynamique, p.25*)
- i : est le nombre entier servant à identifier la poutre de roulement ($i = 1, 2$).

$1 \leq \phi_5 \leq \phi_5 \times 1.5 \rightarrow$ Correspond aux systèmes dans lesquels les forces varient sans à-coup . $\rightarrow \phi_5 = 1.5$ Elle peut être calculée ainsi :

$$K = \mu \times m_W \times Q_{rmin}$$

Où :

- m_W : est le nombre de système de d'entraînement à un seul galet ; car les appareils de levage modernes ne sont pas équipés d'un système d'entraînement a galet central.
- $m_W = 2$ (nombre de galets d'entraînement)
- μ : est le coefficient de frottement, $\mu = 0.2$ (acier sur acier), extrait de *EC1*, p.25

$$K = K_1 + K_2 = \mu \times \sum Q_{r\min}$$

$$\sum Q_{r\min} = m_W \times Q_{r\min} = 2 \cdot 15.5 = 31\text{KN}$$

Donc :

$$K = 0.2 \times 31 = 6.2 \text{ KN}$$

D'où :

$$H_{L,1} = H_{L,2} = \phi_5 \left(\frac{K}{n_r} \right)$$

$$H_{L,1} = H_{L,2} = 1.5 \left(\frac{6.2}{2} \right) = 4.65\text{KN}$$

La figure suivante présente les charges horizontales longitudinales :

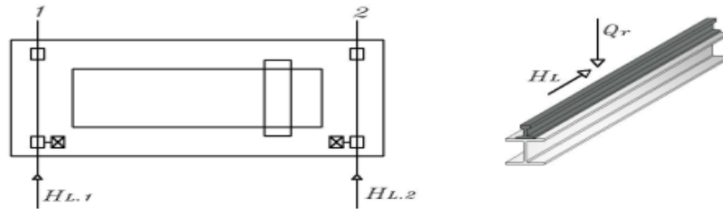


FIGURE 5.7 – Charges horizontales longitudinales HL, i

5.5.5.2 Charges horizontales transversales $H_{T,i}$

Le moment M résultant de la force d'entraînement qu'il convient d'appliquer au centre de la masse est contre balancée par les charges horizontales transversales $H_{T,1}$ et $H_{T,2}$. Les charges horizontales transversales peuvent être obtenues de la façon suivante (*EC1*, partie 5, p.25) :

$$H_{T,1} = \phi_5 \cdot \zeta_2 \cdot \frac{M}{a}$$

$$H_{T,2} = \phi_5 \cdot \zeta_1 \cdot \frac{M}{a}$$

avec (*EC1*, partie 5, p.24) :

$$- \sum Q_r = \sum Q_{r,\max} + \sum Q_{r,\max}$$

$$- \zeta_1 = \frac{\sum Q_{r,\max}}{\sum Q_r}$$

$$- \zeta_2 = 1 - \zeta_1$$

$$- M = K \times L_s$$

$$- L_s = (\zeta_1 - 0.5) \times L$$

$$- M = K \times (\zeta_1 - 0.5) \times L$$

- a : espacement des galets de guidage ou des flasques de galets

où :

$$\sum Q_r = \sum Q_r^{\max} + \sum Q_{r,\max} = 97.3 + 32.6 = 130 \text{ KN}$$

$$\zeta_1 = \frac{97.3}{130} = 0.61$$

$$\zeta_2 = 1 - 0.61 = 0.39$$

$$M = 6.512 \times (0.61 - 0.5) \times 20 = 14.61$$

Alors :

$$H_{T,1} = 1.5 \times 0.39 \times \left(\frac{14.61}{2.2} \right) = 2.6 \text{ KN}$$

$$H_{T,2} = 1.5 \times 0.61 \times \left(\frac{14.61}{2.2} \right) = 4 \text{ KN}$$

La figure suivante représente les charges transversales :

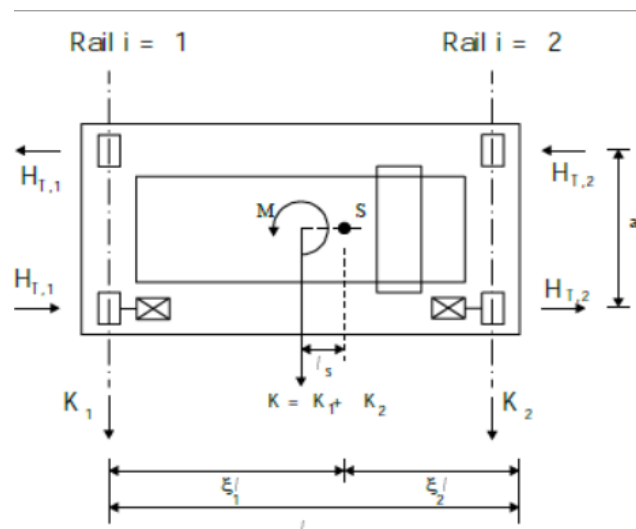


FIGURE 5.8 – Définition des charges transversales HT,i

5.5.5.3 Charges horizontales $H_{s,i,j,k}$ dues à la marche en crabe de l'appareil de levage

La marche en crabe des chemins de roulement produit inévitablement des forces horizontales longitudinales et transversales des galets $H_{S,i,j,k}$ et la force de guidage S due à l'obliquité sont susceptibles de se produire au niveau des systèmes de guidage des appareils de levage ou des chariots pendant leur déplacement.

Peuvent être calculées d'après (*EC1, partie 5, p.26*) :

$$S = f \times \lambda_s \times \sum Q_{r\max}$$

$$H_{s,1,j,L} = f \times \lambda_{s,1,j,L} \times \sum Q_{r\max}$$

$$H_{s,2,j,L} = f \times \lambda_{s,2,j,L} \times \sum Q_{r\max}$$

$$H_{s,1,j,T} = f \times \lambda_{s,1,j,L} \times \sum Q_{r\max}$$

$$H_{s,2,j,T} = f \times \lambda_{s,2,j,L} \times \sum Q_{r\max}$$

Où :

- f : est le coefficient non positif
- $\lambda_{s,1,j,L}$: correspond aux coefficients de force.
- L'indice i : correspond au rail.
- L'indice j : correspond à la paire de galets.
- K : la direction de la force (L : Longitudinal ; T : Transversal).
- α : est l'angle d'obliquité
- $h = m \times \zeta_1 \times \zeta_2 \times l^2 + \sum e_j^2 \times l \times \sum e_j$
- Le coefficient non positif peut être déterminé d'après : $f = 0,3 (1 - \exp(-250)) \leq 0,3$
- $\lambda_s = 1 - (\sum e_j \times l \times n \times h)$

Pour la détermination d'angle α l'angle d'obliquité ont la valeur devrait être égale ou inférieure à 0,015 rad, en tenant compte de l'espace existant entre le système de guidage et le rail ainsi que d'une variation dimensionnelle et une usure raisonnables des galets de l'appareil et des rails. Il peut être déterminé comme suit, extrait du (*EC1, partie 5, p.26*) :

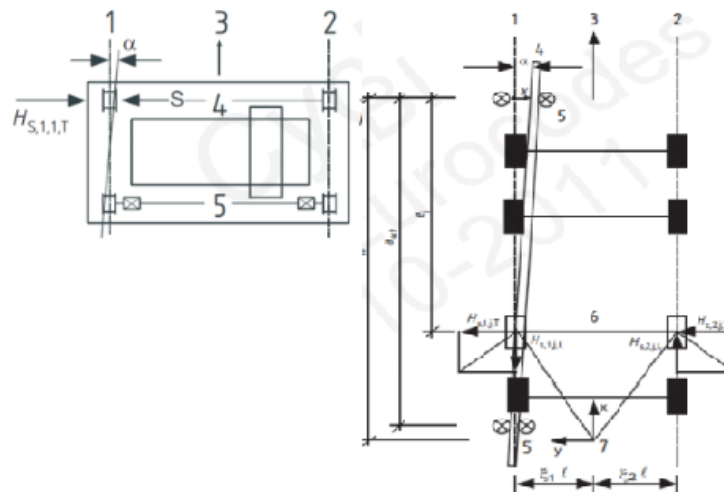


FIGURE 5.9 – Définition de l'angle α et la distance h .

On calcule :

$$\alpha_F = \frac{0.75x}{a} = 0.005 \text{ rad}$$

$$\alpha_V = \frac{y}{a} = 0.002 \text{ rad}$$

$$\alpha_0 = 0.001 \text{ rad}$$

$$\alpha = \alpha_F + \alpha_V + \alpha_0 = 0.008 \text{ rad}$$

$$f = 0.3 (1 - \exp(-250\alpha))$$

$$f = 0.25 \leq 0.3$$

Le coefficient de force $\lambda_{S,i,j,k}$ peut être déterminé d'après les expressions données dans (*EC1, partie 5, Tableau 2.9 – Définition des valeurs de $\lambda_{S,i,j,k}$, p.28*)

Avec :

- h : est la distance entre le centre de rotation instantané et le système de guidage concerné.
- m : est le nombre de paires de galets accouplés ($m = 0$ pour des paires de galets indépendants).
- ϵ_i : est la distance entre le centre de rotation instantané et le rail i .
- e_j : est la distance entre la paire de galets j et le système de guidage concerné.
- n : est le nombre de paires de galets.

On prend :

$f = 0.3$ valeur la plus défavorable

$m = 0$ (galets indépendants).

$n = 2$ (deux paires de galets).

$e_1 = 0$ et $e_2 = e = 2.2m$

On calcule :

$$h = \frac{2.2^2}{2.2} = 2.2 \text{ m}$$

$$\lambda_s = 1 - \frac{2.2}{2 \times 2.2} = 0.5 \times \lambda_{s,1,j,L} = 0$$

$$\lambda_{s,2,j,L} = 0$$

$$\lambda_{s,1,1,T} = \frac{0.27}{2} + \left(1 - \frac{0}{2.2}\right) = 0.135$$

$$\lambda_{s,1,2,T} = \frac{0.27}{2} + \left(1 - \frac{2.2}{2.2}\right) = 0.27$$

$$\lambda_{s,2,1,T} = 0.365$$

$$\lambda_{s,2,2,T} = 0$$

Calcul des forces horizontales et la force de guidage :

$$S = f \times \lambda_s \times \sum Q_r = 0.3 \times 0.5 \times 130 = 19.5 \text{ kN}$$

$$S = f \times \lambda_s \times \sum Q_{r\max} = 0.3 \times 0.5 \times 94.9 = 14.595 \text{ kN}$$

$$H_{s,1,j,1} = f \times \lambda_{s,1,j,1} \times \sum Q_{r\max} = 0$$

$$H_{s,1,j,2} = f \times \lambda_{s,1,j,2} \times \sum Q_{r\max} = 0$$

$$H_{s,1,j,1} = f \times \lambda_{s,1,1,T} \times \sum Q_{r\max} = 3.8434 \text{ kN}$$

$$H_{s,1,j,2} = f \times \lambda_{s,1,2,T} \times \sum Q_{r\max} = 0$$

$$H_{s,2,j,1} = f \times \lambda_{s,2,1,T} \times \sum Q_{r\max} = 7.686 \text{ kN}$$

$$H_{s,2,j,2} = f \times \lambda_{s,2,2,T} \times \sum Q_{r\max} = 0$$

On résume les valeurs obtenues dans le tableau suivant :

TABLEAU 5.5 – Valeurs des $H_{S,i,j,k}$.

e_j	$H_{s,1,j,L}$	$H_{s,1,j,T}$	$H_{s,2,j,L}$	$H_{s,2,j,T}$
$e_1 = 0 \text{ m}$	0	3.84 kN	0	7.686 kN
$e_2 = 2.2 \text{ m}$	0	0	0	0

5.6 Dimensionnement de la poutre de roulement

Le chemin de roulement est la structure porteuse du pont, constituée de deux poutres parallèles posées sur des corbeaux, fixées sur des poteaux. La poutre, porteuse dans le sens longitudinal, est un profilé laminé ou composé. Chaque poutre est surmontée d'un rail sur lequel circule le pont roulant. On choisit un rail en fer plat soudé ou boulonné selon la capacité du pont et la charge à soulever.

Le calcul de la poutre du chemin de roulement se fait avec les charges les plus défavorables, soient les charges du pont roulant I selon le règlement l'Eurocode 1. La longueur de travée est de 7.20m.

Voir la figure suivante, qui représente la disposition de la poutre de roulement.



FIGURE 5.10 – Schéma de la poutre de roulement

- Travée de $L = 7.20$ m (sur deux appuis simples).
- Distance entre galets $e = 2.20$ m.

Condition de flèche :

Le dimensionnement de la poutre de roulement se fait avec la condition de flèche. La flèche admissible est obtenue quand les deux charges sont en position symétrique par rapport au milieu de la poutre, il faut donc vérifier :

5.6.1 Flèche verticale

La flèche admissible suivant le *EC3, partie 6, Tableau 7.1 : Valeurs limites des flèche verticales, p.37* : $\frac{L}{600} = \frac{7200}{600} = 120$ mm.

On trouve :

$$Fv1 = \frac{Q_{rmax} \cdot (1 - e) \cdot (3L^2 - (L - e)^2)}{48EI_y} \leq f_{ad} = \frac{L}{600}$$

$$I_y = \frac{600 \cdot Q_{rmax} \cdot (1 - 2.2) \cdot (3L^2 - (L - e)^2)}{48E \cdot L} = \frac{600 \cdot 48.65 \cdot (1 - 2.2) \cdot (3 \cdot 7.2^2 - (7.2 - 2.2)^2)}{48 \cdot 21000 \cdot 7.2}$$

$$I_y > 52495cm^2$$

On opte pour un profilé **HEB400** de $I_y = 57680cm^2$

5.6.2 flèche horizontal

Suivant l' (*EC3, partie 6, Tableau 7.2 : Valeurs limites des flèches horizontales, p.38*)

On a :

$$-H_{s,2,j,T} = 7.686 \text{ KN}$$

$$-H_{T,2} = 7.45 \text{ KN}$$

On prend la valeur max :

$$H_{s,2,j,T} = 7.686 \text{ KN}$$

On calcule :

$$I_{z,\text{semelle,sup}} = \frac{t_f \times b^3}{12} = \frac{30^3 \cdot 2.4}{12} = 5400 \text{ cm}^4$$

$$F_h = \frac{H_T(L - e)(3L^2 - (L - e)^2)}{48 \times E \times I_{z,\text{semelle,sup}}} = \frac{7.686(7.2 - 2.2)(3 \cdot 7.20^2 - (7.2 - 2.2)^2)}{48 \cdot 21000 \cdot 5400}$$

$$F_h = 9.21 \text{ mm} < 10 \text{ mm}$$

La condition est vérifiée.

5.7 Choix du rail

Le type et la dimension du rail de roulement sont souvent fournis par le fabricant du pont roulant en fonction des conditions d'utilisation (charge, vitesse, portée...) et aussi en fonction du type de galet.

On détermine en fonction de la charge de calcul au galet, extrait de (*EC3, partie 6, p.44*) :

$$F_{wd} = \frac{2F_{wk,\max} + F_{wk,\min}}{3}$$

$$\sum F_{wk,\max} = \frac{1}{L} \left((Q_c + Q_{\text{nom}})(L - e_{\min}) + \frac{Q_p \cdot L}{2} \right) = \frac{1}{20} \left((3 + 3)(7.2 - 0.7) + \frac{5.5 \cdot 7.2}{2} \right)$$

$$\sum F_{wk,\max} = 85.4 \text{ KN}$$

$$F_{wk,\max} = \frac{\sum F_{wk,\max}}{2} = 42.7 \text{ KN}$$

$$\sum F_{wk,\min} = \frac{1}{L} \left((Q_c + Q_{\text{nom}}) \cdot e_{\min} + \frac{Q_p \cdot L}{2} \right) = \frac{1}{20} \left((3 + 3) \cdot 0.7 + \frac{5.5 \cdot 20}{2} \right)$$

$$\sum F_{wk,\min} = 29.6 \text{ KN}$$

$$F_{wk,\min} = \frac{\sum F_{wk,\min}}{2} = 14.8 \text{ KN}$$

On trouve :

$$F_{wd} = 33.4 \text{ KN}$$

Pour notre cas, on a un pont roulant de 5T et une réaction maximale de 33.4KN. On va choisir des rails à semelle large, de type **BURBACH**, maintenus avec des crapauds.

On choisit un rail **A45** dont les caractéristiques suivantes :

Les deux figures suivantes représentent la rail et le crapaud :

TABLEAU 5.6 – Caractéristiques du rail A45

Désig.	S. (cm ²)	Poids (kg/m)	I_y (cm ⁴)	W_y (cm ³)	I_z (cm ⁴)	W_z (cm ³)	H (mm)	K (mm)
A45	28.3	22.2	90	27	169	27.5	55	45

La figure suivante représente un dessin d'un rail A45 :

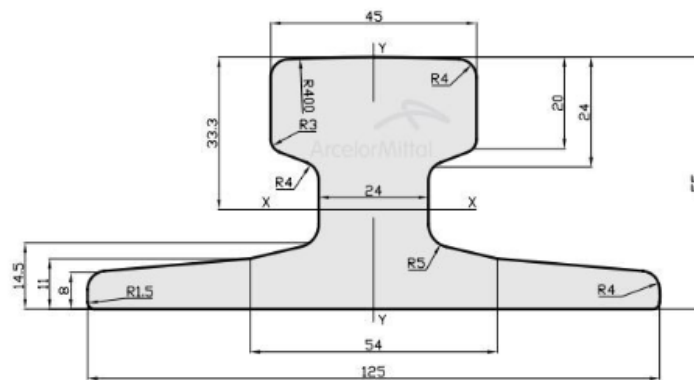


FIGURE 5.11 – Desssin d'un rail et d'un crapaud

5.7.1 Vérification de la flèche verticale

Charge concentrées :

$$F_{v1} = \frac{Q_{r\max} \cdot (1 - e) \cdot (3L^2 - (L - e)^2)}{48EI_y} \leq f_{ad}$$

$$F_{v1} = \frac{48.65 \times (7200 - 2200) \times (3 \times 7200^2 - (7200 - 2200)^2)}{48 \times 210 \times 10^4 \times 90000} = 3.500 \text{ mm}$$

Charges réparties :

Charge de rail $G1=0.222 \text{ kN/m}$

Charge de la poutre de roulement $G2=1.55 \text{ KN/m}$

Charges mobiles appliquées sur la passerelle $G3= 10\%$ de $G2 = 0.155 \text{ KN/m}$

$$G = G1 + G2 + G3 = 1.925 \text{ KN/m}$$

$$F_{v2} = \frac{5 \times G \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1.925 \times 7200 \times 7200^{-3}}{384 \times 210 \times 90000 \times 10^4} = 0.350$$

$$f_{v2} = 0.350 \text{ mm}$$

$$F_{v1} + F_{v2} = 3.356 \text{ mm} \leq 12 \text{ mm} = f_{ad}$$

La condition est vérifiée.

5.8 Vérification de la poutre de roulement

5.8.1 Evaluation des charges

Charges verticales - Calcul du moment max

Par ligne d'influence :

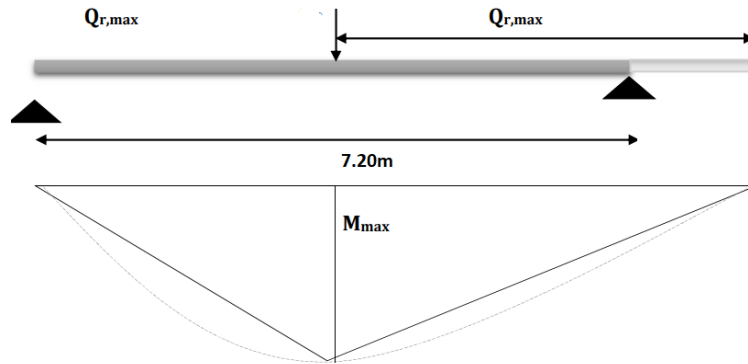


FIGURE 5.12 – Détermination de moment par ligne d'influence.

On trouve :

$$M_{max} = \frac{Q_{rmax} \times (L - e/2)^2}{4 \times L} = \frac{97.3 \times \left(7.2 - \frac{0.9}{2}\right)^2}{4 \times 7.2}$$

$$M_{max} = 153.9 \text{ kN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant max :

$$2Q_{rmax} = R_A + R_B$$

Le moment par rapport à B :

$$M_B = R_A \times L - Q_{rmax} \times L - Q_{rmax} \times (L - e) = 0$$

$$T_{max} = R_A = \frac{(2 \times 48.65 \times 7.2 - 48.65 \times 2.2)}{6} = 98 \text{ kN}$$

Charges horizontales transversales :

On a :

$$H_{s,2,j,T} = 7.686 \text{ kN} > H_{T,2} = 7.45 \text{ kN}$$

$$M_z = \frac{Q_{rmax} \times (L - e/2)^2}{4 \times L} = \frac{7.67 \times \left(7.2 - \frac{0.9}{2}\right)^2}{4 \times 7.2}$$

$$M_{max} = 12.13 \text{ kN}$$

L'effort tranchant est maximal lorsque la charge sera exactement sur l'un des appuis :

$$T_y = H_{s,2,j,T} = 7.686 \text{ kN}$$

Charges horizontales longitudinales :

On a :

$$N = H_{L1} = 4.65 \text{ KN}$$

5.8.2 Combinaison des charges**Charges réparties :**Charge de rail $G1=0.222 \text{ kN/m}$ Charge de la poutre de roulement $G2=1.55 \text{ KN/m}$ Charges mobiles appliquées sur la passerelle $G3= 10\%$ de $G2 = 0.155 \text{ KN/m}$

$$G = G1 + G2 + G3 = 1.925$$

Le moment est :

$$M = \frac{1.925 \times 7.2^2}{8} = 12.47 \text{ KN}$$

Les charges variables :

$$M_{\max} = 154 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$T_{\max} = 98 \text{ KN}$$

Combinaison des charges verticales (effort) :

ELS :

$$(G \cdot L) + T_{\max} = 11.86 \text{ KN}$$

ELU :

$$1.35(G \cdot L) + 1.5 T_{\max} = 165 \text{ KN}$$

Combinaison des charges verticales (moments) :

ELS :

$$M_G + M_{\max} = 166.47 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

ELU :

$$1.35M_G + 1.5M_{\max} = 247.8 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Charges horizontales :

$$M_{\max} = 12.13 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$T_{\max} = 7.68 \text{ KN}$$

Combinaison des charges horizontales (effort tranchant) :

ELS :

$$T_{max} = 7.68 \text{ KN}$$

ELU :

$$1.5 \cdot T_{max} = 11.52 \text{ KN}$$

Combinaison des charges horizontales (moment fléchissant) :

ELS :

$$M_{max} = 12.13 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

ELU :

$$1.5 \cdot M_{max} = 18.19 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Charges horizontales longitudinales :

$$N = 4.65 \text{ KN}$$

5.8.3 Vérification de la flexion bi- axiale

On vérifie la condition suivante extraite du (*EC3, partie 1-1, 5.35, p.63*) :

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

Avec :

$\alpha = 2, \quad \beta = 1$: pour les profilés en H

La section est de la classe 1 :

$$\gamma_{M0} = 1.1$$

$M_{y,sd}$: moment fléchissant maximal

$$M_{y,sd} = 247.8 \text{ KN.m}$$

$M_{z,sd}$: moment fléchissant maximal transversal

$$M_{z,sd} = 18.19 \text{ KN.m}$$

$$M_{el,y,Rd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{271.1 \cdot 23.5}{1.1} = 677.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{el,z,Rd} = \frac{W_{elz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{91.9 \cdot 23.5}{1.1} = 196.50 \text{ KN.m}$$

$$\left(\frac{247.8}{677.75} \right)^2 + \frac{18.19}{196.50} = 0.23 \leq 1$$

La condition est vérifiée.

5.8.4 Vérification à l'effort tranchant

On vérifie la condition suivante, extraite (*EC3, partie 1-1, p.5-58*) :

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

On présente l'effort tranchant vertical et transversal :

V_{sd1} : effort tranchant vertical.

$$V_{sd1} = 165 \text{ KN}$$

V_{sd2} : effort tranchant transversal.

$$V_{sd2} = 11.52 \text{ KN}$$

$$V_{sd,max} = V_{sd1} = 165 \text{ KN}$$

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

De *EC3, partie 1-1, p.5-58, 5.4.6* :

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{69.68 \cdot 235}{\sqrt{3} \cdot 1.1}$$

$$V_{pl,rd} = 949 \text{ KN}$$

Vérification :

$$V_{sd,max} = 156 \text{ KN} \leq 949 \text{ KN} = V_{pl,rd}$$

La condition est vérifiée.

5.8.5 Vérification au déversement

On vérifie la condition suivante extraite de (*EC3, partie 2, 5.5.2.2, p.48*) :

$$M_{sd,max} \leq M_{b,rd}$$

Tel que :

$$M_{sd,max} = M_{ysd} = 247 \text{ KN.m}$$

$$M_{b,rd} = X_{LT} \times \beta_W \times W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Le profilé est de classe 1 :

$$\beta_W = 1, \quad \gamma_{M1} = 1.1$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{720}{7.4}}{1.132^{0.5} \times \left(1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{720}{\frac{7.4}{400}}\right)^2\right)^{0.25}} = 71.3$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93.9} = 0.7 > 0.4$$

Il y a un risque de déversement.

On calcule :

$$\phi_{LT} = 0.5 \times \left[1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0.8$$

Avec $\alpha_{LT} = 0.21$ pour les profils laminés.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\left(\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 + \bar{\lambda}_{LT}^2} \right)} = 0.54$$

$$M_{b,rd} = 372 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd,max} = 247 \leq 372 \text{ KN} = M_{b,rd}$$

La condition est vérifiée.

5.8.6 Vérification à la résistance au voilement

La résistance au voilement par cisaillement doit être vérifiée pour les âmes non raidies comme il est indiqué au (*EC3, p.187*) .

Si $\frac{d}{t_w} < 69\epsilon$: la vérification du voilement par cisaillement n'est pas nécessaire

Avec :

$$\epsilon = 1$$

$$\frac{300}{13.5} = 22.2 < 69$$

Il n'y a pas de risque de voilement.

5.8.7 Vérification à l'écrasement

L'écrasement fait référence à la pression ou à la charge appliquée sur les roulements ou les rails de la structure porteuse du pont roulant. Cela peut se produire lorsque la charge appliquée dépasse la capacité de charge maximale autorisée pour le chemin de roulement, ce qui peut entraîner une déformation excessive ou une défaillance des composants. La figure suivante représente des galets sur la poutre de roulement :

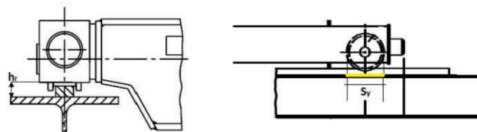


FIGURE 5.13 – Dimensions du pont roulant

On vérifie suivant (*EC3, 5.7.3*) la condition suivante :

$$R_{sd} \leq R_{y,Rd}$$

Où :

$$R_{sd} = Q_{r,max} = 48.56 \text{ kN}$$

Et :

$$R_{y,Rd} = \frac{S_y \times t_w \times f_{y,w}}{\gamma_{m0}}$$

$$S_y = 2(h_R + t_f) \left[1 - \left(\gamma_{m0} \times \frac{\sigma_{f,ed}}{f_{yf}} \right)^2 \right]^{0.5}$$

Avec :

- h_R : la hauteur de rail = 55mm
- $t_f = 26 \text{ mm}$
- $t_w = 14 \text{ mm}$
- $\sigma_{f,ed}$: la contrainte longitudinale dans la semelle.

On calcule :

$$\sigma_{f,ed} = \frac{M_{y,sd}}{W_{ely}} = 0.069 \text{ kN/mm}^2$$

$$S_y = 2(55 + 26) \left[1 - (1.1 \times 6.9/235)^2 \right]^{0.5}$$

$$S_y = 161.91 \text{ mm}$$

$$R_{y,Rd} = \frac{155.91 \times 14 \times 235}{1.1} = 470.26 \text{ kN}$$

$$R_{y,Rd} = 470.26 \text{ kN} > R_{sd} = 48.56 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée.

5.9 Calcul 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 et horizontales des galets du pont roulant.

La figure suivante représente le support du chemin de roulement utilisé :

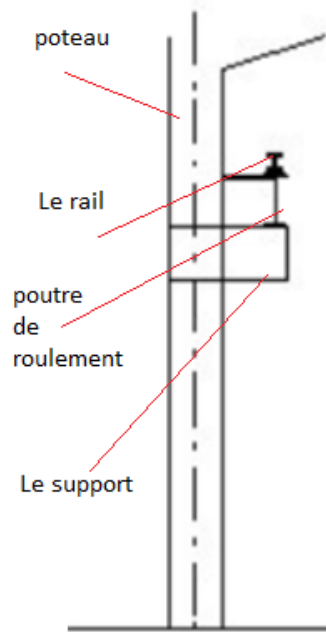


FIGURE 5.14 – Support du chemin de roulement (Console)

5.9.1 Dimensionnement du support de chemin de roulement

La console est pré-dimensionnée en vérifiant la condition suivante :

$$M_{y,sd} = M_{y,Rd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

- $M_{sd,y}$: moment qui sollicite la console.

$$M_{sd,y} = 1.35 \times (F \times 0.5)$$

- F : l'effort tranchant sur la console obtenu lorsque l'un des galets est au voisinage de l'appui.

$$F = V_{sd,max} = 165 \text{ kN}$$

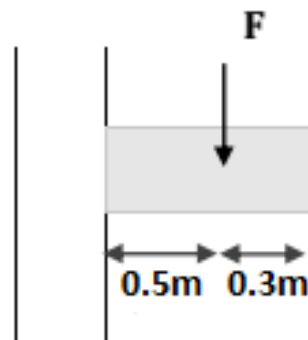


FIGURE 5.15 – Présentation de l'effort tranchant sur la console

Enfin :

$$M_{sd,y} = 1.35 \times 165 \times 0.5 = 111.375 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Où :

$$W_{ely} \geq \frac{M_{sd,y} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = 473.9 \text{ cm}^3$$

$$W_{ely} = 515.2 \text{ cm}^3$$

On opte pour un profilé de **HEA 220** comme une console.

5.9.2 Vérification du profilé à l'effort tranchant

Deux conditions à vérifier de l' (*EC3, partie 1-1, p.5-58*) :

Avec :

$$- V_{sd} < V_{rd}$$

$$V_{sd} = 165 \text{ kN}$$

$$V_{rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 280.44 \text{ kN}$$

Avec : $A_{vz} = 2067 \text{ mm}^2$

$$V_{sd} = 165 \text{ kN} < 280.44 \text{ kN} = V_{rd}$$

Les deux conditions sont bien vérifiées. Le profilé **HEA 220** est maintenu.

5.10 Conclusion

On adopte **HEB400** comme poutre de roulement, qui résiste aux différentes charges roulantes verticales, il nécessite un renforcement pour supporter les charges horizontales. Et pour le Rail, on opte pour **A45**.

Et enfin pour le support du chemin de roulement on adopte un : **HEA220**

CHAPITRE 6

Calcul des portiques

Le diagramme suivant illustre les différents étapes de calcul de portique :

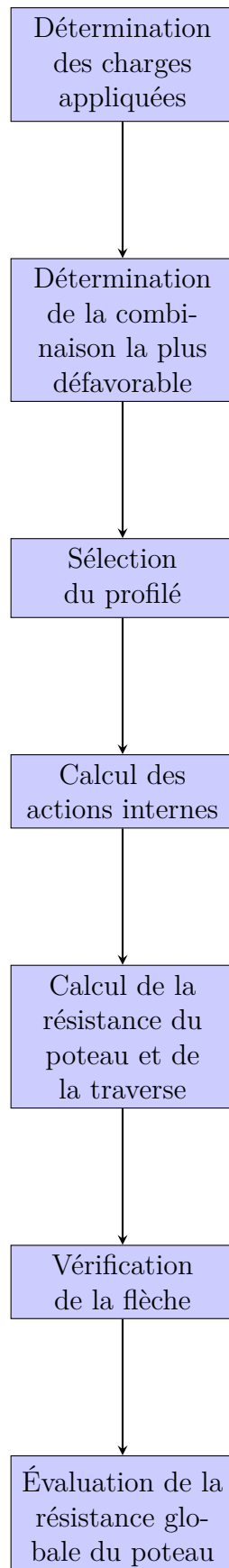


Diagramme d'étude de portiques

6.1 Introduction

Les portiques, constituant l'ossature principale des bâtiments, comprennent des traverses qui supportent les pannes et des poteaux qui soutiennent les traverses. Leur conception dépend de plusieurs critères :

- **Portée** :
 - o Petites portées : profils laminés à sections constantes.
 - o Portées moyennes (40-80 m) : profils reconstitués soudés (PRS) à sections variables.
 - o Très longues portées (80-140 m) : portiques à treillis, utilisés notamment pour les hangars aéronautiques.
- **Schéma statique** : Il dépend de la nature du sol, de la présence de ponts roulants, et des types d'équipements utilisés (comme les machines vibrantes).
- **Procédé technologique** : Le choix du constructeur en matière de procédés technologiques influence également la conception des portiques.

Pour le dimensionnement, le portique intermédiaire est le plus sollicité par les charges permanentes et variables par rapport au portique de rive.

6.2 Présentation de l'ouvrage

Le portique de notre projet présente les dimensions suivantes :

La hauteur des poteaux	11.00m
La hauteur de faitage	13.50 m
La portée entre les poteaux	20.40m
La longueur de traverse	10.50m
La distance entre portique	7.20m
La hauteur des supports de la poutre de roulement à niveau	8.00m

La figure suivante représente une vue en 3D de la structure :

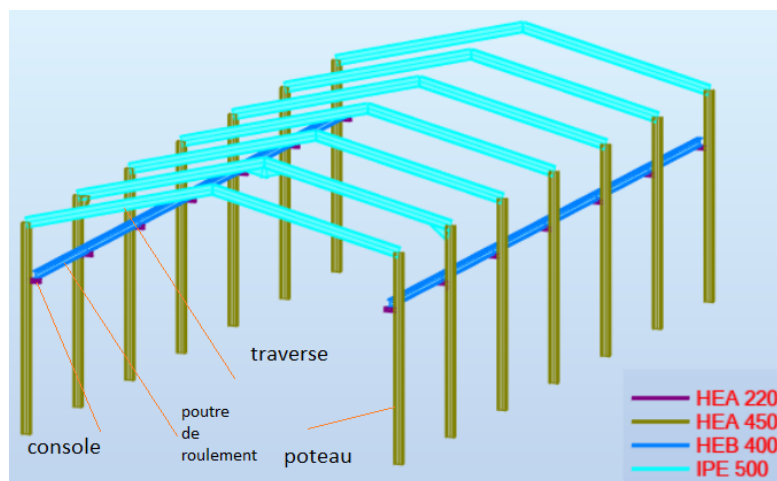


FIGURE 6.1 – Vue en 3D de portique de l'ouvrage.

6.3 Détermination des sollicitations

On présente tous les cas de chargements possibles inclus dans une action :

6.3.1 Charges permanentes (G)

Pour la traverse qui supporte les poids suivants :

$$\text{Poids propre de la couverture (TL75)} \quad P_{\text{couverture}} = 12.83 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Poids propre d'accessoire d'attache} \quad P_{\text{accessoire}} = 1.5 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Poids propre de la panne (IPE 160)} \quad P_{\text{panne}} = 15.8 \text{ Kg/m}$$

$$G = (P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoire}} + \frac{P_{\text{panne}}}{1.6}) \times 7.20$$

$$G_{\text{traverse}} = 1.74 \text{ KN/m}$$

Les poteaux supportent des charges concentrées de poids :

$$\text{Poids Propre des lisses de bardages} \quad P_{\text{lisse}} = 17 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Poids propre de bardage} \quad P_{\text{bardages}} = 9.81 \text{ Kg/m}^2$$

$$G = P_{\text{bardage}} \times 7.20 \times 11 + P_{\text{lisse}} \times 7.20$$

$$G_{\text{poteau}} = 9 \text{ KN}$$

6.3.2 Pont roulant (P)

Le système de pont roulant et le support de roulement génèrent des charges verticales et horizontales :

Charge verticale :

$$Q_{r,max} = 48.65 \text{ KN}$$

Charge horizontale transversale :

$$H_T = 4 \text{ KN}$$

6.3.3 Surcharges du vent (V)

Le vent exerce une action combinée sur la structure selon deux directions différentes, telles que :

$$- V_{\text{traverse}} = -1.284 \text{ KN/m}^2$$

$$- V_{\text{poteau}} = 1.02 \text{ KN/m}^2$$

6.3.4 Surcharges de neige (S)

La charge de la neige est $S = 0.7 \text{ KN/m}^2$ (Chapitre 2) :

$$S = 0.7 \times 7.20$$

$$S = 5.04 \text{ KN/m}$$

6.4 Combinaisons de charges

Suivant l'*EC0*, on utilise la combinaison à l'ELU :

$$\sum \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q + \sum \gamma_Q \cdot \psi_i \cdot Q_i$$

On a :

- $\gamma_G = 1.35$

- $\gamma_Q = 1.5$

TABLEAU 6.1 – Les valeurs des facteurs de combinaison ψ pour différentes charges

Les charges	ψ_0	ψ_1
Vent (V)	0.67	0.2
Neige (S)	0.67	0.15
Pont Roulant (P)	0.67	1

Les combinaisons possibles données par le logiciel Autodesk Robot, sont dans le tableau suivant :

TABLEAU 6.2 – Combinaisons de charges suivant l'EC3

ELU	Combinaison de charges
1	$1.35 G + 0.75 S + 1.50 Q + 0.90 W$
2	$1.35 G + 1.50 Q + 0.90 W$
3	$1.35 G + 0.75 S + 1.50 Q$
4	$1.35 G + 1.50 Q$
5	$1.00 G + 0.75 S + 1.50 Q + 0.90 W$
6	$1.00 G + 1.50 Q + 0.90 W$
7	$1.00 G + 0.75 S + 1.50 Q$
8	$1.00 G + 1.50 Q$
9	$1.35 G + 0.75 S + 1.05 Q + 1.50 W$
10	$1.35 G + 1.05 Q + 1.50 W$
11	$1.00 G + 0.75 S + 1.05 Q + 1.50 W$
12	$1.00 G + 1.05 Q + 1.50 W$
13	$1.35 G + 1.50 W$
14	$1.00 G + 0.75 S + 1.50 W$
15	$1.00 G + 1.50 S + 1.05 Q$
16	$1.35 G + 1.50 S + 1.05 Q + 0.90 W$
17	$1.00 G + 1.50 S$
18	$1.35 G + 1.50 S + 1.05 Q$
19	$1.00 G + 1.50 S + 1.05 Q + 0.90 W$
20	$1.00 G + 1.50 S + 1.05 Q$
21	$1.35 G + 1.50 S + 0.90 W$
22	$1.35 G + 1.50 S$

Les sollicitations maximales obtenues pour les éléments de notre portique, présentées dans le tableau suivant :

TABLEAU 6.3 – Valeurs maximales des efforts pour les différents éléments

Élément	$M_{sd,max}$ [KN.m]	$N_{sd,max}$ [KN]	$V_{sd,max}$ [KN]
Traverse	442.49	-72.10	-118.36
Poteau	-646.71	-131.11	156

6.5 Prédimensionnement de portique

6.5.1 Traverse

On prédimensionne notre traverse en respectant la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{ply} = W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$W_{ply} \geq \frac{M_{sd}}{\gamma_{M1} \cdot f_y} = \frac{442.49}{1.1 \cdot 235} = 1711.76 \text{cm}^3$$

On opte pour un **IPE 500** de $W_{pl,y} = 2194 \text{cm}^3$

6.5.1.1 Incidence de l'effort normal

On vérifie :

$$N_{sd} < \min \left(0.25 \cdot N_{pl,Rd}; \quad 0.5 \cdot \left(\frac{A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \right) \right)$$

où ;

$$N_{sd} = 72.10 \text{KN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{116 \cdot 23.5}{1.1} = 2478.18 \text{KN}$$

$$0.25 \times N_{pl,Rd} = 620 \text{KN}$$

$$A_w = A - 2 \cdot b \cdot t_f = 116 - 2 \cdot 20 \cdot 1.6 = 52 \text{cm}^2$$

$$0.5 \cdot \left(\frac{A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \right) = \frac{0.5 \cdot 52 \cdot 23.5}{1.1} = 555 \text{KN}$$

alors :

$$N_{sd} = 72.10 \text{KN} < 555 \text{KN} = \min(620; 555)$$

L'incidence de l'effort normal peut être négligée.

6.5.1.2 Vérification à l'effort tranchant

On vérifiée la condition suivante :

$$V_{sd,z} < 0.5 \times V_{pl,Rd}$$

Où :

$$V_{sd,z} = 118.36 \text{KN}$$

Et :

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{59.87 \cdot 23.5}{1.1\sqrt{3}} = 738.45 \text{KN}$$

Vérification :

$$V_{sd,z} = 118.36 \text{KN} < 369.23 \text{KN} = 0.5 \times V_{pl,Rd}$$

La condition est vérifiée.

6.5.1.3 Vérification la condition de moment fléchissant (M) et l'effort axial (N)

On vérifié la condition suivante :

$$\left(\frac{M_{sd}}{M_{pl,Rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}}\right)^\beta < 1$$

Avec : $\alpha = 1$, et $\beta = 2$

$$M_{pl,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 2142 \cdot 23.5 / 1.1 = 457.61 \text{ KN}$$

Application :

$$\left(\frac{72.10}{457.61}\right)^1 + \left(\frac{429.49}{2478.18}\right)^2 = 0.96 < 1$$

La condition est vérifiée.

Le profilé IPE 500 de traverse est maintenu.

6.5.2 Poteau

On prédimensionne notre poteau on respectant les conditions suivantes :

$$M_{sd,y} \leq M_{pl,y} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m1}} \geq \frac{M_{sd} \times \gamma_{m1}}{f_y} = \frac{646.71 \times 100 \times 1.1}{23.5} = 3027 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,y} \geq 3027 \text{ cm}^3$$

On opte pour un **HEA450** avec : $W_{pl,y} = 3216 \text{ cm}^3$

6.5.2.1 Vérification de l'effort tranchant (V)

Il faut vérifier que :

$$V_{sd} \leq 0.5 \cdot V_{pl,Rd}$$

$$0.5 \cdot V_{pl,Rd} = 0.5 \cdot \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{0.5 \cdot 56.78 \cdot 23.5}{\sqrt{3} \cdot 1.1} = 405.68 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 156 \text{ KN} \leq 405.68 \text{ KN} = 0.5 \cdot V_{pl,Rd}$$

La condition est vérifiée.

6.5.2.2 Vérification à l'effort normal (N)

Il faut vérifier la condition suivante (*EC3, partie 1, 6.2.10*) :

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd}$$

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 178.03 \cdot 23.5 / 1.1 = 3803.36 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 131.11 \text{ KN} \leq 3803.36 \text{ KN} = N_{pl,Rd}$$

La condition est vérifiée.

6.5.2.3 Vérification au moment fléchissant (M)

Il faut vérifier la condition suivante le *EC3, partie 1-1, p.5-56, 5.4.5* :

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

Avec :

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3216 \cdot 23.5}{1.1} = 687.05$$

$$M_{sd} = 646.71 \text{ KN} \leq 687.05 \text{ KN} = M_{pl,Rd}$$

La condition est vérifiée.

6.5.2.4 Vérification au flexion composée avec risque de flambement

On vérifiée les conditions suivantes, (*EC3, partie 1, p.5-81, 5.5.4*) :

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \cdot N_{pl,Rd}} + K_y \cdot \frac{M_{y,sd}}{M_{pl,y,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{N_{sd}}{X_z \cdot N_{pl,Rd}} + K_{LT} \cdot \frac{M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{pl,y,Rd}} \leq 1$$

On calcule :

Pour le poteau est encasté $l_0 = 0.7 \cdot l$ (Les poteaux sont encastés à la base et articulés au sommet)

$$\lambda_y = \frac{0.7 \cdot l}{i_y} = \frac{0.7 \cdot 1100}{18.92} = 41$$

Avec :

$\beta = 1$ (La section est de classe 1)

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \cdot (\beta)^{0.5} = 0.43 \geq 0.2$$

Courbe de flambement : (*EC3, Tableau 5.5.3*) $h/b = 440/300 = 1.46 \geq 1.2$

Axe de flambement y-y \rightarrow Courbe de flambement a; $\alpha = 0.21$.

$$\Phi_y = 0.5(1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2) = 0.5(1 + 0.21(0.43 - 0.2) + 0.43^2) = 0.62$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0.62 + \sqrt{0.62^2 - 1.46^2}} = 0.94$$

$$\lambda_z = \frac{0.7 \cdot l}{i_z} = \frac{0.7 \cdot 1100}{7.29} = 105.62$$

$$\lambda_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) \cdot (\beta)^{0.5} = 1.13 \geq 0.2$$

Courbe de flambement : (EC3, Tableau 5.5.3) $h/b = 1.46 \geq 1.2$

Axe de flambement z-z \rightarrow courbe de flambement b; $\alpha = 0.34$

$$\phi_z = 0.5(1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2) = 0.5(1 + 0.34(1.13 - 0.2) + 1.13^2) = 1.3$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0.62 + \sqrt{0.62^2 - 1.46^2}} = 0.51$$

Enfin :

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0.51$$

On calcule :

$$\lambda_{LT} = \frac{L/iz}{\sqrt{C1} \left(1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/iz}{h/t_f}\right)^2\right)^{0.25}} = \frac{1100/7.29}{\sqrt{1.132} \left(1 + \frac{1}{20} \left(\frac{1100/7.29}{440/21}\right)^2\right)^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = 61.82$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0.66 \geq 0.4$$

Donc, il y a un risque de déversement.

On calcul ensuite :

$$\phi_{LT} = 0.5(1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2) = 0.5(1 + 0.34(0.66 - 0.2) + 0.66^2) = 0.796$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0.796 + \sqrt{0.796^2 - 0.66^2}} = 0.81$$

Le calcul suivant extrait de (EC3, partie 1, 5.5.4) :

Calcul des coefficients réducteurs :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y(2 \cdot \beta_{My} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}}\right) = 0.66(2 \cdot 1.3 - 4) \frac{3216 - 2896}{2896} = -0.103 \leq 0.9$$

Avec : $\beta_{My} = 1.3$: Poutre uniformément répartie et encaster.

Calcul des coefficients K_y :

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{0.103 \cdot 131.11}{0.94 \cdot 178 \cdot 2350} = 1 \leq 1.5$$

Et :

$$\mu_{LT} = 0.15 \cdot K_y \cdot \beta_{MLT} - 0.15 = 0.15 \cdot 1 \cdot 1.3 - 0.15 = 0.045$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot M_{Sd}}{A \cdot f_y \cdot \chi_z} = 1 - \frac{0.54 \cdot 131.11}{178 \cdot 235 \cdot 0.51} = 0.999$$

On vérifié :

$$\frac{131.11}{0.51 \cdot 3803.36} + 1 \cdot \frac{457.61}{678.05} = 0.74 \leq 1$$

$$\frac{131.11}{0.51 \cdot 3803.36} + 0.999 \cdot \frac{457.61}{0.81 \cdot 678.05} = 0.88 \leq 1$$

Les conditions sont vérifiées.

Le profilé de poteau HEA 450 est maintenu.

6.6 Conclusion

Nous avons conclu que l'**IPE 500** convient comme traverse, et **HEA 450** comme un poteau pour notre portique. Ces profils offrent la résistance nécessaire et sont adaptés pour supporter les charges et maintenir la stabilité structurelle requise.

CHAPITRE 7

Etude des Assemblages

Le diagramme suivant illustre les différents étapes d'étude d'assemblage :

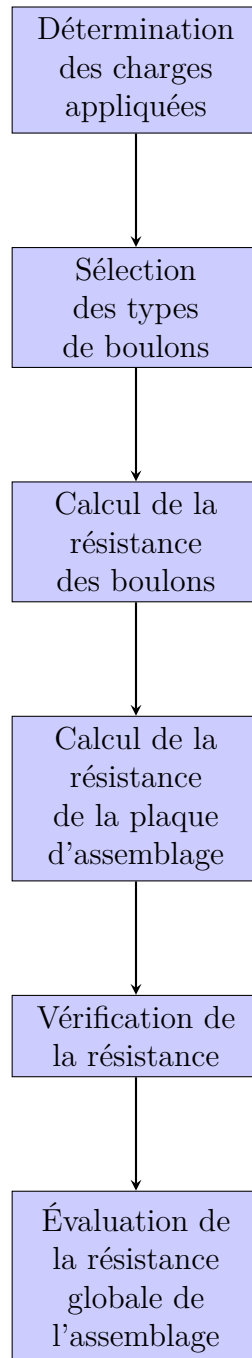


Diagramme d'étude d'assemblage

7.1 Introduction

La conception et le calcul des assemblages sont cruciaux pour la solidité et la stabilité des structures, garantissant la transmission et la répartition des sollicitations. Une défaillance d'un assemblage peut compromettre la structure entière.

Fonctionnement des assemblages

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus courant en construction métallique, apprécié pour sa facilité de mise en œuvre et ses possibilités de réglage sur site. On utilise des boulons de haute résistance (HR) avec une vis à tige filetée, une tête hexagonale ou carrée, et un écrou en acier à très haute résistance.

Le soudage permet des assemblages plus rigides, créant un encastrement partiel des éléments. Les méthodes incluent le soudage à la flamme oxyacétylénique et à l'arc électrique, fusionnant les pièces de métal.

Fonctionnement par adhérence implique la transmission des efforts par adhérence des surfaces en contact, applicable au soudage, au collage et au boulonnage par boulons HR.

Coefficients partiels de sécurité (EC3, chapitre 6.1.2)

- Résistance des boulons au cisaillement : $\gamma_{Mb} = 1,25$
- Résistance des boulons à traction : $\gamma_{Mb} = 1,5$

Rôle des assemblages

Les assemblages sont essentiels pour unir les pièces individuelles d'une structure métallique. On distingue les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et tranchants, et les assemblages rigides, qui transmettent également les moments.

7.2 Assemblage Poteau-Traverse

L'assemblage poteau-traverse se fait en soudant une platine en bout de traverse, percée symétriquement. Les perçages correspondants sur l'aile du poteau permettent de solidariser les deux éléments. Le jarret sous la traverse augmente le bras de levier, améliorant la résistance aux moments de flexion.

7.2.1 Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de la combinaison la plus défavorable calculés par le logiciel Autodesk Robot :

- $M_{\max} = 442.49 \text{kN} \cdot \text{m}$
- $V_{\max} = 118.38 \text{kN}$
- $N_{\max} = 131.11 \text{KN}$

Dispositions géométriques des boulons

On suppose des boulons de dimension M22 avec $d_0 = 24$ mm

L'épaisseur de la platine est $t=20$ mm.

Selon l'*EC3*, *Tableau 3.3* on détermine les pinces et les pas :

- $1.2d_0 \leq e_1 \leq 1.8t$ donc, $28.8 \text{ mm} \leq e_1 \leq 160$
- $2.2d_0 \leq P_1 \leq 14t$ donc, $52.8 \text{ mm} \leq P_1 \leq 112$
- $1.2d_0 \leq e_2 \leq 8t$ donc, $28.8 \text{ mm} \leq e_2 \leq 160$
- $2.4d_0 \leq P_2 \leq 14t$ donc, $57.6 \text{ mm} \leq P_2 \leq 112$

On prend : $P_1 = 90$ mm et $P_2 = 90$ mm

- Pince longitudinale ($e_1 = 70$ mm) pour la traverse
- Pince longitudinale ($e_1 = 60$ mm) pour le jarret
- Pince transversale ($e_2 = 55$ mm)

On adopte deux colonnes, avec 5 boulons par colonne, pour un total de $N=10$.

La figure suivante représente la disposition des boulons :

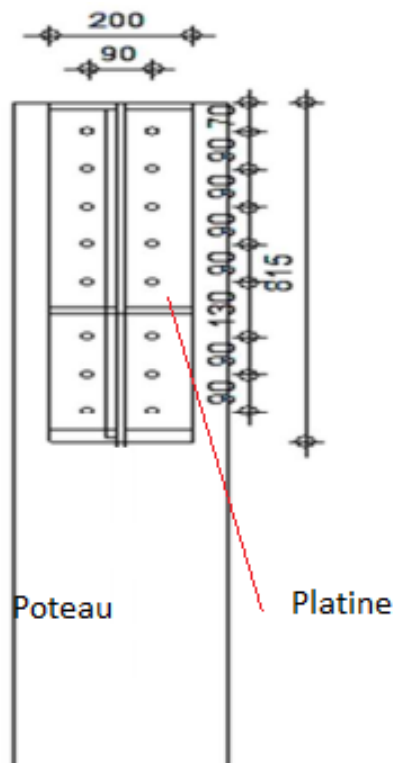


FIGURE 7.1 – Dispositions géométrique des boulons

7.2.2 Détermination des efforts dans les boulons

Effort de cisaillement

Effort de cisaillement maximal :

$$V_{\max} = 118.38 \text{ kN}$$

Effort de cisaillement pour un seul boulon :

$$F_{v,sd} = \frac{V_{\max}}{N} = \frac{118.38}{10} = 11.84 \text{ kN}$$

Effort de traction

La distribution du moment M_{\max} sur les rangées de boulons entraîne une traction sur ces boulons. Ce moment est appliqué par rapport au centre de gravité de la traverse, et on suppose que seuls les boulons des rangées sont sollicités.

La figure suivante représente la distribution des efforts sur les boulons tendus :

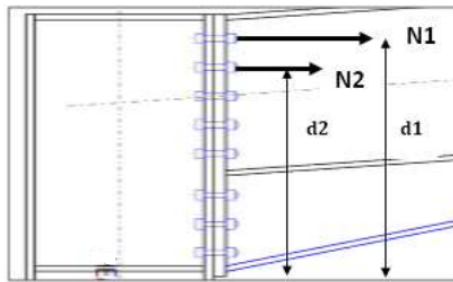


FIGURE 7.2 – Dispositions géométrique des boulons

Avec :

$$M_{\max} = N_1 \times d_1 + N_2 \times d_2$$

$$d_1 = 68.27 \text{ cm} \quad \text{et} \quad d_2 = 59.27 \text{ cm}$$

$$\frac{N_1}{d_1} = \frac{N_2}{d_2} \quad \Rightarrow \quad N_1 = M_{\max} \times \frac{d_1}{d_1^2 + d_2^2} = \frac{68.27}{68.27^2 + 59.27^2} = 369.6 \text{ kN}$$

Donc, l'effort de traction maximal pour un seul boulon.

$$F_{T,sd} = \frac{N_1}{2} = 184.8 \text{ kN}$$

7.2.3 Pré-dimensionnement des boulons

Le dimensionnement des boulons se fait en vérifiant le décollement des platines, suivant le (*EC3, partie 1-1, p.6-20, Tableau 6.5.2 - Catégorie d'assemblage boulonnés*) :

$$F_p \leq F_{T,sd}$$

$$F_p = 0.7 \times A_s \times f_{ub}$$

Avec :

- F_p : la force précontrainte d'un seul boulon.
- f_{ub} : contrainte ultime de rupture
- La classe 10.9 $f_{ub} = 1000$ MPa

$$0.7 \times A_s \times f_{ub} \geq F_{T,sd} \Rightarrow A_s \geq \frac{F_{T,sd}}{0.7 \times f_{ub}} = 1.78 \text{ cm}^2 = \frac{184.8}{0.7 \cdot 100} = 2.64 \text{ cm}^2$$

On adopte un boulon M22 avec $A_s = 3.8 \text{ cm}^2$.

7.2.4 Vérification au cisaillement

On doit vérifier la condition suivante extraite de l' (*EC3, partie 1-1, p.6-20, Tableau 6.5.2 - Catégorie d'assemblage boulonnés*) :

$$F_{v,sd} \leq F_{s,Rd}$$

$$F_{s,Rd} = \frac{K_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{Ms}} \times F_{p,cd}$$

$$F_{p,cd} = 0.7 \times A_s \times f_{ub} = 0.7 \times 3.8 \times 100 = 266 \text{ kN}$$

Avec :

- $F_{s,Rd}$: la résistance de calcul au cisaillement par boulon.
- $F_{p,cd}$: précontrainte de calcul
- $K_s = 1$: coefficient qui est en fonction de la dimension des trous de perçage pour les trous à tolérance normale.
- $n=1$: Nombre d'interfaces d'adhérence
- $\mu=0.3$: coefficient d'adhérence.
- $\gamma_{Ms} : 1.25$
- $F_{v,sd} = 11.83 \text{ kN}$

Alors :

$$F_{s,Rd} = \frac{K_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{Ms}} \times F_{p,cd} = 1 \times 1 \times 0.3 / 1.25 \times 266$$

$$F_{s,Rd} = 36.84 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = 11.83 < F_{s,Rd} = 36.84 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée

7.2.5 Vérification d'un boulon à l'interaction traction cisaillement

On doit vérifier la condition suivante l' (*EC3, partie 1-1, p.6-20, Tableau 6.5.2 - Catégorie d'assemblage boulonnés*) :

$$F_{vsd} \leq F_{s,Rd} = \frac{K_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{Ms}} \times (F_{p,cd} - 0.8 \cdot F_{tsd})$$

$$F_{vsd} = 11.83\text{kN} < F_{s,Rd} = \frac{0.3 \cdot 1 \cdot 1}{1.25} \cdot (266 - 0.8 \cdot 184.8) = 28.35\text{kN}$$

La résistance du boulon à l'interaction cisaillement traction est vérifiée.

7.2.6 Vérification au poinçonnement

Il faut vérifier suivant le (*EC3, partie 1-1, 6.5.5, p.6-25*) la condition suivante :

$$B_{pRd} \geq F_{tsd}$$

Avec :

- B_{pRd} : la résistance de calcul au cisaillement par poinçonnement

$$B_{pRd} = \frac{0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{mb}}$$

- $d = 22\text{mm}$ (diamètre de boulon M22).

- t_p : l'épaisseur de la plaque sous la tête de la vis ou de l'écrou ($t_p = 2 + 1.65 = 3.65\text{ cm}$)

- $f_u = 360\text{MPa}$

$$B_{pRd} = \frac{0.6 \times \pi \times 2.2 \times 3.65 \times 360}{1.25} = 435.92\text{ kN} > F_{tsd} = 184.8\text{ kN}$$

La condition est vérifiée

7.2.7 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue

Il faut vérifier suivant le (*EC3, partie 1-1, p.6-20, Tableau 6.5.2 - Catégorie d'assemblage boulonnés*) :

$$F_v \leq F_{tRd}$$

Où :

$$F_{tRd} = t_w \cdot b_{eff} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

- F_{tRd} : la résistance de l'âme de poteau à la traction

- $b_{eff} = P$: entraxe des rangées de boulons ($P = 90\text{ mm}$)

Application :

$$F_{tRd} = 1.15 \times 9 \times \frac{23.5}{1.1} = 221.12 \text{ kN}$$

L'effort de cisaillement (*EC3, art 6.2.6.7*)

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{442.49}{0.44 - 0.021} = 1056 \text{ kN}$$

$$F_v = 1056 \text{ kN} \geq F_{tRd} = 221.12 \text{ kN}$$

La condition n'est pas vérifiée, donc un raidissage est indispensable.

7.2.8 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée

On doit vérifier la condition suivante le (*EC3, partie 1-1, p.6-20, Tableau 6.5.2 - Catégorie d'assemblage boulonnés*) :

$$F_{vsd} = 1056 \text{ kN} \leq F_{cRd} = \frac{f_y \cdot t_w \cdot b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

Où :

$$b_{eff} = t_f + 2t_w + 5(t_p + r) = 21 + 2 \times 11.5 + 5(20 + 27) = 279 \text{ mm}$$

$$F_{cRd} = \frac{f_y \cdot t_w \cdot b_{eff}}{\gamma_{m0}} = \frac{23.5 \times 1.15 \times 27.9}{1.1} = 663 \text{ kN} < F_{vsd} = 1056 \text{ kN}$$

La condition n'est pas vérifiée.

7.2.9 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailé

On doit vérifier suivant (*EC3, partie 1-1, p.6-20, Tableau 6.5.2 - Catégorie d'assemblage boulonnés*) :

$$F_{vsd} \leq F_{vRd}$$

L'effort résistant au cisaillement de l'âme :

$$F_{vRd} = \frac{0.58 \times f_y \times h \times t_w}{\gamma_{m0}}$$

Nécessité de poser une fourrure d'âme de chaque côté (épaisseur de 7 mm).

D'où :

$$t_w = 11.5 + 7 \times 2 = 25.5 \text{ mm}$$

Application :

$$F_{vRd} = 0.58 \times 23.5 \times 44 \times 2.55 / 1.1 = 1390.26 \text{ kN}$$

$$F_{vsd} = 1056 \text{ kN} < F_{vRd} = 1390.26 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée

La figure suivante représente l'assemblage Poteau-Traverse sur le logiciel Autodesk Robot 2024 :

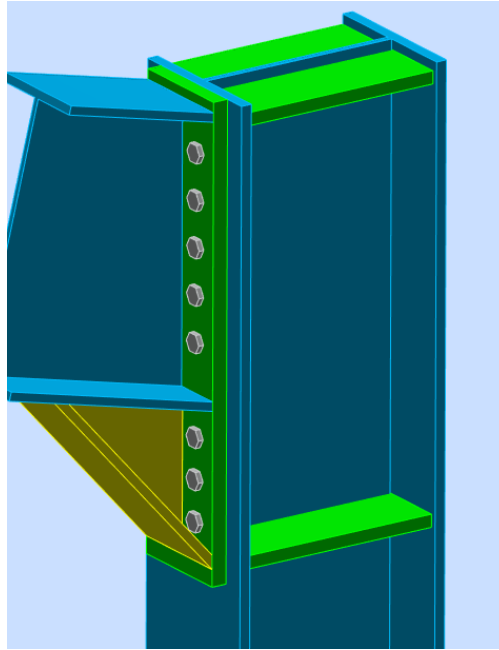


FIGURE 7.3 – Assemblage Poteau-Traverse

7.3 Assemblage traverse – traverse

7.3.1 Effort sollicitant

Les efforts sollicitant de la combinaison la plus défavorable calculés par le logiciel Autodesk Robot :

- $M_{\max} = 228.18 \text{ kNm}$
- $V_{\max} = 25.69 \text{ kN}$
- $N_{\max} = 44.5 \text{ KN}$

Dispositions géométriques des boulons

On adopte pour les boulons M18 de classe 8.8, chaque rangée est composée de 2 boulons avec 10 rangées (traverse - traverse), avec $d_0 = 20 \text{ mm}$:

- $1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t_{\max}$ donc, $24 \text{ mm} \leq e_1 \leq 240$
- $2.2d_0 \leq P_1 \leq 14t_{\max}$ donc, $44 \text{ mm} \leq p_1 \leq 280$
- $1.5d_0 \leq e_2 \leq 12t_{\max}$ donc, $30 \text{ mm} \leq e_2 \leq 240$
- $3d_0 \leq P_2 \leq 14t_{\max}$ donc, $60 \text{ mm} \leq P_2 \leq 280$

On prend $e_1 = 50 \text{ mm}$; $e_2 = 50 \text{ mm}$; $p_1 = 110 \text{ mm}$; $p_2 = 100 \text{ mm}$

On prend en compte juste les 2 premières rangées de boulons sollicitées à la traction due au moment de flexion.

$$d_1 = 82.27 \text{ cm} \quad d_2 = 73.27 \text{ cm}$$

$$N_1 = \frac{M_{sd} \times d_1}{\sum d_i^2} = \frac{228.15 \cdot 0.8227}{(0.8227^2 + 0.7327^2)}$$

$$N_1 = 154.81 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{M_{sd} \times d_2}{\sum d_i^2} = \frac{228.15 \cdot 0.7327}{(0.8227^2 + 0.7327^2)}$$

$$N_2 = 137.86 \text{ KN}$$

7.3.2 Pré-dimensionnement des boulons

Le dimensionnement des boulons se fait en vérifiant le décollement des platines :

$$N_1 \leq n \cdot F_p$$

Avec :

- $n = 2$: nombre de rangées de boulons.

- $f_{ub} = 800 \text{ MPa}$ (classe 8.8)

$$F_p = 0.7 \times A_s \times f_{ub} = 177.79 \text{ KN}$$

$$A_s \geq \frac{154.81 \times 1000}{2 \times 0.7 \times 800}$$

$$A_s \geq 1.382 \text{ cm}^2$$

On adopte des boulons M18 avec $A_s = 1.92 \text{ cm}^2$

7.3.3 Vérification du moment résistant de l'assemblage

On vérifie la condition suivante :

$$N_{tRd} = 0.7 \times n \times A_s \times f_{ub} = 0.7 \times 2 \times 192 \times 800$$

$$N_{tRd} = 215.04 \text{ KN}$$

$$M_{Rd} = N_{Rd} \times \frac{\sum d_i^2}{d_1}$$

$$M_{max} = 228.18 \text{ KN.m} \leq M_{Rd} = 316.93 \text{ KN.m}$$

La condition est vérifiée.

7.3.4 Vérification au poinçonnement lors le serrage

On vérifié que :

$$F_p \leq B_{pRd}$$

$$F_p = 0.7 \times A_s \times F_{ub} = 177.79 \text{ KN}$$

$$B_{pRd} = 0.6 \times \pi \times d_m \times t \times \frac{F_u}{\gamma_{mb}} = 315.78 \text{ KN}$$

Avec :

- d_m : diamètre moyen du boulon $d_m = 29.1 \text{ mm}$
- t : épaisseur des pièces à boulonner $t = 20 \text{ mm}$

$$F_p = 177.79 \text{ KN} \leq B_{pRd} = 315.78 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de poinçonnement lors du serrage.

7.3.5 Vérification à l'effort tranchant

On vérifie que :

$$V_{sd}/n \leq V_{Rd} = K_s \cdot n \cdot \mu \cdot f_p / \gamma_{M2}$$

Avec :

- $K_s = 1$: Trou normal.
- $n = 1$: Un plan d'adhérence.
- $\mu_{M0} = 0.3$: Coefficient d'adhérence.

On calcule :

$$V_{sd}/n = 27.69/10 = 2.769 \text{ KN}$$

$$V_{Rd} = 1 \cdot 1 \cdot 179.77/1.25 = 43.15 \text{ KN}$$

$$V_{sd}/n = 2.769 \text{ KN} \leq 43.15 \text{ KN} = V_{Rd}$$

La condition est vérifiée.

La figure suivante représente l'assemblage Traverse-Traverse sur le logiciel Autodesk Robot 2024 :

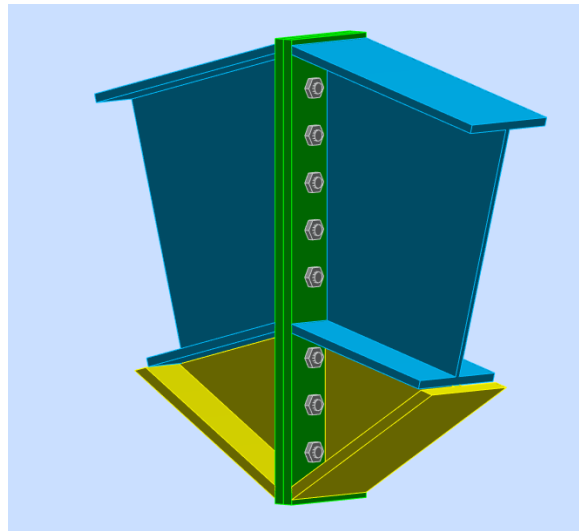


FIGURE 7.4 – Assemblage Traverse-Traverse

7.4 Calcul des pieds de poteaux

Les poteaux sont élargis à leur base par les platines soudées, lesquelles reposent sur le sol par l'intermédiaire d'un massif en béton, auquel elles sont ancrées par des boulons de scellement. Le but est de transmettre les sollicitations appliquées à la construction aux fondations.

La figure suivante représente la pied de poteau avec l'effort axial maximal :

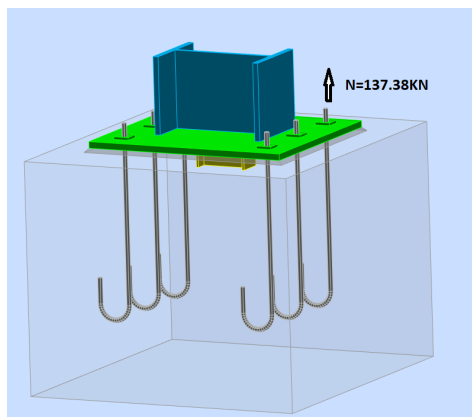


FIGURE 7.5 – Pied de poteau avec l'effort axial N_{max}

Le calcul des pieds de poteaux ce fait suivant le *EC3, partie 1, p.6.80, 6.11*

7.4.1 Efforts sollicitant

La combinaison la plus défavorable ELU : 1.00 G + 1.50 V + 1.05 P :

- $N_{max} = 137.38 \text{ KN}$

7.4.2 Dimensionnement des tiges d'ancrages

On détermine la longueur et la largeur de la platine, est donnée comme suit (*EC3, partie 1, p.6.80, 6.11.2*) :

Où :

- $h = 440\text{mm}$: la hauteur de la section *HEA450*
- $b = 300\text{mm}$: la base de la section *HEA450*
- $c = 100\text{mm}$: le débord.

D'où :

- La longueur de la platine **b** :

$$b = h + 2 \cdot c = 440 + 2 \times 100 = 640 \text{ mm}$$

- La largeur de la platine **a** :

$$a = b + 2 \cdot c = 300 + 2 \times 100 = 500 \text{ mm}$$

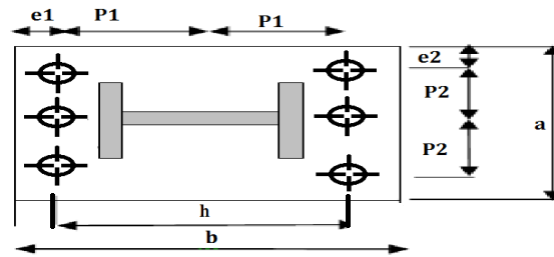


FIGURE 7.6 – Disposition de la tige et dimension de la platine.

Les tiges d'ancrages se dimensionnent à la traction simple, sous un effort de traction :

$$N_t = \frac{N_i}{n}$$

Avec :

- n : nombre de tiges.
- N_t : effort sollicitant de traction.
- L'ancrage est réalisé par 6 tiges.
- Le diamètre de la tige \varnothing

$$\frac{N_t}{6} \leq \frac{\pi \cdot \varnothing^2 \cdot f_y}{4}$$

$$\varnothing \geq \sqrt{\frac{2N_t}{3\pi \cdot f_y}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 137.38}{3\pi \cdot 23.5}} = 1.24 \text{ cm}$$

Donc on prend : $\varnothing = 2.5 \text{ cm} = 25\text{mm}$.

7.4.3 Vérification de la tige d'ancrage

L'effort admissible par scellement est calculé par :

$$N_a = 0.1 \left(1 + 7 \cdot \frac{g_c}{1000} \right) \left(\frac{\varnothing}{1 + \frac{\varnothing}{d_1}} \right) (l_1 + 6.4r + 3.5 \cdot l_2)$$

Avec :

- $c = 3 \varnothing$
- $l_1 = 20 \varnothing = 50 \text{ cm}$
- $l_2 = 2 \varnothing = 5 \text{ cm}$
- g_c : Le dosage en ciment = 350 Kg/m³ ;
- $d_1 = 10 \text{ cm}$

Application :

$$N_a = 0.1 \left(1 + 7 \cdot \frac{350}{1000} \right) \left(\frac{2.5}{1 + \frac{2.5}{10}} \right) (50 + 6.4 \cdot 1.25 + 3.5 \cdot l_2) \leq \frac{N_t}{n}$$

$$N_a = 80 \text{ kN} > \frac{N_t}{6} = 22.89 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée.

7.4.4 Dimensionnement de la bèche

On détermine :

$$A_{vz} \geq V_{st} \cdot \sqrt{3} \cdot \frac{\gamma_{M0}}{f_y} = \frac{141.12 \cdot \sqrt{3} \cdot 1.1}{23.5} = 11.44 \text{ cm}^2$$

On adopte pour une IPE200 avec $A_{vz} = 14.0 \text{ cm}^2$

On vérifie :

$$V_{st} = 141.12 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 172.68 \text{ kN} = \frac{14 \times 10^2 \times 235}{\sqrt{3} \times 1.1}$$

La condition est vérifiée.

7.5 Conclusion

Ce chapitre traite des assemblages structurels, essentiels pour la continuité et le transfert efficace des charges. La résistance des zones de liaison a été vérifiée et les assemblages dimensionnés selon les normes. Des composants comme les boulons, platines et tiges d'ancrage ont été choisis pour assurer des connexions solides, garantissant la sécurité et la durabilité de la structure.

CHAPITRE 8

Calcul des Fondations

Le diagramme suivant illustre les différents étapes de calcul de fondation :

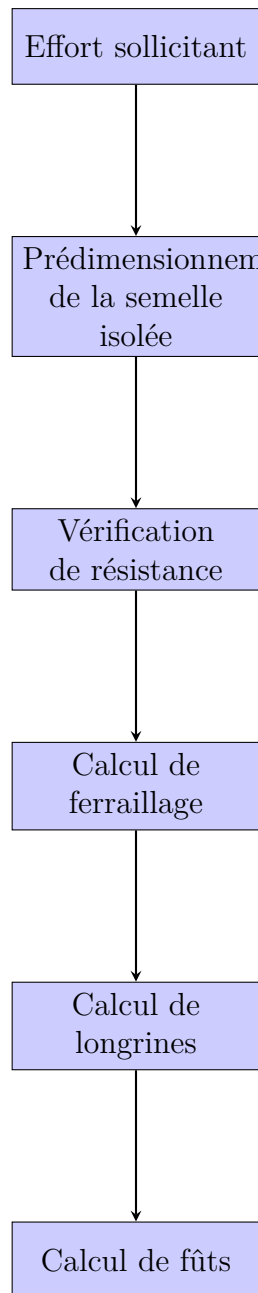


Diagramme de calcul de fondation

8.1 Introduction

Les fondations jouent un rôle essentiel dans la stabilité et la durabilité des structures en assurant la transmission des charges au sol. L'objectif de ce chapitre est de se concentrer sur le dimensionnement, le calcul et la vérification des fondations, dans le but de garantir la sécurité et la performance des structures.

Dans ce chapitre, on va utiliser les *Règles BAEL 91 révisées 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.* et le *RPA99, version 2003, Règles parasismiques Algériennes.*

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

On adopte pour notre structure une fondation de type semelle isolé.

On présente les données relatives du site :

- La contrainte admissible de notre sol site S4 est : $\sigma_{sol} = 1.5\text{bars}$
- La profondeur d'ancrage : $D = 2\text{m}$

8.2 Efforts sollicitant

Les réactions les plus défavorables calculées par le logiciel Robot, sont resumées dans le tableau suivant :

TABLEAU 8.1 – Les efforts sollicitant sur le pied du poteau les plus défavorables

	ELU	ELS
M_{max} [KN.m]	-29.55	-35.20
N_{max} [KN]	215	148.5

La figure suivante représente les sollicitations et les dimensions de la fondation :

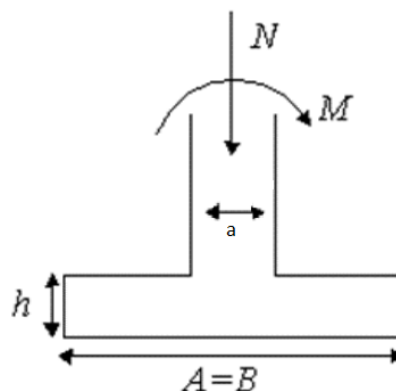


FIGURE 8.1 – Sollicitations de fondation

8.3 Pré-dimensionnement de la semelle isolée

La condition de prédimensionnement d'une semelle isolée carrée de surface S est donnée par la formule suivante :

Avec :

$$S = A \cdot B$$

$$A \cdot B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{148.5}{150} = 0.99m^2$$

Alors, on prend :

$$A = B = 1.50m$$

Où :

- a = 0.6 m (largeur du poteau)
- b = 0.5 m (longueur du poteau)
- d' = 5 cm (enrobage d'acier)

On calcule la hauteur de la semelle h , suivant la formule suivante :

$$(h - d') \geq \max\left(\frac{B - b}{4}, \frac{A - a}{4}\right) = \left(\frac{1.5 - 0.5}{4}, \frac{1.5 - 0.6}{4}\right)$$

$$h \geq \max(0.25; 0.22) \text{ (m)}$$

$$(h - d') \geq 0.25 \text{ m}$$

Alors :

$$h = 0.35m$$

8.4 Vérification de la stabilité

On vérifie que : $\frac{A}{6} \geq e_{01}$;

$$e_{01} = \frac{M}{N} = \frac{35.2}{148.5} = 0.24 \text{ m}$$

$$\frac{A}{6} = 0.25m > 0.24m = e_{01}$$

La condition est vérifiée.

8.5 Vérification de la contrainte

La vérification de la contrainte se fait par la formule suivante :

$$A \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times B} \left(1 + \frac{3 \cdot e_{02}}{B}\right) = \frac{148.5}{150 \times 1.5} \left(1 + 3 \frac{0.23}{1.5}\right) = 0.96 \text{ m}$$

Donc : $A = 1.5 > 0.96 \text{ m}$

Et :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \left(1 \pm \frac{6e_{02}}{A} \right)$$

$$e_{02} = \frac{M}{N} = \frac{29.55}{215} = 0.14$$

On trouve :

$$\sigma_1 = \frac{215}{1.5 \cdot 1.5} \left(1 + 6 \frac{0.14}{1.5} \right) = 149 \text{ kN/m}^2$$

Et :

$$\sigma_2 = \frac{215}{1.5 \cdot 1.5} \left(1 - 6 \frac{0.14}{1.5} \right) = 42 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = \frac{4N}{3B(A - 2e_{02})} = \frac{4 \times 215}{3 \times 1.5(1.5 - 2 \times 0.14)} = 156 \text{ kN/m}^2 < 200 \text{ kN/m}^2 = 1.33 \cdot \sigma_{\text{ad}}$$

La condition est vérifiée.

8.6 Calcul de ferrailage

On calcule :

$$N = \sigma_{\max} \times S = 156 \times 2.25 = 351 \text{ KN}$$

$$A_x = \frac{N(B - b)}{8(h - d')\sigma_{su}}$$

$$A_y = \frac{N(A - a)}{8(h - d')\sigma_{su}}$$

$$A_x = \frac{351(1.5 - 0.5)}{8(0.35)348} \times 10 = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$A_y = \frac{351(1.5 - 0.5)}{8(0.35)348} \times 10 = 3.6 \text{ cm}^2$$

Donc, Il faut vérifier la condition de non-fragilité du béton.

$$A_s \geq 0.23 \frac{B \times d \times f_{tj}}{f_e} = 0.23 \frac{35 \times 150 \times 2.4}{400} = 7.24 \text{ cm}^2$$

Donc, On prend : 10HA10, de la section $A = 7.85 \text{ cm}^2$

8.6.1 Calcul de l'espacement entre les barres

On calcule l'espacement S_t entre les barres :

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm}, 15\varnothing)$$

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm}, 15 \times 1 = 15 \text{ cm})$$

En prend $St = 15 \text{ cm}$

La figure suivante représente le ferrailage de la semelle isolée :

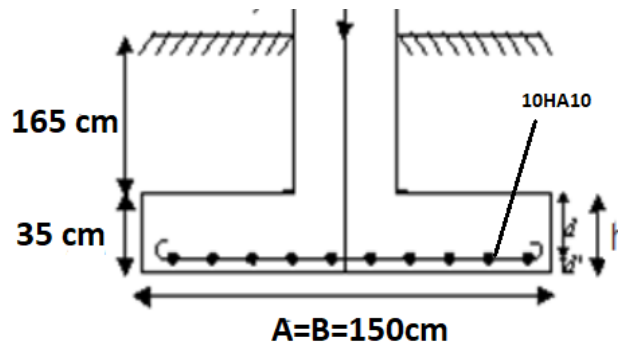


FIGURE 8.2 – Ferrailage des semelles isolées.

8.7 Calcul des longrines

Les longrines servent à relier les semelles entre elles et sont soumises à des efforts de traction. Elles sont posées directement sur un béton de propreté afin de prévenir la contamination du béton frais par le sol lors du coulage. De plus, le béton de propreté assure un support uniforme pour les longrines.

8.7.1 Dimensionnement des longrines

Suivant le règlement du (*RPA99, Chapitre X, 10.1.1.b, p.79*). Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : $30 \times 30 \text{ cm}$, pour un site de catégorie S4.

On prend la section de longrine de notre ouvrage : $35 \times 35 \text{ cm}$

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \leq 20 \text{ kN}$$

Avec :

- N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.
- $\alpha = 8$: coefficient de la zone sismique et de la catégorie de site considérée, pour notre cas le site est de catégorie S4 et de zone sismique IIB, alors ce coefficient est égal à 8, suivant le (*RPA99, Chapitre X, Tableau 10.1 - Valeurs de α , p.79*).

La valeur de N est résumée dans le tableau suivant :

TABLEAU 8.2 – La charge verticale de gravité N

	ELU	ELS
N [KN]	$26.8 \geq 20$	$18.5 \leq 20$

8.7.2 Calcul des armatures

On a :

$$A_s = \frac{N_t}{\sigma_{st}}$$

TABLEAU 8.3 – La valeur de A_s

	ELU	ELS
A_s [cm ²]	0.772	0.482

Suivant le (*RPA99, Chapitre X, 10.1.1.b, p.79*), le ferrailage minimum doit être de % 0.6 de la section avec des cadre dont l'espace est inférieur au min (20cm ; 15φ).

$$A_{min} = 0.6\%H \cdot B = 0.6/100 \cdot 35 \cdot 35 = 7.4cm^2$$

Donc, on ferraille avec : 6HA14 de $A_s = 9.24$ cm²

8.7.3 Condition de non fragilité

On vérifié la condition de non fragilité par la formule suivante :

$$A = \frac{H \cdot B \cdot f_{t28}}{f_e} \leq A_s$$

Application :

$$\frac{35 \cdot 35 \cdot 2.1}{400} = 5.14cm^2 \leq 9.24cm^2$$

La condition est vérifiée.

8.7.4 Vérification de la flèche

On vérifié la condition suivante :

$$\frac{5 \cdot q_s \cdot L^4}{384EI} \leq L/200$$

Avec :

- L =7.20m : La plus grande portée.

- I : Moment d'inertie de la section transversale.

On calcule :

$$q_s = \frac{148.5}{7.20} = 20.6KN$$

Et :

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{35^4}{12} = 125054cm^4$$

Application :

$$\frac{5 \cdot 20.6 \cdot 720^4 \cdot 10^{-1}}{384 \cdot 21000 \cdot 125052} = 2.74 \text{ cm} \leq 3.6 \text{ cm}$$

La condition de la flèche est vérifiée.

8.7.5 Vérification d'armatures transversales

Pour des cadres de diamètre 8mm dont l'espacement $s_t \leq \min(20 \text{ cm}, 15 \cdot 0.8) = 12 \text{ cm}$.

La figure suivante représente le ferrailage de longrines :

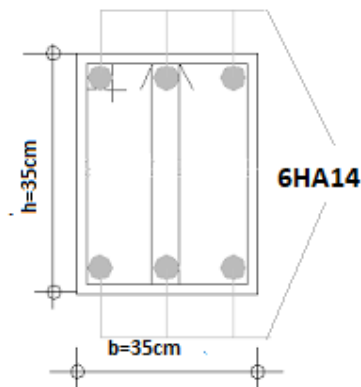


FIGURE 8.3 – Ferrailage des longrines

8.8 Calcul des futs

Le fut est soumis à un effort normal, un effort tranchant et un moment fléchissant. Le ferrailage de la section sera calculée en flexion composée.

On a :

- $D = 2 \text{ m}$: Ancrage de fondation.
- $e_0 = \frac{M_u}{N_u} \leq \frac{h}{6}$.
- $d = 75 \text{ cm}$.
- $d' = 5 \text{ cm}$.
- $h = 80 \text{ cm}$.

On calcule :

$$M_{uA} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 29.55 + 215 \left(0.75 - \frac{0.8}{2} \right) = 104.8 \text{ kN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_u = 215(0.75 - 0.05) - 29.55 = 120.95 \text{ kN.m} \quad (\text{I})$$

$$(0.337 \cdot d - 0.81 \cdot d') \cdot b \cdot h \cdot f_{ub} = (0.337 \cdot 0.75 - 0.81 \cdot 0.05) \cdot 0.6 \cdot 0.8 = 1018 \text{ kN.m} \quad (\text{II})$$

On a : (I) \leq (II)

Alors : $\Rightarrow A = 0$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \cdot d^2 \cdot f_{ub}} = \frac{104.8 \cdot 10^{-3}}{0.60 \cdot 0.75^2 \cdot 14.2} = 0.022$$

$$\mu_{bu} < \mu_1 = 0.392$$

$$\Rightarrow A' = 0$$

On calcule :

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_b} \right) = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(0.022)} \right) = 0.03$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.75(1 - 0.4(0.022)) = 0.731$$

Alors :

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \cdot f_{st}} = \frac{104.8 \cdot 10^{-3}}{0.731 \cdot 348} = 3.78 \text{ cm}^2$$

Enfin :

$$A = A_1 + \frac{N_u}{f_{st}} = 3.84 + \left(\frac{215 \cdot 10^{-3}}{384} \cdot 10^4 \right) = 9.28 \text{ cm}^2$$

Donc, on ferraille avec 12HA10 de $A=9.42\text{cm}^2$

8.8.1 Armatures transversales

On opte pour deux cadres de diamètre $\phi 8$ dont l'espacement maximal est :

$$St \leq \min \left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi \right) \leq 20\text{cm}$$

On prend $St = 15 \text{ cm}$.

La figure suivante représente un schéma sur le ferrailage des futs :

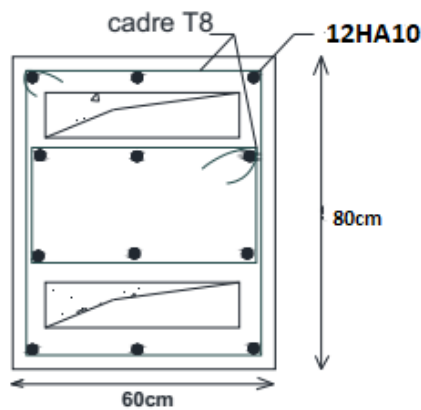


FIGURE 8.4 – Ferrailage des futs.

8.9 Conclusion

Le ferrailage calculé pour notre fondation avec les vérifications sont :

- Ferrailage de la semelle isolées : **10HA10**
- Ferrailage de longrines : **6HA14**
- Ferrailage des futs : **12HA10**

Conclusion générale

Notre projet de fin d'études consistait à réaliser l'étude d'un ouvrage industriel en charpente métallique équipé d'un pont roulant. Ce travail nous a permis de développer nos compétences en analyse et en calcul de structures, tant à l'aide de logiciels qu'à travers des vérifications et des dimensionnements manuels. Nous avons ainsi pu nous familiariser avec divers outils informatiques et les différents règlements régissant la conception et le calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment, notamment en utilisant le nouveau règlement algérien neige et vent, version 2013.

Les dimensions des calculs effectués sont les suivantes :

- Les poteaux : **HEA450**
- Les traverse : **IPE500**
- Les potelets : **IPE360**
- Les lisses de bardages : **UPN160**
- Les pannes : **IPE160**
- Les liernes : **d = 10mm**
- Le système de contreventement : **L 45x45x5**
- La poutre de roulement : **HEB400**
- Le support du chemin de roulement : **HEA240**

La précision et la rigueur sont essentielles dans les calculs et les vérifications, ainsi que dans la définition précise des différents détails de la construction. Les causes des désordres en construction métallique sont multiples et leurs conséquences peuvent varier considérablement. Il est crucial que tous les intervenants (conception, calculs, dessins, fabrication, réalisation, etc.) soient impliqués et responsables à leur niveau d'intervention, en maintenant une prudence constante.

Ce projet nous a permis de mettre en pratique les connaissances acquises tout au long de notre formation, en les appliquant à un projet réel et en élargissant notre expertise.

Références bibliographiques

- **Réglements :**
- *Eurocode 0 : Base de calcul des structures.*
- *Eurocode 1 : Partie 5 Actions induites par les ponts roulants.*
- *Eurocode 3 : Partie 6 Chemins de roulements.*
- *Eurocode 3 : Règles de calcul des structures en acier.* ENV 1993-1-1.
- Eyrolles. *B.A.E.L 91 : Béton Armé aux Etats Limites*, troisième tirage, 1997.
- Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique. *Charges Permanentes et Charges d'exploitation*, D.T.R B C – 2.2.
- Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique. *Règles Parasismiques Algériennes RPA99 V.2003*, D.T.R B C - 2.48.
- *Règlement Neige et Vent RNV99 V.2013*, D.T.R C 2-4.7.
- *Règles de Conception et de Calcul des Structures en Acier CCM97*, D.T.R B C – 2.44.
- Jean Morel. *Calcul des Structures Métalliques selon l'Eurocode 3*. Eyrolles Paris, 2008.
- **Ouvrage :**
- Lahlou Dahmani. *Calcul des éléments résistants d'une construction métallique.*
- **Polycopié :**
- Benazzouz, B.K. *Polycopié du cours de structure métallique.* ENP, 2023.
- Cherrak, M. *Polycopié du cours de Béton Armé 1, 2.* ENP, 2023.
- **PFE :**
- *Université de Bejaïa, ETUDE D'UN HANGAR INDUSTRIEL AVEC UN PONT ROULANT.*
- *Université Badji Mokhtar Annaba, ETUDE ET DIMENSIONNEMENT D'UN HANGAR METALLIQUE A USAGE DE FABRICATION A EL- TAREF*

Annexe

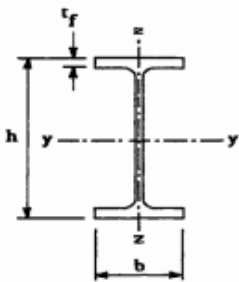
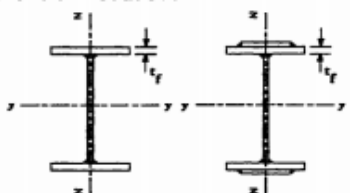

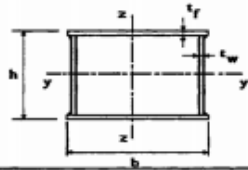

8.10 Annexe 1

TABLEAU 8.4 – Tableau des armatures

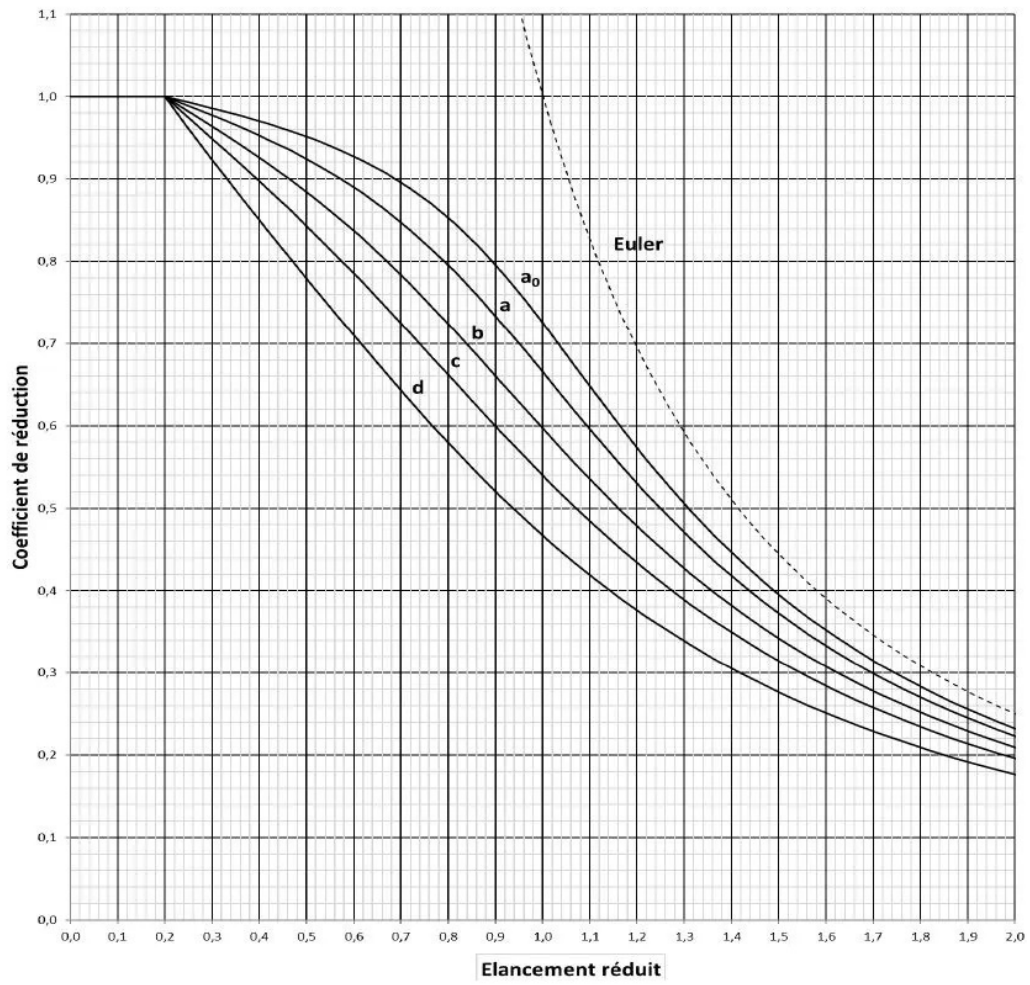
Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.7
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	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	15.83	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 cm^2 de N armatures de diamètre Φ (mm)

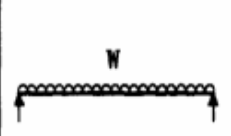

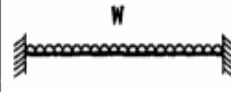

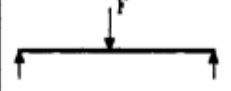



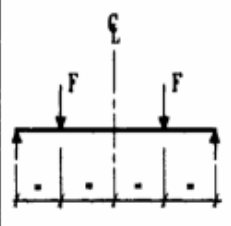

8.11 Annexe 2

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 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c 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

*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2



Courbes de flambement

Tableau F.1.2 Coefficients C_1 , C_2 et C_3 , pour différentes valeurs de k , dans le cas de charges transversales					
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

8.12 Annexe 3

Notations pages 205-209 / Bezeichnungen Seiten 205-209

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte												Classification EN 1993-1-1: 2005						EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001	
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						Pure bending y-y			Pure compression						
	G kg/m	I _y mm ⁴ x10 ⁴	W _{el,y} mm ³ x10 ³	W _{pl,y} ♦ mm ³ x10 ³	i _y mm x10	A _z mm ² x10 ²	I _z mm ⁴ x10 ⁴	W _{el,z} mm ³ x10 ³	W _{pl,z} ♦ mm ³ x10 ³	i _z mm x10	S _x mm	I _t mm ⁴ x10 ⁴	I _w mm ⁶ x10 ⁹	S235	S355	S460	S235	S355				S460
IPE AA 80	4,9	64,1	16,4	18,9	3,19	3,00	6,85	2,98	4,7	1,04	17,5	0,40	0,09	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE A 80	5,0	64,4	16,5	19,0	3,18	3,07	6,85	2,98	4,7	1,04	17,6	0,42	0,09	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE 80	6,0	80,1	20,0	23,2	3,24	3,58	8,49	3,69	5,8	1,05	20,1	0,70	0,12	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE AA 100	6,7	136	27,9	31,9	3,98	4,40	12,6	4,57	7,2	1,21	20,8	0,73	0,27	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE A 100	6,9	141	28,8	33,0	4,01	4,44	13,1	4,77	7,5	1,22	21,2	0,77	0,28	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE 100	8,1	171	34,2	39,4	4,07	5,08	15,9	5,79	9,2	1,24	23,7	1,20	0,35	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE AA 120	8,4	244	41,7	47,6	4,79	5,36	21,1	6,59	10,4	1,41	21,6	0,95	0,66	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE A 120	8,7	257	43,8	49,9	4,83	5,41	22,4	7,00	11,0	1,42	22,2	1,04	0,71	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE 120	10,4	318	53,0	60,7	4,90	6,31	27,7	8,65	13,6	1,45	25,2	1,74	0,89	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE AA 140	10,1	407	59,7	67,6	5,64	6,14	33,8	9,27	14,5	1,63	22,4	1,19	1,46	1	1	-	1	2	-	✓		
IPE A 140	10,5	435	63,3	71,6	5,70	6,21	36,4	10,0	15,5	1,65	23,2	1,36	1,58	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPE 140	12,9	541	77,3	88,3	5,74	7,64	44,9	12,3	19,3	1,65	26,7	2,45	1,98	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓
IPE AA 160	12,1	646	82,6	93,3	6,47	7,24	51,6	12,6	19,6	1,83	23,4	1,57	2,93	1	1	-	1	3	-	✓		
IPE A 160	12,7	689	87,8	99,1	6,53	7,80	54,4	13,3	20,7	1,83	26,3	1,96	3,09	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPE 160	15,8	869	109	124	6,58	9,66	68,3	16,7	26,1	1,84	30,3	3,60	3,96	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓
IPE AA 180	14,9	1020	116	131	7,32	9,13	78,1	17,2	26,7	2,03	27,2	2,48	5,64	1	1	-	2	3	-	✓		
IPE A 180	15,4	1063	120	135	7,37	9,20	81,9	18,0	28,0	2,05	27,8	2,70	5,93	1	1	1	2	3	4	✓	✓	✓
IPE 180	18,8	1317	146	166	7,42	11,3	101	22,2	34,6	2,05	31,8	4,79	7,43	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPE O 180	21,3	1505	165	189	7,45	12,7	117	25,5	39,9	2,08	34,5	6,76	8,74	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓
IPE AA 200	18,0	1533	156	176	8,19	11,4	112	22,4	35,0	2,21	32,0	3,84	10,1	1	1	-	2	4	-	✓		
IPE A 200	18,4	1591	162	182	8,23	11,5	117	23,4	36,5	2,23	32,6	4,11	10,5	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE 200	22,4	1943	194	221	8,26	14,0	142	28,5	44,6	2,24	36,7	6,98	13,0	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPE O 200	25,1	2211	219	249	8,32	15,5	169	33,1	51,9	2,30	39,3	9,45	15,6	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓
IPE AA 220	21,2	2219	205	230	9,07	12,8	165	29,9	46,5	2,47	33,6	5,02	17,9	1	1	-	2	4	-	✓		
IPE A 220	22,2	2317	214	240	9,05	13,6	171	31,2	48,5	2,46	34,5	5,69	18,7	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE 220	26,2	2772	252	285	9,11	15,9	205	37,3	58,1	2,48	38,4	9,07	22,7	1	1	1	1	2	4	✓	✓	✓
IPE O 220	29,4	3134	282	321	9,16	17,7	240	42,8	66,9	2,53	41,1	12,3	26,8	1	1	1	1	2	2	✓	✓	✓

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						A mm ² x10 ²	Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße					Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _r mm	r mm		h _t mm	d mm	Ø	p _{min} mm	p _{max} mm	A _L m ² /m	A _G m ² /t
IPE AA 240*	24,9	236,4	120	4,8	8,0	15,0	31,7	220,4	190,4	M 12	64	68	0,917	36,86
IPE A 240-	26,2	237	120	5,2	8,3	15,0	33,3	220,4	190,4	M 12	64	68	0,918	35,10
IPE 240	30,7	240	120	6,2	9,8	15,0	39,1	220,4	190,4	M 12	66	68	0,922	30,02
IPE O 240+	34,3	242	122	7,0	10,8	15,0	43,7	220,4	190,4	M 12	66	70	0,932	27,17
IPE A 270-	30,7	267	135	5,5	8,7	15,0	39,2	249,6	219,6	M 16	70	72	1,037	33,75
IPE 270	36,1	270	135	6,6	10,2	15,0	45,9	249,6	219,6	M 16	72	72	1,041	28,86
IPE O 270+	42,3	274	136	7,5	12,2	15,0	53,8	249,6	219,6	M 16	72	72	1,051	24,88
IPE A 300-	36,5	297	150	6,1	9,2	15,0	46,5	278,6	248,6	M 16	72	86	1,156	31,65
IPE 300	42,2	300	150	7,1	10,7	15,0	53,8	278,6	248,6	M 16	72	86	1,160	27,46
IPE O 300+	49,3	304	152	8,0	12,7	15,0	62,8	278,6	248,6	M 16	74	88	1,174	23,81
IPE A 330-	43,0	327	160	6,5	10,0	18,0	54,7	307,0	271,0	M 16	78	96	1,250	29,09
IPE 330	49,1	330	160	7,5	11,5	18,0	62,6	307,0	271,0	M 16	78	96	1,254	25,52
IPE O 330+	57,0	334	162	8,5	13,5	18,0	72,6	307,0	271,0	M 16	80	98	1,268	22,24
IPE A 360-	50,2	357,6	170	6,6	11,5	18,0	64,0	334,6	298,6	M 22	86	88	1,351	26,91
IPE 360	57,1	360	170	8,0	12,7	18,0	72,7	334,6	298,6	M 22	88	88	1,353	23,70
IPE O 360+	66,0	364	172	9,2	14,7	18,0	84,1	334,6	298,6	M 22	90	90	1,367	20,69
IPE A 400-	57,4	397	180	7,0	12,0	21,0	73,1	373,0	331,0	M 22	94	98	1,464	25,51
IPE 400	66,3	400	180	8,6	13,5	21,0	84,5	373,0	331,0	M 22	96	98	1,467	22,12
IPE O 400+	75,7	404	182	9,7	15,5	21,0	96,4	373,0	331,0	M 22	96	100	1,481	19,57
IPE A 450-	67,2	447	190	7,6	13,1	21,0	85,6	420,8	378,8	M 24	100	102	1,603	23,87
IPE 450	77,6	450	190	9,4	14,6	21,0	98,8	420,8	378,8	M 24	100	102	1,605	20,69
IPE O 450+	92,4	456	192	11,0	17,6	21,0	118	420,8	378,8	M 24	102	104	1,622	17,56
IPE A 500-	79,4	497	200	8,4	14,5	21,0	101	468,0	426,0	M 24	100	112	1,741	21,94
IPE 500	90,7	500	200	10,2	16,0	21,0	116	468,0	426,0	M 24	102	112	1,744	19,23
IPE O 500+	107	506	202	12,0	19,0	21,0	137	468,0	426,0	M 24	104	114	1,760	16,4

Notations pages 205-209 / Bezeichnungen Seiten 205-209

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte															Classification EN 1993-1-1: 2005				EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z					Pure bending y-y		Pure compression								
	G	I _y	W _{pl,y}	W _{pl,y} ■	i _y	A _z	I _z	W _{el,z}	W _{pl,z}	i _z	s _s	I _t	I _w	y _s	y _m	S ₂₃₅	S ₃₅₅	S ₂₃₅	S ₃₅₅			
kg/m	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm x10	mm ² x10 ²	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm x10	mm	mm ⁴ x10 ⁴	mm ⁶ x10 ⁹	mm x10	mm x10								
UPN 50	5,59	26,4	10,6	13,1	1,92	2,77	9,12	3,75	6,78	1,13	16,7	1,12	0,03	1,37	2,47	1	1	1	1	✓		
UPN 65	7,09	57,5	17,7	21,7	2,52	3,68	14,1	5,07	9,38	1,25	18,0	1,61	0,08	1,42	2,60	1	1	1	1	✓		
UPN 80	8,64	106	26,5	32,3	3,10	4,90	19,4	6,36	11,9	1,33	19,4	2,20	0,18	1,45	2,67	1	1	1	1	✓		
UPN 100	10,6	206	41,2	49,0	3,91	6,46	29,3	8,49	16,2	1,47	20,3	2,81	0,41	1,55	2,93	1	1	1	1	✓		
UPN 120	13,4	364	60,7	72,6	4,62	8,80	43,2	11,1	21,2	1,59	22,2	4,15	0,90	1,60	3,03	1	1	1	1	✓		
UPN 140	16,0	605	86,4	103	5,45	10,4	62,7	14,8	28,3	1,75	23,9	5,68	1,80	1,75	3,37	1	1	1	1	✓		
UPN 160	18,8	925	116	138	6,21	12,6	85,3	18,3	35,2	1,89	25,3	7,39	3,26	1,84	3,56	1	1	1	1	✓		
UPN 180	22,0	1350	150	179	6,95	15,1	114	22,4	42,9	2,02	26,7	9,55	5,57	1,92	3,75	1	1	1	1	✓		
UPN 200	25,3	1910	191	228	7,70	17,7	148	27,0	51,8	2,14	28,1	11,9	9,07	2,01	3,94	1	1	1	1	✓		
UPN 220	29,4	2690	245	292	8,48	20,6	197	33,6	64,1	2,30	30,3	16,0	14,6	2,14	4,20	1	1	1	1	✓		
UPN 240	33,2	3600	300	358	9,22	23,7	248	39,6	75,7	2,42	31,7	19,7	22,1	2,23	4,39	1	1	1	1	✓		
UPN 260	37,9	4820	371	442	9,99	27,1	317	47,7	91,6	2,56	33,9	25,5	33,3	2,36	4,66	1	1	1	1	✓		
UPN 280	41,8	6280	448	532	10,9	29,3	399	57,2	109	2,74	35,6	31,0	48,5	2,53	5,02	1	1	1	1	✓		
UPN 300	46,2	8030	535	632	11,7	31,8	495	67,8	130	2,90	37,3	37,4	69,1	2,70	5,41	1	1	1	1	✓		
UPN 320	59,5	10870	679	826	12,1	47,1	597	80,6	152	2,81	43,0	66,7	96,1	2,60	4,82	1	1	1	1	✓		
UPN 350	60,6	12840	734	918	12,9	50,8	570	75,0	143	2,72	40,7	61,2	114	2,40	4,45	1	1	1	1	✓		
UPN 380	63,1	15760	829	1010	14,0	53,2	615	78,7	148	2,77	40,3	59,1	146	2,38	4,58	1	1	1	1	✓		
UPN 400	71,8	20350	1020	1240	14,9	58,6	846	102	190	3,04	44,0	81,6	221	2,65	5,11	1	1	1	1	✓		

Notations pages 205-209 / Bezeichnungen Seiten 205-209

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte									Classification EN 1993-1-1: 2005			EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001
	axe y-y / axe z-z axis y-y / axis z-z Achse y-y / Achse z-z			axe u-u axis u-u Achse u-u		axe v-v axis v-v Achse v-v		Pure compression		S235	S355				
	G	$I_y = I_z$	$W_{el,y} = W_{el,z}$	$i_y = i_z$	I_u	i_u	I_v	i_v	I_z						
kg/m	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm x10	mm ⁴ x10 ⁴	mm x10	mm ⁴ x10 ⁴	mm x10	mm ⁴ x10 ⁴							
L 20 x 20 x 3	0,879	0,388	0,276	0,589	0,614	0,740	0,162	0,380	-0,226	1	1	✓			
L 25 x 25 x 3	1,11	0,796	0,448	0,749	1,26	0,944	0,329	0,481	-0,467	1	1	✓			
L 25 x 25 x 4	1,45	1,01	0,582	0,740	1,60	0,930	0,425	0,479	-0,587	1	1	✓			
L 30 x 30 x 3	1,36	1,40	0,649	0,899	2,23	1,13	0,579	0,578	-0,825	1	2	✓			
L 30 x 30 x 4	1,78	1,80	0,850	0,892	2,86	1,12	0,749	0,575	-1,05	1	1	✓			
L 35 x 35 x 4	2,09	2,95	1,18	1,05	4,69	1,33	1,22	0,68	-1,73	1	1	✓			
L 40 x 40 x 4	2,42	4,47	1,55	1,21	7,10	1,52	1,84	0,77	-2,63	1	2	✓			
L 40 x 40 x 5	2,97	5,43	1,91	1,20	8,61	1,51	2,25	0,77	-3,18	1	1	✓			
L 45 x 45 x 4	2,74	6,43	1,97	1,36	10,21	1,71	2,65	0,87	-3,78	1	3	✓			
L 45 x 45 x 4,5	3,06	7,15	2,20	1,35	11,35	1,71	2,95	0,87	-4,20	1	2	✓			
L 45 x 45 x 5	3,38	7,84	2,43	1,35	12,45	1,70	3,24	0,87	-4,60	1	1	✓			
L 50 x 50 x 4	3,06	8,97	2,46	1,52	14,25	1,91	3,70	0,97	-5,28	2	3	✓			
L 50 x 50 x 5	3,77	10,96	3,05	1,51	17,41	1,90	4,52	0,97	-6,45	1	2	✓			
L 50 x 50 x 6	4,47	12,84	3,61	1,50	20,37	1,89	5,31	0,97	-7,53	1	1	✓			
L 50 x 50 x 7	5,15	14,61	4,16	1,49	23,14	1,88	6,09	0,96	-8,52	1	1	✓			
L 55 x 55 x 5	4,18	14,71	3,70	1,66	23,37	2,10	6,06	1,07	-8,66	1	3	✓			
L 55 x 55 x 6	4,95	17,29	4,39	1,66	27,44	2,09	7,13	1,06	-10,16	1	1	✓			
L 60 x 60 x 4	3,70	15,78	3,58	1,83	25,04	2,31	6,51	1,18	-9,26	3	3	✓			
L 60 x 60 x 5	4,57	19,37	4,45	1,82	30,77	2,30	7,97	1,17	-11,40	2	3	✓			
L 60 x 60 x 6	5,42	22,79	5,29	1,82	36,20	2,29	9,38	1,17	-13,41	1	2	✓			
L 60 x 60 x 8	7,09	29,15	6,89	1,80	46,19	2,26	12,11	1,16	-17,04	1	1	✓			
L 65 x 65 x 6	5,91	29,19	6,21	1,97	46,36	2,48	12,01	1,26	-17,17	1	3	✓			
L 65 x 65 x 7	6,83	33,43	7,18	1,96	53,08	2,47	13,78	1,26	-19,65	1	1	✓			
L 65 x 65 x 8	7,73	37,49	8,13	1,95	59,46	2,46	15,52	1,26	-21,97	1	1	✓			

8.13 Annexe 4

Les étapes suivies pour la modélisation de notre hangar industriel avec Autodesk Robot Structural Analysis 2024 sont :

1. Définir les objectifs du projet et les critères de conception.
2. Créer un nouveau projet et définir les unités de mesure, les paramètres de calcul et le règlement suivi.
3. Définir les profilés et les propriétés des éléments structuraux.
4. Définir les lignes de construction qui forment une grille auxiliaire qui peut servir à définir les différents éléments de la structure.
5. Dessiner les éléments structuraux de base (Portiques, les éléments secondaire et le chemin de roulement avec un profilés estimé).
6. Spécifier les conditions aux limites telles que les appuis et les liaisons.
7. Appliquer un bardage sur la structure tout en respectant les ouvertures, afin de supporter les charges et les surcharges appliqués sur la structure.
8. Vérifier la distribution des charges (assurer que les charges appliquées sont appliquées uniquement sur les pannes et les lisses de bardage).
9. Lancer l'analyse afin de vérifier que le modèle est correct.
10. Faire les combinaisons de charges en ELU et ELS suivant le règlement EC3 pour les charges et surcharges définies.
11. Séparer les éléments de la structure de même section en deux familles : la "famille centrale" et la "famille de rive", afin de définir les paramètres de flambement et de déversement. Ensuite, vérifier la flèche.
12. Redéfinir les éléments structuraux selon les propositions de Robot Structural Analysis.
13. Relancer l'analyse.
14. Assurer la vérification et la stabilité de la structure.
15. Lancer la fenêtre d'assemblage, effectuer une estimation de l'assemblage, puis vérifier les ratios (inférieur à 1, plus il est supérieur à 0.5 et inférieur à 0.9 : plus l'assemblage est économique).
16. Vérifier l'assemblage et relancer l'analyse.
17. Modifier la fondation proposé selon les paramètres et les définitions du site et la contrainte admissible, puis effectuer les changements nécessaires.
18. Relancer l'analyse une dernière fois et sauvegarder le modèle.