

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

Université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire pour l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil
Spécialité : Construction Métallique

Thème :

**ETUDE ET DIMENSIONNEMENT D'UNE
HALLE A MAREE AVEC UN PONT ROULANT
AU PORT DE BOUZEDJAR**

Présenté par :

GAOUAR Fadia

Soutenu le 24 mai 2016, devant le jury composé de :

Pr. BOUMECHRA Nadir
Dr. RAS Abdelouahab
M. MAACHOU Omar
Dr. HAMDAROU Karim
M. CHERIF Zine El Abidine

Président
Examineur
Examineur
Encadreur
Encadreur

Année Universitaire 2015-2016

Remerciements

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

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

Je tiens à remercier vivement et sincèrement mes encadreurs M. HAMDAOUI Karim et M. CHERIF Zine El Abidine, qui ont contribué et assuré la direction de ce travail, pour tout le soutien, les orientations et la patience qu'ils ont manifesté durant leurs encadrements tout le long de la réalisation de ce mémoire.

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

Je souhaite exprimer ma gratitude aux membres du jury le Président Pr. BOUMERCHRA Nadir et les examinateurs Dr. RAS Abdelouahab et M. MAACHOU OMAR pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon travail en acceptant de l'examiner et de l'enrichir par leurs propositions.

Enfin, mes remerciements vont à tous mes amis(es), mes collègues qui m'ont soutenu et encouragé pour la réalisation de cet humble mémoire.

Dédicace

Je dédie ce mémoire à ...

A mon père et ma mère que Dieu les protège, qui m'ont offert tous les moyens,

Ainsi leurs encouragements avec lesquels j'ai pu atteindre ce niveau.

A mes frères Samir, Oussama, Younes, et Kamel

A mes sœurs Amina, Nour El Houda et Wissem

A mes neveux Yacine et Rania

A mes chers tantes Houria, Touria, ma grand-mère, mes oncles et toute ma famille.

A Mr. BOUTASTA Amine.

A tous mes amies (es), en particulier Yasmina, Meriem, Fayza, Rabia, Hidayate, Samiha, et à tous mes amis de la promotion de construction métallique.

A tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce mémoire.

Enfin, à tous ceux qui m'aiment.

A vous.....

GAOUAR Fadia

Résumé

Ce projet consiste à étudier et dimensionner une halle à marée composé d'un pont roulant à usage commercial en charpente métallique selon les règlements algériens. La halle a été conçue sous forme régulière, pour l'utiliser comme un couvert au port de BOUZEDJAR, à AIN TEMOUCHENT. Ce projet a été élaboré en plusieurs étapes ; en premier lieu l'évaluation des charges et surcharges, l'étude climatique (vent, neige, frottement) selon le règlement Algérien « R.N.V. 99 » version 2013. Ensuite l'étude du chemin de roulement. Les hypothèses de charges ont permis d'établir la descente des charges pour le dimensionnement des différents éléments (secondaires et porteurs). L'étude dynamique, selon le règlement parasismique Algérien « R.P.A. 99 », a été ensuite menée. Après ceci, les assemblages ont été étudié selon le code de la charpente métallique « C.C.M. 97 ». Comme dernière étape, l'infrastructure a été étudié selon le règlement « BAEL91 ». Le travail se termine par une conclusion.

Mots-clés : Charpente métallique, Halle à marée, Pont roulant.

Abstract

This project is a study and a design of a steel hall with a rolling bridge for commercial use according to the Algerian codes. The hall was designed in a regular size, to be used as a cover in the port of BOUZEDJAR, in AIN TEMOUCHENT. This project was developed in several stages. First, the evaluation of the loads and the overloads, the climate study (wind, snow, friction) under the Algerian rules of "R.N.V. 99" version 2013. Then, the calculation of the rolling bridge was treated. The assumed loads allowed us to establish the inventory of the loads for the design of the different elements (secondary and bearer). The dynamic study, according to the Algerian earthquake codes "R.P.A. 99" was performed, and the connections were investigated under the steel structures code "C.C.M. 97". As a final step, the infrastructure was studied according to the "BAEL91" rules. The work ends with a conclusion.

Keywords: Steel structure, Hall, Rolling Bridge.

الملخص

هذا المشروع هو دراسة وتصميم قاعة معدنية مع جسر رافع للاستخدام التجاري وفقا للوائح الجزائرية. صممت القاعة في شكل منتظم ، لاستخدامها كغطاء لميناء بوزجار، عين تموشنت. تم تحضير هذا المشروع في عدة مراحل. أولا تقييم الاحمال والدراسة المناخية (الرياح والثلوج، والاحتكاك) بموجب اللائحة الجزائري « R.N.V.99 » نسخة عام 2013، ثم دراسة الجسر الرافع. سمحت افتراضات الاحمال بحساب مختلف العناصر (الثانوية والحاملة). تمت الدراسة الديناميكية وفقا للوائح الجزائرية للزلازل « R.P.A. 99 » ، وبعد ذلك، تم حساب الوصلات وفقا لقوانين الهياكل المعدنية « C.C.M.97 ». كخطوة نهائية، تمت دراسة البنية التحتية وفقا لقواعد « BAEL91 ». العمل ينتهي مع استنتاجات.

كلمات البحث: هياكل معدنية، قاعة معدنية، جسر رافع.

Liste des figures

Chapitre I: Généralités

Figure I.1 : Vue en perspective.

Figure I.2 : Données géométriques.

Figure I.3 : Localisation du site du projet.

Chapitre II: Evaluation des charges

Figure II.1 : Model simplifier de la structure.

Figure II.2 : Le sens de vent sur la structure.

Figure II.3 : Direction du vent V_1 et V_3 sur les parois verticales.

Figure II.4 : Direction du vent $\varnothing = 90^\circ$ sur toiture.

Figure II.5 : Direction du vent V_2 et V_4 sur les parois verticales.

Figure II.6 : Direction du vent $\varnothing = 0^\circ$ sur toiture.

Figure II.7 : Direction du vent $\varnothing = 180^\circ$ sur toiture.

Chapitre III: Etude du pont roulant

Figure III.1 : Pont roulant.

Figure III.2 : Schéma en 2D d'un pont roulant.

Figure III.3 : Moment max pour deux charges égales (Théorème de BARRE).

Figure III.4 : Caractéristiques géométriques du rail.

Figure III.5 : Schéma de la poutre de roulement.

Figure III.6: Support de chemin de roulement.

Chapitre IV: Etude sismique

Figure IV.1 : Model de la structure en 3D.

Figure IV.2 : Spectre de réponse.

Chapitre V : Dimensionnement des éléments de la structure

Figure V.1 : Chéneau.

Figure V.2 : Coupe transversale.

Figure V.3 : Moignon cylindrique.

Figure V.4 : Schéma statique de la couverture.

Figure V.5 : Coupe transversale des liernes.

Figure V.6 : Largeur participante de la dalle.

Figure V.7 : Goujons à tête soudée avec la dalle mixte.

Chapitre VI : Etude des assemblages et calcul des fondations

Figure IV.1 : Assemblage les éléments de la ferme.

Figure VI. 2 : Assemblage poteau-ferme.

Figure VI.3: Ferrailage des semelles isolées.

Figure VI.4: Ferrailage des longrines.

Chapitre VII : Protection de la structure

Figure VII.1 : Protection par système intumescent.

Figure VII.2 : Protection du profilé par plaque en plâtre.

Liste des tableaux

Chapitre II: Evaluation des charges

Tableau II.1 : Définition des catégories de terrain (R.N.V.99).

Tableau II.2 : Pression sur les parois verticales direction V_1 .

Tableau II.3 : Pression sur la toiture direction du vent $\varnothing = 90^\circ$.

Tableau II.4 : Pression sur les parois verticales direction V_3 .

Tableau II.5 : Pression sur la toiture direction du vent $\varnothing = 90^\circ$.

Tableau II.6 : Pression sur les parois verticales direction V_2 .

Tableau II.7 : Pression sur la toiture direction du vent $\varnothing = 0^\circ$.

Tableau II.8 : Pression sur la toiture direction du vent $\varnothing = 180^\circ$.

Tableau II.9 : Pression sur les parois verticales direction V_4 .

Tableau II.10 : Pression sur la toiture direction du vent $\varnothing = 0^\circ$.

Tableau II.11 : Pression sur la toiture direction du vent $\varnothing = 180^\circ$.

Chapitre III: Etude du pont roulant

Tableau III.1 : Caractéristiques du pont roulant.

Tableau III.2 : Caractéristiques géométriques du pont roulant.

Tableau III.3 : Récapitulatif des réactions avec effet dynamique.

Tableau III.4 : Dimensions et caractéristiques du rail.

Tableau III.5 : Dimension du crapaud.

Tableau III.6 : Caractéristiques du profilé HEB260.

Tableau III.7 : Caractéristiques du profilé HEB260.

Chapitre IV: Etude sismique

Tableau IV.1 : Facteur de qualité.

Tableau IV.2 : Période propre de la structure.

Tableau IV.3 : Eléments structuraux constituant la structure.

Tableau IV.4 : Résultante des forces sismiques à la base.

Tableau IV.5 : Déplacements relatifs.

Chapitre V : Dimensionnement des éléments de la structure

Tableau V.1 : Caractéristiques du profilé IPE220.

Tableau V.2 : Caractéristiques du profilé HEB300.

Tableau V.3 : Caractéristiques du profilé IPE300.

Tableau V.4 : Caractéristiques du profilé IPE200.

Tableau V.5 : Caractéristiques du profilé L90×90×9

Tableau V.6 : Caractéristiques du profilé L90×90×9

Tableau V.7 : Caractéristiques du profilé L120×120×12

Tableau V.8 : Caractéristiques du profilé L120×120×12

Tableau V.9 : Caractéristiques du profilé L90×90×9

Tableau V.10 : Caractéristiques du profilé L90×90×9

Tableau V.11 : Caractéristiques du profilé HEA160

Tableau V.12 : Caractéristiques du profilé IPE200.

Tableau V.13 : Charges du plancher par 1m de largeur de la tôle lors du bétonnage.

Tableau V.14 : Caractéristiques du profilé IPE200.

Tableau V.15 : Charge du plancher par 1m de largeur de la tôle après durcissement.

Tableau V.16 : Elément de la structure.

Chapitre VI : Etude des assemblages et calcul des fondations

Tableau VI.1 : Résumé l'ensemble des assemblages soudés.

Liste des notations

A_{net} : Section nette d'une pièce.
 A_w : Section de l'âme.
 A_v : Aire de cisaillement.
 C_t : Coefficient de topographie.
 C_r : Coefficient de rugosité.
 $C_{p,net}$: Coefficient de pression nette.
 C_e : Coefficient d'exposition.
 C_d : Coefficient dynamique.
 E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E=2.1 \cdot 10^5$ MPa).
 F : Force en générale.
 G : Module d'élasticité transversale de l'acier ($G=81000$ MPa).
 G : Charge permanente.
 I : Moment d'inertie.
 K_0 : Coefficient de flambement.
 K_t : Facteur de terrain.
 L : Longueur.
 M : Moment de flexion.
 M_{crd} : moment résistant de la section transversale à la flexion
 M_{sd} : Moment fléchissant sollicitant.
 M_{Rd} : Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.
 M_{Pl} : Moment plastique.
 $M_{b,Rd}$: Moment de la résistance au déversement .
 $N_{pl,Rd}$: Effort normal de la résistance plastique de la section transversale brute.
 $N_{b,Rd}$: Effort normal d'un élément comprimé au flambement.
 N_{sd} : Effort normal sollicitant.
 $N_{t sd}$: Effort normale de traction.
 N_{csd} : Effort normal de compression.
 $N_{c,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression.
 Q : Charge d'exploitation.
 R : Coefficient de comportement de la structure.
 S : La charge de la neige.
 V_{sd} : Valeur de calcul de l'effort tranchant.
 $V_{réf}$: Vitesse de référence du vent.

W_{pl} : Module de résistance plastique.

W : Poids de la structure.

Minuscules latines

a_{min} : distance entre l'extrémité du pont roulant et la position d'arrêt du chariot

b : distance entre l'extrémité du pont roulant et le poteau

L : la portée du pont roulant

e : l'empâtement entre les poutres du pont roulant

f : La flèche.

f_y : Limite d'élasticité.

h : Hauteur d'une pièce.

L : Longueur d'une pièce (Poutre, Poteau).

L_f : Longueur de flambement.

t : Épaisseur d'une pièce.

t_f : Épaisseur d'une semelle de poutre.

t_w : Épaisseur de l'âme de poutre.

Z : Hauteur au-dessus du sol.

Z_0 : Paramètre de rugosité.

Z_{eq} : Hauteur équivalente.

Minuscules grecques

χ : coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié.

β_w : Facteur de corrélation.

γ_M : Coefficient de sécurité.

λ : Élancement.

λ_{LT} : Élancement de déversement.

α : Facteur d'imperfection.

ϕ_{LT} : Rotation de déversement.

τ : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

σ_a : Contrainte de l'acier.

σ_b : Contrainte du béton.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

η : Facteur de correction d'amortissement.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

μ : coefficient de forme de la charge de neige

Sommaire

Remerciement	II
Dédicace	III
Résumé, Abstract, ملخص	IV
Liste des figures	X
Liste des tableaux	XII
Liste des notations	XIV
Introduction	XVI
Chapitre I: Présentation de l'ouvrage	1
I.1 Introduction.....	1
I.2 Données géométriques de l'ouvrage.....	2
I.3 Localisation et données concernant le site.....	3
I.4 Règlements utilisés.....	3
I.5 Logiciels utilisés.....	3
I.6 Matériaux.....	3
I.6.1 L'acier de construction.....	3
I.6.2 Le béton.....	3
I.6.3 Les assemblages.....	3
Chapitre II: Evaluation des charges	5
II.1. Introduction.....	5
II.2 charges permanentes.....	5
II.3 Surcharges d'exploitation	5
II.3.1 Surcharges d'exploitation du plancher.....	6
II.3.2 Surcharges d'exploitation de la toiture	6
II.4 Surcharges climatiques.....	6
II.4.1 Neige	6
II.4.2 Vent.....	7

II.5 Conclusion.....	16
Chapitre III: Etude du pont roulant.....	17
III.1 Introduction.....	17
III.2 Classement des ponts roulants.....	18
III.3 Caractéristiques du pont roulant.....	18
III.4 Description générale du calcul.....	19
III.5 Définitions des charges et coefficients.....	19
III.5.1 Charges verticales ($R_{V \max}$)	19
III.5.2 Charges horizontales transversales ($R_{H \max}$)	20
III.5.3 Charges horizontales longitudinales ($R_{L \max}$)	20
III.5.4 Coefficients.....	20
III.5.5 Récapitulation des réactions.....	20
III.6 Choix du rail.....	20
III.7 Dimensionnement de la poutre de roulement.....	22
III.7.1 Condition de la flèche.....	22
III.7.2 Vérification de la flèche.....	22
III.7.3 Classe du profilé.....	23
III.7.4 Résistance du profilé sous charges verticales.....	24
III.7.5 Vérification sous charge horizontale	25
III.7.6 Résistance de l'âme au voilement par cisaillement :.....	25
III.7.7 Résistance au déversement :	26
III.7.8 Résistance de l'âme à la charge transversale :.....	27
III.7.9 Résistance au voilement de l'âme :.....	28
III.7.10 Flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme :.....	29
III.8 Calcul du support du chemin de roulement :.....	29
III.8.1 Charge verticale :.....	29
III.8.2 Charge horizontale :.....	29
III.8.3 Dimensionnement du support de chemin de roulement :	30
III.8.4 Classe de la section transversale :.....	30

III.8.5 Vérification au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme :	31
III.8.6 Vérification à l'effort tranchant :	32
III.8.8 Vérification de la flèche :	32
III.9 Conclusion.....	33
Chapitre IV: Etude sismique	34
IV.1 Introduction.....	34
IV.2 Principe de la méthode.....	34
IV.3 Détermination des paramètres du spectre de réponse de calcul.....	34
IV.3.1 Coefficient d'accélération A.....	34
IV.3.2 Coefficient de comportement global de la structure R	34
IV.3.3 Le pourcentage d'amortissement critique ξ	34
IV.3.4 Facteur de correction d'amortissement η	35
IV.3.5 Périodes T_1 , T_2 du site.....	35
IV.3.6 Facteur de qualité Q.....	35
IV.3.7 Spectre de réponse de calcul.....	37
IV.4 Analyse dynamique de la structure.....	37
IV.5 Modélisation de la structure.....	38
IV.6 Analyse modale.....	39
IV.7 Vérification de la structure.....	40
IV.7.1 Vérification de la période fondamentale de la structure.....	40
IV.7.2 Vérification de la force sismique à la base.....	41
IV.7.3 Vérification des déplacements.....	41
IV.8 Conclusion.....	42
Chapitre V: Dimensionnement des éléments de la structure	43
V.1 Introduction.....	43
V.2 Etude des éléments secondaires.....	43
V.2.1 Calcul des chéneaux.....	43
V.2.2 Calcul des pannes.....	44

V.2.3 Calcul des liernes.....	51
V.3 Etude des éléments porteurs.....	53
V.3.1 Justification des poteaux.....	53
V.3.2 Justification des poutres principales.....	56
V.3.3 Justification des poutres secondaires.....	59
V.3.4 Justification de la ferme.....	63
V.3.5 Justification des ciseaux.....	68
V.3.6 Justification des contreventements.....	69
V.3.7 Justification des sablières.....	70
V.3.8 Justification des solives.....	73
V.4 Etude du plancher mixte.....	76
V.4.1 Introduction.....	76
V.4.2 Calcul de la dalle.....	76
V.5 Conclusion.....	83
Chapitre VI: Calcul des assemblages et des fondations.....	84
VI.1 Introduction.....	84
VI.2 Etude des assemblages.....	84
VI.2.1 Les principaux modes d'assemblages.....	84
VI.2.2 Classification des assemblages.....	84
VI.2.3 Calcul des assemblages.....	84
VI.3 Calcul des fondations.....	97
VI.3.1 Charges à prendre en considération.....	97
VI.3.2 Calcul de la semelle.....	97
VI.3.3 Calcul des longrines.....	99
VI.4 Conclusion.....	101
Chapitre VII: Protection de la structure.....	102
VII.1 Introduction.....	102

VII.2 La corrosion.....	102
VII.2.1 Protection par peinture.....	102
VII.2.2 Protection par zinc.....	102
VII.3 Le feu	102
VII.3.1 Protection par peinture intumescente.....	103
VII.3.2 Protection par produit projeté.....	103
VII.4 Conclusion.....	104
Conclusion.....	105
Référence bibliographie.....	106
Annexes.....	107

Introduction

Dans le cadre de notre formation de master en Génie Civil à l'Université Abou Bekr Belkaid « Tlemcen », nous sommes amenés, à l'issue de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études (P.F.E.). Le but de ce projet est d'être confronté à une situation professionnelle d'ordre scientifique et technique. Il regroupe donc l'ensemble des qualités que doit posséder un ingénieur dans son travail quotidien.

Il s'agit d'une halle à marée en charpente métallique équipée d'un pont roulant située au port de BOUZEDJAR, Daira d'EL AMRIA, Wilaya d'AIN TEMOUCHENT.

Ces ossatures métalliques, sont actuellement en Algérie plus courantes dans le domaine industriel. Elles se distinguent par certains avantages tels que ; la légèreté, le montage rapide sur chantier, les transformations ultérieures plus faciles et surtout un faible encombrement, c'est pourquoi cette halle a été conçue en charpente métallique. Cependant ce matériau présente aussi quelques inconvénients qui se résument principalement à la corrosion et à sa faible résistance au feu, donc une protection de toutes les structures en acier est indispensable.

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

Ce travail se compose de huit chapitres, dont les contenus sont brièvement décrits ci-dessous :

Un premier chapitre de généralités qui mentionne la démarche adoptée pour mener à bien ce travail où l'ouvrage est présenté par ces données géométriques et localisation ainsi que les règlements et les matériaux utilisés.

Le deuxième chapitre présente les principes et la procédure pour la détermination des différentes charges (permanente et d'exploitation) selon le document technique réglementaire « DTR.B.C.2.2 » et aux surcharges climatiques selon le « R.V.N. version 2013 ».

Le troisième chapitre définit le pont roulant ainsi que ces caractéristiques où la poutre de roulement, qui assure le bon fonctionnement, est dimensionnée.

Le quatrième chapitre est dédié à la modélisation de la structure et son étude sismique à fin d'assurer la stabilité de la structure.

Le cinquième chapitre représente le dimensionnement des éléments de la structure selon le règlement algérien « CCM97 », ainsi que l'étude du plancher mixte.

Le sixième chapitre concerne l'étude des assemblages (les éléments de fermes ; poteau-poutre ; poutre- solive ; pied de poteau ...) à fin d'assurer la continuité des sollicitations dans la structure à dimensionner, en plus du calcul des fondations.

Le septième chapitre vise la protection de la structure, étape impérative pour les structures, telle que la nôtre, au bord de la mer.

Comme tout travail, ce mémoire s'achève par une conclusion générale qui synthétise tout ce qui a été fait. Enfin, une série d'annexes vient d'apporter plus de détails et d'explication aux chapitres.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction :

Ce projet de fin d'études consiste à dimensionner une halle a marrée en charpente métallique. Cet ambitieux projet, sera implanté au port de BOUZEDJAR, Wilaya d'AIN TEMOUCHENT, ce projet répond aux besoins des pêcheurs.

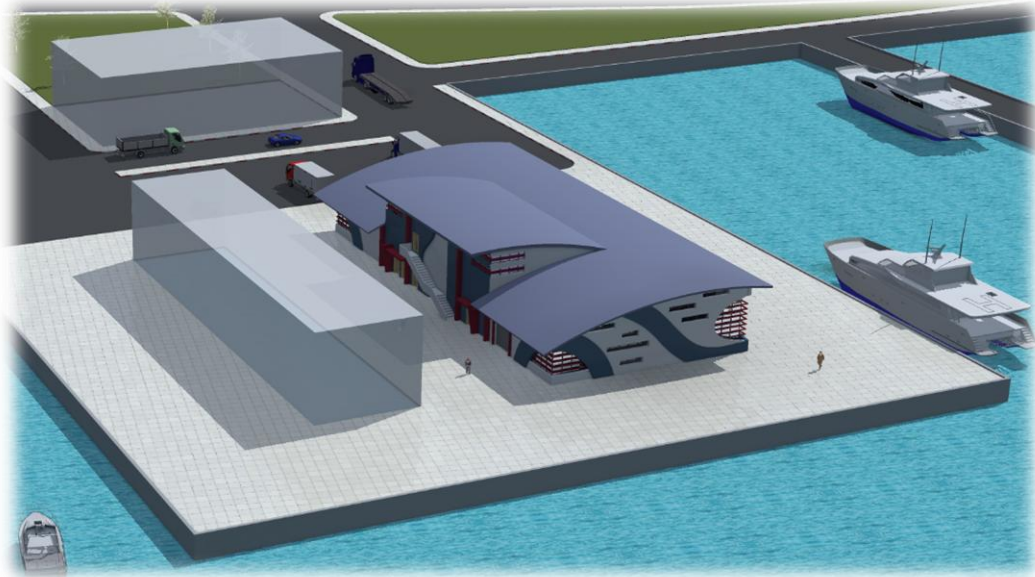


Figure I.1 : Vue en perspective.

I.2 Données géométriques de l'ouvrage :

Les données géométriques de l'ouvrage sont données comme suit (Voir la figure) :

- Les hauteurs : $H_1 = 5,05\text{m}$, $H_2 = 7,65\text{m}$, $H_3 = 9,50\text{m}$.
- La largeur de la structure : $L_1 = 22,58\text{m}$.
- La longueur de la structure : $L_2 = 33,30\text{m}$.
- La pente de versant : 22,2 %

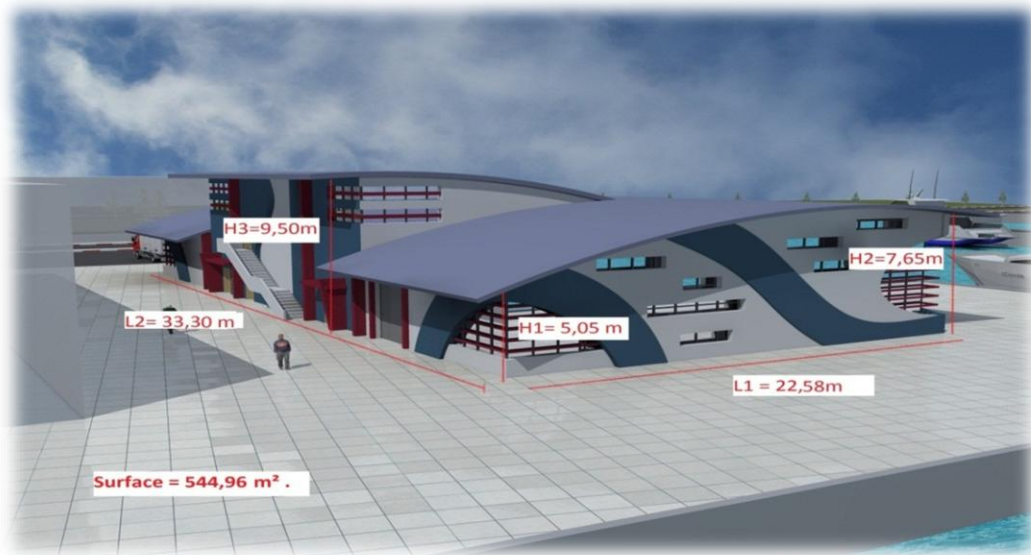


Figure I.2 : Données géométriques.

I.3 Localisation et données concernant le site :

Le projet en question est une halle à marée, implantée au port de BOUZEDJAR, Wilaya d'AIN TEMOUCHEM dont :

- Altitude : 200 m.
- Zone de neige par commune : Zone B.
- Zone du vent : Zone II.
- Zone sismique : Zone IIB, Groupe d'usage 1A.
- Contrainte admissible du sol est de $\sigma_{sol} = 1,6$ bars.



Figure I.3 : Localisation du site du projet.

I.4 Règlements utilisés :

- CCM97 : Règles de calcul des constructions en acier.
- EUROCODE 3 : Calcul des structures en acier.
- EUROCODE 4 : Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton partie 1.1.
- DTR C2.2 : Document technique règlement charges permanentes et d'exploitation.
- RPA99 : Règles parasismiques algériennes version 2003.
- RNV-V2013 : Règles définissant les effets de la neige et du vent.
- BAEL91 : Béton armé aux états limites.
- CTICM : Recommandations pour le calcul et l'exécution des chemins de roulement de ponts roulants.

I.5 Logiciels utilisés :

- Auto CAD 2009 V14.
- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014

I.6 Matériaux :**I.6.1 L'acier de construction :**

L'acier est un matériau obtenu par transformation qui associe le fer et le charbon dont le fer est l'élément prédominant entrant dans sa composition.

- Nuance d'acier : Fe360.
- La limite élastique : $f_y = 235 \text{ MPa}$.
- La résistance à la traction : $f_u = 360 \text{ MPa}$.
- La masse volumique : $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$
- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210000 \text{ MPa}$.
- Module d'élasticité transversale : $G = 81000 \text{ MPa}$.

I.6.2. Le béton :

C'est un matériau constitué par le mélange de ciment avec granulats (sable et pierraille) et de l'eau, tous ces composants interviennent dans la résistance du mélange (béton). On utilise ce matériau à cause de sa résistance à la compression mieux qu'à l'effort de traction.

Ces caractéristiques sont :

- La résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- La résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$
- Poids volumique : $\rho = 2500 \text{ Kg/ m}^3$

I.6.3 Les assemblages :

Les principaux modes d'assemblages sont :

I.6.3.1 Le boulonnage :

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site. Pour notre cas, on a utilisé les boulons de haute résistance (HR) pour les assemblages rigides des portiques auto stables. Ils Les comprennent une tige filetée, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance.

I.6.3.2 Le soudage :

Le soudage est une opération qui consiste à joindre deux parties d'un même matériau avec un cordon de soudure constitué d'un métal d'apport, ce dernier sert de liant entre les deux pièces à assembler.

Chapitre II : Evaluation des charges

II.1. Introduction:

Ce présent chapitre fournit les principes généraux et procédures pour la détermination des différentes charges agissantes sur notre structure. Ces charges sont définies par la charge permanente (structure porteuse et éléments non porteurs) et aux surcharges d'exploitation (équipements, foules de personne.....). En plus, chaque ouvrage est sollicité par les surcharges climatiques (neige, vent et température) et aux actions accidentelles (Séisme, chocs, ...). Ces dernières 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.

II.2 Charges Permanentes :

Les charges permanentes notées « **G** » sont des charges qui ne varient pas dans le temps. Il s'agit du poids propre de la structure elle-même, ainsi l'équipement de l'ouvrage tel que (la couverture, les revêtements, ...). Elles sont données dans les documents techniques fournis par le fournisseur.

- Couverture en panneau sandwich (TL75G) **$G = 1,76 \text{ [daN/m}^2\text{]}$** .
- Dalle de compression (e= 8cm) **$G = 200 \text{ [daN/m}^2\text{]}$** .
- Revêtement de la dalle **$G = 100 \text{ [daN/m}^2\text{]}$** .

II.3 Surcharges d'exploitation :

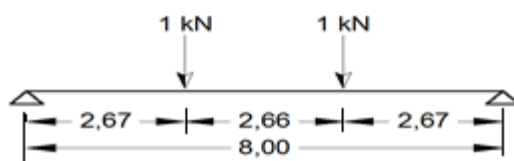
Les surcharges d'exploitation sont déterminées suivant le document technique réglementaire charges et surcharges d'exploitations (D.T.R-B.C-2.2). Elles résultent de l'usage des locaux par opposition au poids des ouvrages qui les constituent, ou à celui des équipements fixes. Elles correspondent aux mobiliers, aux matériaux, aux matières en dépôt et aux personnes et pour un mode normal d'occupation.

II.3.1 Surcharges d'exploitation du plancher :

- Les bureaux..... **$Q = 250 \text{ [daN/m}^2\text{]}$** .
- Une salle de réunion **$Q = 250 \text{ [daN/m}^2\text{]}$** .

II.3.2 Surcharges d'exploitation de la toiture :

Pour la toiture, sans accès autre que le nettoyage et l'entretien nécessaires, il existe des charges ponctuelles de 1kN au 1/3 et 2/3 de la portée.



$$M = 1 \cdot x - 1 \cdot (x - 2,67) = x - x + 2,67 = 2,67 \text{ kN.m}$$

II.4 Surcharges climatiques :

II.4.1 Neige :

Le calcul des charges de neige se fait conformément à la réglementation « Règlement Neige et Vent » –RNV– version 2013. La charge caractéristique de la neige par unité de surface est donnée par la formule suivante:

$$S = \mu \times S_k$$

Avec :

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

μ : Coefficient d'ajustement des charges.

s_k : Charge de neige sur le sol.

II.4.1.1 Valeur caractéristique de la neige s_k :

La structure se trouve dans la wilaya d'AIN TEMOUCHENT (BOUZEDJAR), classée en zone B dont l'altitude est de 200 m.

$$S_k = \frac{0,04 \times H + 10}{100} = \frac{0,04 \times 200 + 10}{100} = 0,18 \text{ kN/m}^2$$

II.4.1.2 Coefficient de forme de la toiture μ :

On a opté pour une simplification de notre structure (figure II.1) qui est composée de trois parties, les deux extrêmes sont à un seul versant avec un angle de $\alpha = 8,5^\circ$, et celle du milieu est sous forme de deux versants avec un angle de $\alpha = 22,29^\circ$.

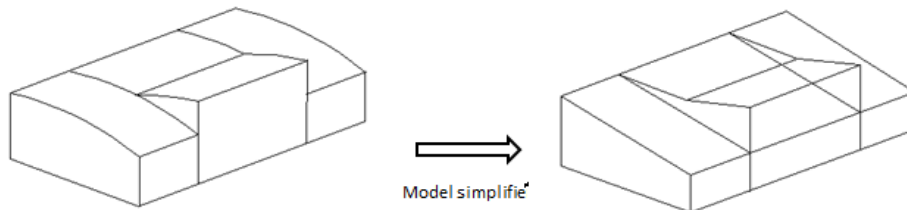


Figure II.1: Model simplifié de la structure.

- **Toiture à un versant :**

$0^\circ < \alpha < 30^\circ \rightarrow \mu_1 = 0,8$ d'après le tableau 1 page 24 (RNV version 2013) (Annexe A).

- **Toiture à deux versants :**

D'après le tableau 3 (RNV version 2013) :

$$0^\circ < \alpha < 30^\circ \rightarrow \begin{cases} \mu_1(\alpha_1) = \mu_2(\alpha_2) = 0,8 \\ \mu_2(\bar{\alpha}) = 0,8 + 0,8(\bar{\alpha}/30) = 1,21. \end{cases}$$

Avec : $\bar{\alpha} = (\alpha_1 + \alpha_2)/2 = 15,39^\circ$.

II.4.1.3 Surcharges de la neige S :

- **Toiture à un versant :**

$$S = \mu_1 \times S_k = 0,8 \times 0,18 = 0,144 \text{ kN/m}^2.$$

- **Toiture à deux versants :**

$$s_1 = \mu_1 \times S_k = 0,8 \times 0,18 = 0,144 \text{ kN/m}^2.$$

$$s_2 = \mu_2 \times S_k = 1,21 \times 0,18 = 0,217 \text{ kN/m}^2.$$

II.4.2 Surcharge du vent :

Les effets du vent sont étudiés conformément à la réglementation « Règlement neige et vent » -RNV-version 2013. L'effet du vent par unité de surface est donné par la formule suivante :

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

Avec :

q_{dyn} : Pression dynamique du vent.

C_d : Coefficient dynamique.

C_{pe} : Coefficient de pression extérieur.

C_{pi} : Coefficient de pression intérieur.

II.4.2.1 Données relatives au site :

Le site du projet se trouve dans la commune BOUZEDJAR, wilaya d'AIN TEMOUCHENT (Annexe A)

AIN TEMOUCHENT : Zone II..... $q_{réf} = 435 \text{ N/m}^2$

Terrain : Catégorie 0 $K_T = 0,156$

..... $Z_0 = 0,003 \text{ m}$

..... $Z_{min} = 1 \text{ m}$

..... $\varepsilon = 0,38$

Nature du site : Plat $C_t = 1$

II.4.2.2 Coefficient dynamique C_d :

Le coefficient dynamique C_d dépend de la hauteur de la structure, ainsi que du type de la structure. La structure du bâtiment étant une structure métallique, dont la hauteur est inférieure à 15m, on prend :

$$C_d = 1$$

II.4.2.3 Pression dynamique q_{dyn} :

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

Avec :

$q_{réf}$: 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).

z_e : hauteur de référence :

$Z_e=9,50\text{m} \longrightarrow$ Toiture.

$Z_e=5,05\text{m} \longrightarrow$ Paroi verticale.

II.4.2.3.1 Coefficient de rugosité(C_r) :

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

$$C_r(Z) \begin{cases} KT \cdot \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right) & \text{pour } Z < Z_{min} \\ KT \cdot \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) & \text{pour } Z_{min} \leq Z \leq 200\text{m} \end{cases}$$

Avec :

	K_T	$Z_0(\text{m})$	$Z_{min}(\text{m})$	ε
Catégorie 0	0,156	0,003	1	0,38

Tableau II.1: Définition des catégories de terrain (RNV99)

$$\Rightarrow \begin{cases} C_r(9,50) = 0,156 \ln\left(\frac{9,50}{0,003}\right) = 1,257 \text{ (Toiture)} \\ C_r(2,07) = 0,156 \ln\left(\frac{5,05}{0,003}\right) = 1,158 \text{ (Parois verticales)} \end{cases}$$

II.4.2.3.2 Coefficient de topographie(C_t) :

Site plat $\Rightarrow C_T(z)=1$

II.4.2.3.3 Intensité de turbulence (I_v) :

$$I_v(Z) \begin{cases} \frac{1}{C_T(Z) * \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} & \text{pour } Z > Z_{min} \\ \frac{1}{C_T(Z) * \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right)} & \text{pour } Z \leq Z_{min} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} I_v(9,50) = \frac{1}{1 * \ln\left(\frac{9,50}{0,003}\right)} = 0,124 & \text{(Toiture)} \\ I_v(2,07) = \frac{1}{1 * \ln\left(\frac{5,05}{0,003}\right)} = 0,134 & \text{(Parois verticales)} \end{cases}$$

II.4.2.3.4 Coefficient d'exposition (C_e) :

La structure est considérée comme peu sensible aux excitations dynamiques dans les deux directions du vent.

$$C_e(Z_j) = C_r(Z_j)^2 [1 + 7 \cdot I_v]$$

Le coefficient d'exposition sera donc :

$$C_e(9,50) = 1,257^2 [1 + 7 \cdot 0,124] = 2,951 \quad \text{(Toiture)}$$

$$C_e(2,07) = 1,158^2 [1 + 7 \cdot 0,134] = 2,598 \quad \text{(Parois verticales)}$$

II.4.2.3.5 Calcul de la Pression dynamique q_{dyn} :

Après avoir défini tous les coefficients qui permettent de prendre en compte les différents effets provoqués par le vent, on peut calculer la pression dynamique comme suit :

$$\begin{cases} q_{dyn}(9,50) = 435 \times 2,951 = 1283,68 \text{ N/m}^2 & \text{(toiture)} \\ q_{dyn}(2,07) = 435 \times 2,598 = 1130,13 \text{ N/m}^2 & \text{(parois verticales)} \end{cases}$$

II.4.2.4 Coefficient de pression extérieure C_{pe} :

Le coefficient de pression extérieure C_{pe} dépend de la forme géométrique de la base de la structure, et de la dimension de la surface chargée.

Avec :

- **b** : la dimension perpendiculaire à la direction du vent.
- **d** : la dimension parallèle à la direction du vent.

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

- $C_{pe} = C_{pe.1} \dots \dots \dots si \ S \leq 1m^2$
- $C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} - C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) \dots \dots si \ 1m^2 \leq S \leq 10m^2$
- $C_{pe} = C_{pe.10} \dots \dots \dots si \ S \geq 10m^2$

Avec :

S : désigne la surface chargée de la paroi considérée.

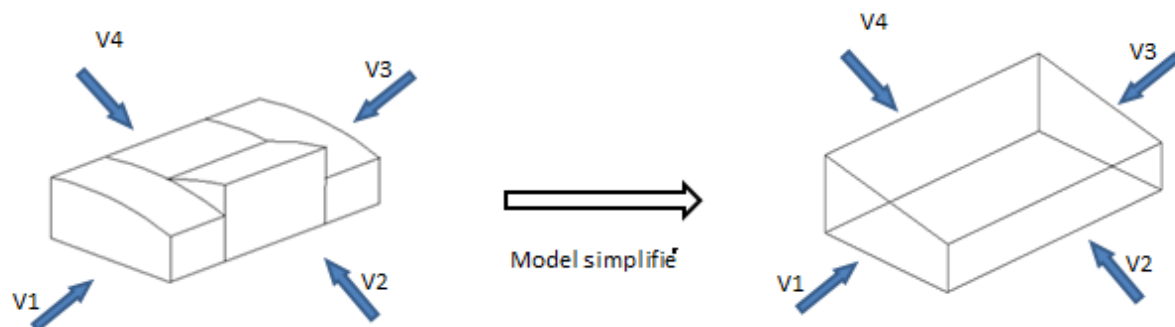


Figure II.2: Le sens du vent sur la structure.

Les valeurs du C_{pe} pour la structure, sont les suivantes :

- **Vent sur le pignon (sens V1, V3) :**

Pour un vent dont la direction est parallèle aux génératrices, les coefficients de pression du vent sont présentés ci-dessus.

- **Parois verticales :**

On utilise :

la figure 5.1 (RNV version2013) pour déterminer les différentes zones de pression.

le tableau 5.1 (RNV version2013) pour tirer les valeurs des coefficients C_{pe} .

$e = \min [b, 2h]$

$$\begin{cases} b = 22,6 \text{ m} \\ d = 33,3 \text{ m} \\ h = 9,50 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \{e = \text{Min.}[22,6 ; 19] = 19 \text{ m}$$

Dans notre cas : $S \geq 10 \text{ m}^2 \longrightarrow C_{pe} = C_{pe,10}$

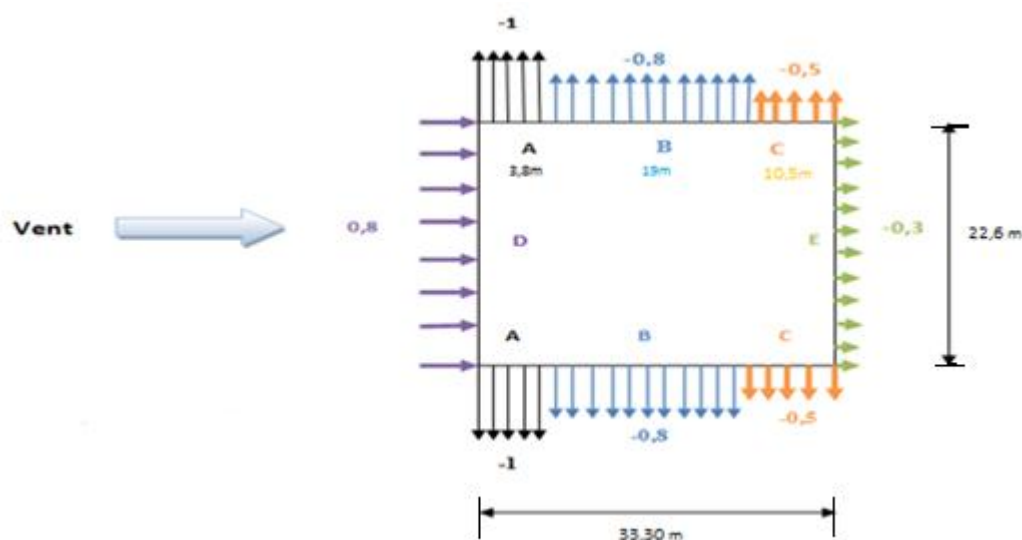


Figure II.3 : Direction du vent V1 et V3 sur les parois verticales.

➤ Toiture :

Pour $\varnothing = 90^\circ$, on utilise :

la figure 5.3 (RNV version2013) pour déterminer les différentes zones de pression.

le tableau 5.3.b (RNV version2013) pour tirer les valeurs des coefficients C_{pe} .

$$e = \min [b, 2h]$$

$$\begin{cases} b = 22,6 \text{ m} \\ d = 33,3 \text{ m} \\ h = 9,5 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \{e = \text{Min.}[22,6 ; 19] = 19 \text{ m}$$

Dans notre cas : $S \geq 10 \text{ m}^2 \longrightarrow C_{pe} = C_{pe.10}$

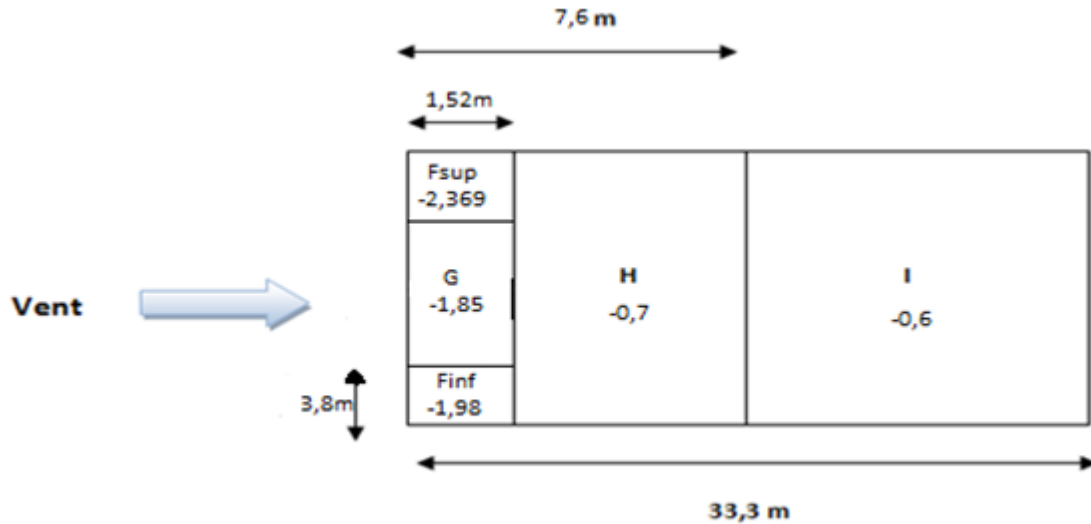


Figure II.4 : Direction du vent $\varnothing = 90^\circ$ sur la toiture.

• Vent sur le long-pan (sens V2, V4) :

Pour un vent dont la direction est parallèle aux génératrices, les coefficients de pression du vent sont présentés ci-dessus

➤ Parois verticales

On utilise :

la figure 5.1 (RNV version2013) pour déterminer les différentes zones de pression.

le tableau 5.1 (RNV version2013) pour tirer les valeurs des coefficients C_{pe} .

$$e = \min [b, 2h]$$

$$\begin{cases} b = 33,3 \text{ m} \\ d = 22,6 \text{ m} \\ h = 9,50 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \{e = \text{Min.}[33,3 ; 19] = 19 \text{ m}$$

Dans notre cas : $S \geq 10 \text{ m}^2 \longrightarrow C_{pe} = C_{pe.10}$

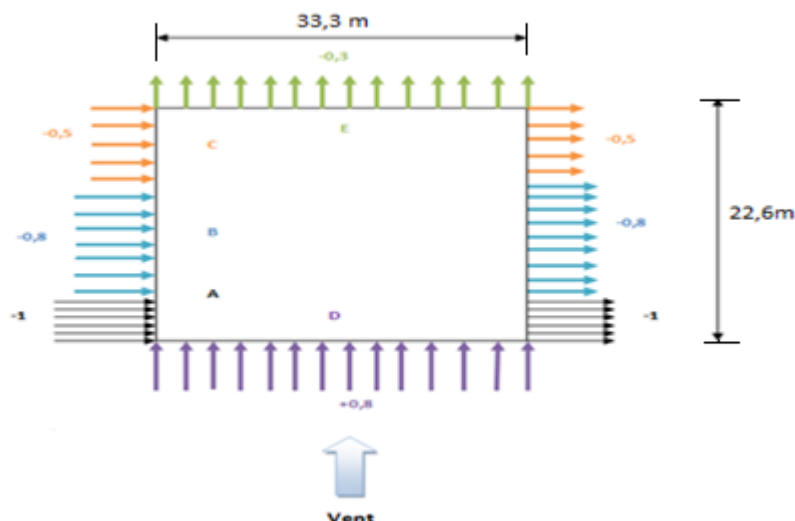


Figure II.5: Direction du vent V_2 et V_4 sur les parois verticales.

➤ **Toiture :**

Pour $\varnothing = 0^\circ$ et $\varnothing = 180^\circ$, on utilise :

la figure 5.3 (RNV version 2013) pour déterminer les différentes zones de pression.

le tableau 5.3.a (RNV version 2013) pour tirer les valeurs des coefficients C_{pe} .

$e = \min [b, 2h]$

$$\begin{cases} b = 33,3 \text{ m} \\ d = 22,6 \text{ m} \\ h = 9,5 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \{e = \text{Min.}[33,3 ; 19] = 19 \text{ m.}\}$$

Dans notre cas : $S \geq 10 \text{ m}^2 \longrightarrow C_{pe} = C_{pe.10}$

- $\varnothing = 0^\circ$:

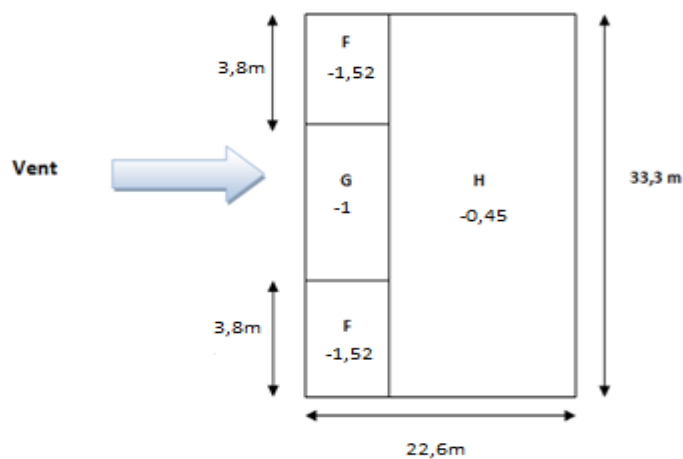


Figure II.6: Direction du vent $\varnothing = 0^\circ$ sur la toiture.

- $\varnothing = 180^\circ$:

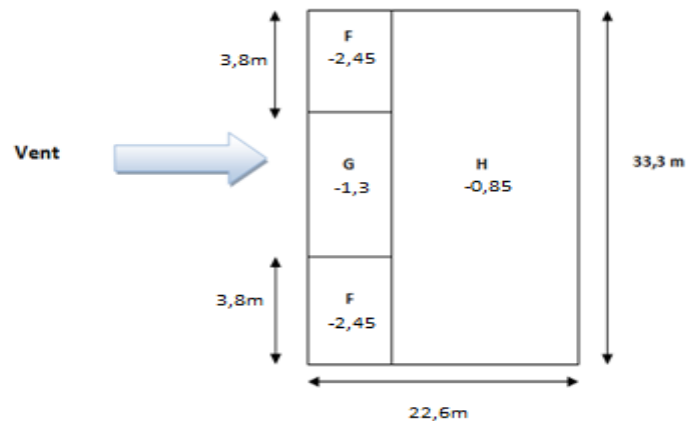


Figure II.7: Direction du vent $\varnothing = 180^\circ$ sur la toiture.

II. 4.2.5 Coefficient de pression intérieure C_{pi} :

Le Coefficient de pression intérieure C_{pi} est fonction du pourcentage des ouvertures dans la structure considérée, et en fonction de l'indice de perméabilité μ_p qui est définie comme suit :

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

- Vent (V_1) :

$$\mu_p = 0,82 \Rightarrow C_{pi} = -0,338$$

- Vent (V_2) :

$$\mu_p = 0,69 \Rightarrow C_{pi} = -0,185$$

- Vent (V_3) :

$$\mu_p = 0,80 \Rightarrow C_{pi} = -0,30$$

- Vent (V_4) :

$$\mu_p = 0,67 \Rightarrow C_{pi} = -0,138$$

II. 4.2.6 Calcul de la charge du vent q_j :

Après avoir défini tous ces coefficients, on peut calculer la pression due au vent :

- **Vent sur le pignon:**

➤ **Sens V_1 :**

 Parois verticales :

Zone	Cd	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi}	q _j
A	1	1130,13	-1	-0,338	-748,146
B	1	1130,13	-0,8	-0,338	-522,120
C	1	1130,13	-0,5	-0,338	-183,081
D	1	1130,13	+0,8	-0,338	1286,087
E	1	1130,13	-0,3	-0,338	42,944

Tableau II.2 : Pression sur les parois verticales direction V₁.

 Toiture :

Zone	Cd	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi}	q _j
F _{sup}	1	1283,68	-2,369	-0,338	-2607,154
F _{inf}	1	1283,68	-1,98	-0,338	-2107,802
G	1	1283,68	-1,85	-0,338	-1940,924
H	1	1283,68	-0,7	-0,338	-464,692
I	1	1283,68	-0,6	-0,338	-336,324

Tableau II.3 : Pression sur la toiture- direction du vent Ø = 90 °.

➤ **Sens V₃ :**

 Parois verticales :

Zone	Cd	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi}	q _j
A	1	1130,13	-1	-0,30	-791,091
B	1	1130,13	-0,8	-0,30	-565,065
C	1	1130,13	-0,5	-0,30	-226,026
D	1	1130,13	+0,8	-0,30	1243,143
E	1	1130,13	-0,3	-0,30	0

Tableau II.4 : Pression sur les parois verticales direction V₃.

 Toiture :

Zone	Cd	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi}	q _j
F _{sup}	1	1283,68	-2,369	-0,30	-2655,933
F _{inf}	1	1283,68	-1,98	-0,30	-2156,582
G	1	1283,68	-1,85	-0,30	-1989,704
H	1	1283,68	-0,7	-0,30	-513,472
I	1	1283,68	-0,6	-0,30	-385,104

Tableau II.5 : Pression sur la toiture- direction du vent Ø = 90 °.

- **Vent sur le long-pan:**

➤ **Sens V_2 :**

✚ **Parois verticales :**

Zone	Cd	q_{dyn}	Cpe	Cpi	q_j
A	1	1130,13	-1	-0,185	-921,055
B	1	1130,13	-0,8	-0,185	-695,029
C	1	1130,13	-0,5	-0,185	-356,990
D	1	1130,13	+0,8	-0,185	1113,178
E	1	1130,13	-0,3	-0,185	-129,964

Tableau II.6 : Pression sur les parois verticales direction V_2 .

✚ **Toiture :**

$\emptyset = 0^\circ$:

Zone	Cd	q_{dyn}	Cpe	Cpi	q_j
F	1	1283,68	-1,52	-0,185	-1713,712
G	1	1283,68	-1	-0,185	-1046,199
H	1	1283,68	-0,45	-0,185	-340,175

Tableau.II.7: Pression sur la toiture- direction du vent $\emptyset = 0^\circ$.

$\emptyset = 180^\circ$:

Zone	Cd	q_{dyn}	Cpe	Cpi	q_j
F	1	1283,68	-2,45	-0,185	-2907,535
G	1	1283,68	-1,3	-0,185	-1431,303
H	1	1283,68	-0,85	-0,185	-853,647

Tableau.II.8: Pression sur la toiture- direction du vent $\emptyset = 180^\circ$.

➤ **Sens V_4 :**

✚ **Parois verticales :**

Zone	Cd	q_{dyn}	Cpe	Cpi	q_j
A	1	1130,13	-1	-0,138	-974,172
B	1	1130,13	-0,8	-0,138	-748,146
C	1	1130,13	-0,5	-0,138	-409,107
D	1	1130,13	+0,8	-0,138	1060,061
E	1	1130,13	-0,3	-0,138	-183,081

Tableau.II.9 : Pression sur les parois verticales direction V_4 .

 Toiture :

$\varnothing = 0^\circ$:

Zone	Cd	q_{dyn}	Cpe	Cpi	q_j
F	1	1283,68	-1,52	-0,138	-1774,045
G	1	1283,68	-1	-0,138	-1106,532
H	1	1283,68	-0,45	-0,138	-400,508

Tableau.II.10: Pression sur la toiture- direction du vent $\varnothing = 0^\circ$.

$\varnothing = 180^\circ$:

Zone	Cd	q_{dyn}	Cpe	Cpi	q_j
F	1	1283,68	-2,45	-0,138	-2967,868
G	1	1283,68	-1,3	-0,138	-1491,636
H	1	1283,68	-0,85	-0,138	-913,980

Tableau.II.11: Pression sur la toiture- direction du vent $\varnothing = 180^\circ$.

II.5 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons fourni les principes généraux et procédures pour déterminer les charges agissantes sur la structure étudiée (charges permanentes, surcharges d'exploitations et surcharges climatiques). Les résultats trouvés seront utilisés dans les chapitres prochains qui concernent le dimensionnement des éléments de la structure (panne, poteau, poutre de roulement ...).

Chapitre III : Etude du pont roulant

III.1 Introduction :

L'objectif de ce chapitre est de définir le pont roulant ainsi que ces caractéristiques pour assurer une fonctionnalité parfaite lors du déplacement longitudinal du pont en prenant compte des charges qu'il soulève. Ceci doit être assuré par des poutres de roulement qui assurent le déplacement longitudinal du pont roulant et son chargement.

- **Ponts roulants :**

Un pont roulant, est un engin de levage mobile circulant sur une voie 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. Si le pont est constitué d'une seule poutre, on parle de pont roulant mono poutre. Dans les autres cas, on parle d'un pont bi-poutre.

- **Chemin de roulement :**

Le chemin de roulement est la structure porteuse de l'engin de levage, constituée d'une ou deux poutres de roulement et ses supports. Habituellement, le chemin est constitué de deux poutres parallèles surmontées d'un rail spécial et sur lesquelles circule le pont roulant.

- **Poutre de roulement :**

La poutre de roulement est l'élément porteur longitudinal du chemin (profilé laminé, poutre composée à âme pleine, poutre treillis), Les poutres de roulement sont des poutres simples ou continues. Leurs appuis sont constitués par des poteaux indépendants ou par des corbeaux fixés sur les montants de cadres de halle.

Afin d'assurer le déplacement des différentes charges nous avons envisagé l'installation d'un pont roulant dans la zone d'allotissement (voir les plans) avec une capacité de 5t.

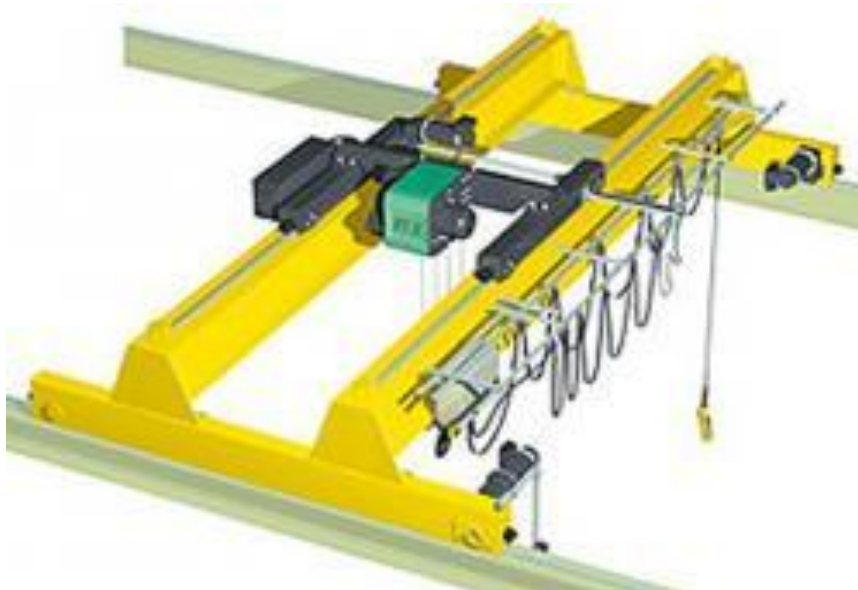


Figure III. 1 : Pont roulant.

III.2 Classement des ponts roulants :

Les ponts roulants sont classés selon deux critères :

- intensité de l'usage du pont.
- La variation des charges soulevées.

Cette classification a été établie par la Fédération Européenne de la Manutention (F.E.M.)

- Condition d'utilisation :

Utilisation régulière en service intermittent → Classe B

- Etat de charge :

Soulèvement régulier de charges voisines de la charge nominale

Classe B
Etat de charge 2 } → Groupe II

III.3 Caractéristiques du pont roulant :

Les ponts roulants ont des caractéristiques fixes qui sont fournies par le constructeur :

Puissances N (t)	Portée L(m)	Vitesse (m/min)			Poids (t)			Réaction (t)	
		Levage	Direction	Translation	Pont B	Chariot K	Total B+K	R _{max}	R _{min}
5	8	5	15	30	2,62	0,48	3,1	3,079	0,70

Tableau III.1: Caractéristiques du pont roulant.

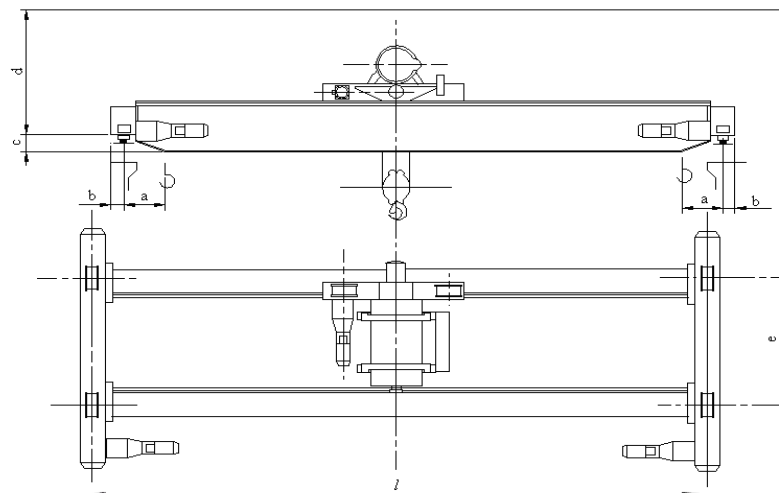


Figure III.2 : Schéma en 2D d'un pont roulant.

Puissance N(t)	L(m)	a min (m)	b(m)	c(m)	d(m)	e(m)
5	8	0,8	0,14	0,45	1,6	2,5

Tableau III.2: Caractéristiques géométriques du pont roulant.

III.4 Description générale du calcul :

En général, les poutres de roulements sont conçues sur deux appuis particulièrement celles destinées à recevoir les ponts de type A, pour que l'alternance de sollicitations $M(+)$, $M(-)$ conduit à réduire les contraintes admissibles en fatigue. Le moment maximum est déterminé par le théorème de BARRE, il est défini comme suit :

$$M_{max} = M_B = P \cdot \frac{(L - \frac{e}{2})^2}{4L}$$

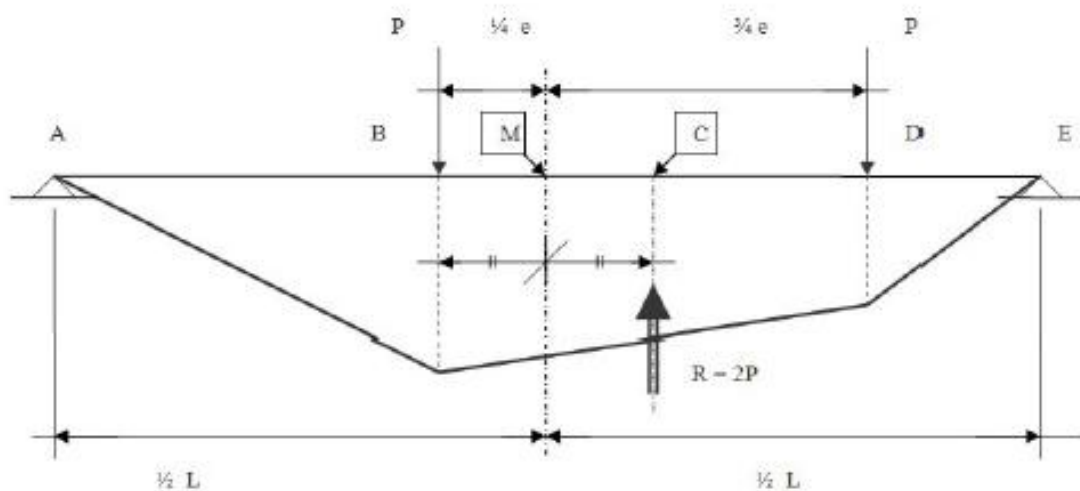


Figure III.3: Moment max pour deux charges égales (Théorème de Barré).

III.5 Définitions des charges et coefficients :

Vu la non disponibilité de la fiche technique relative au pont roulant choisi, on a opté pour une fiche technique d'un pont roulant similaire disponible sur le net (<http://www.demagcranes.fr/>)

III.5.1 Charges verticales ($R_{V \max}$) :

- Le poids des poutres de roulement.
- Le poids du pont, du chariot et de la charge soulevée.
- Les surcharges sur passerelles si elles existent.

$$R_{V \max} = 30,79 \text{ kN}$$

$$R_{V \min} = 8,41 \text{ kN}$$

III.5.2 Charges horizontales transversales (R_{Hmax}) :

- Réaction transversale provoquée par le roulement.
- Freinage de direction.
- Vent sur la poutre dans le cas des poutres de roulement à l'extérieur du hangar.

$$R_{H \max} = 8,53 \text{ kN}$$

$$R_{H \min} = 2,33 \text{ kN}$$

III.5.3 Charges horizontales longitudinales (R_{Lmax}) :

- Freinage longitudinale (de translation).
- Effet de tamponnement.
- Vent sur pont s'il est à l'extérieur du hangar.

$$R_{L \max} = 7,55 \text{ kN}$$

$$R_{L \min} = 2,06 \text{ kN}$$

III.5.4 Coefficients :

Selon le CTICM, pour le calcul des chemins de roulement on utilise deux coefficients :

- C : coefficient d'adhérence d'un galet sur son rail, $C=1,15$.
- ψ : coefficient de majoration dynamique des réactions verticales :
 - ψ_1 : chemin de roulement, $\psi_1=1,15$.
 - ψ_2 : support de chemin de roulement, $\psi_2=1,05$.

III.5.5 Récapitulation des réactions :

Réactions		Coefficient	Charge des galets	
$R_{V \max} = 30,79 \text{ kN}$	$R_{V \min} = 8,41 \text{ kN}$	$\psi_1 = 1,15$	$R_{V \max} = 35,40 \text{ kN}$	$R_{V \min} = 9,67 \text{ kN}$
$R_{H \max} = 8,53 \text{ kN}$	$R_{H \min} = 2,33 \text{ kN}$	$\psi_2 = 1,05$	$R_{H \max} = 8,95 \text{ kN}$	$R_{H \min} = 2,44 \text{ kN}$
$R_{L \max} = 7,55 \text{ kN}$	$R_{L \min} = 2,06 \text{ kN}$	$C=1,15$	$R_{L \max} = 8,68 \text{ kN}$	$R_{L \min} = 2,36 \text{ kN}$

Tableau III.3: Récapitulatif des réactions avec effet dynamique.

III.6 Choix du rail:

Pour notre cas, on a un pont roulant de 5T, on va utiliser des rails A55, maintenues avec des crapauds.

- **Dimensions du rail :**

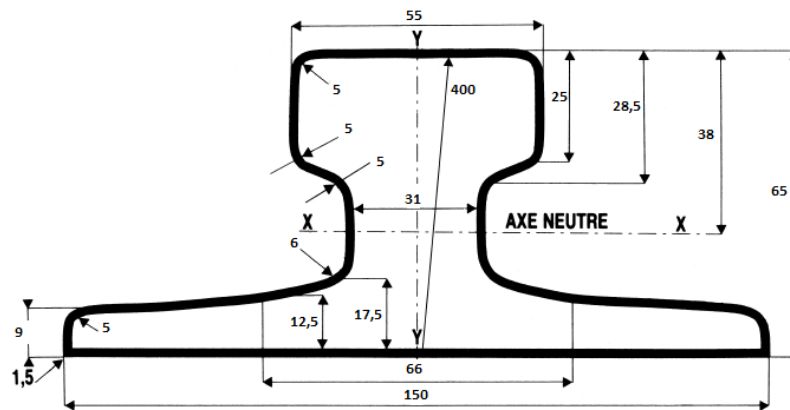


Figure III.4: Caractéristiques géométriques du rail.

Puissance N(t)	Poids (Kg/m)	B (mm)	H (mm)	P (mm)	Section A (cm2)	I_x (cm⁴)	I_y (cm⁴)
5	31,8	55	65	150	40,7	178	337

Tableau III.4: Dimensions et caractéristiques du rail.

- **Dimensions du crapaud :**

Désignation	2trous		B	a	b	c	d	g	h	j	K
A55	Long	Poids(g)	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
	120	740	85	60	22	38	17	7	24	20	29

Tableau III.5 : Dimensions du crapaud.

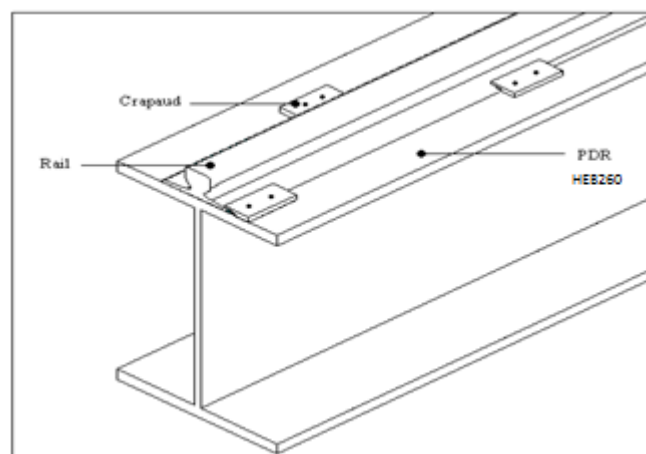


Figure III.5 : Schéma de la poutre de roulement.

III.7 Dimensionnement de la poutre de roulement :

Le dimensionnement de la poutre du chemin de roulement se fait selon le règlement « CCM97 », et le calcul se fait avec les charges les plus défavorables.

III.7.1 Condition de la flèche :

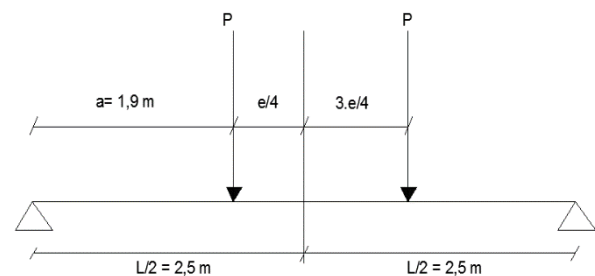
D'après le CTICM le dimensionnement de la poutre de roulement se fait avec la condition de flèche.

La flèche admissible est obtenue quand les deux charges sont en position symétrique par rapport au milieu de la poutre, il faut vérifier donc que :

$$f \leq f_{adm} = \frac{L}{750} = \frac{500}{750} = 0,66 \text{ cm.}$$

- les deux charges sur galets :

$$f_1 = \frac{p \times a \times L^2}{24 \times E \times I} \times \left(3 - \frac{4 \times a^2}{L^2}\right)$$



Avec :

- $L = 5000 \text{ mm.}$
- $a = 1900 \text{ mm.}$
- $P = 35400 \text{ N.}$
- $E = 21.10^4 \text{ N/mm}^2.$

$$I_y \geq \frac{p a L^2 (3L^2 - 4a^2)}{f \times 24 E L^2}$$

$$I_y = \frac{35400 \times 1900 \times 5000^2 \times (3(5000)^2 - 4(1900)^2)}{6,6 \times 24 \times 2.1 \times 10^5 \times 5000^2}$$

$$I_y = 12245,266 \text{ cm}^4$$

Donc HEB260 vérifie la condition de la flèche.

profilé	poids	section	Dimensions				Caractéristiques			
	G Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³
HEB260	93	118,4	260	260	17,5	10	14920	5135	1263	602,2

Tableau III.6 : Caractéristiques du profilé HEB260.

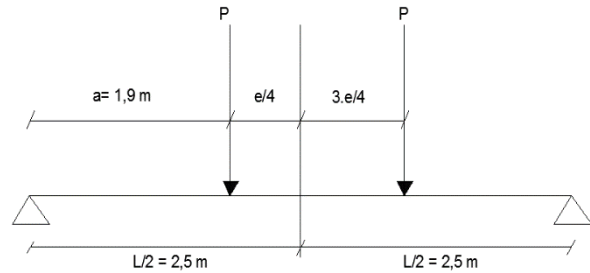
III.7.2 vérification de la flèche :

$$f \leq f_{adm} = \frac{L}{750} = \frac{500}{750} = 0,66 \text{ cm.}$$

Avec : $f = f_1 + f_2$

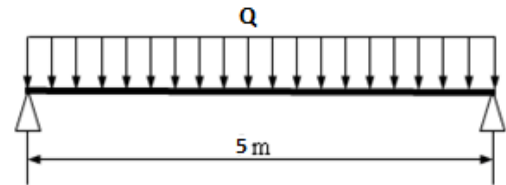
- les deux charges sur galets :

$$f_1 = \frac{p \times a \times L^2}{24 \times E \times I} \times \left(3 - \frac{4 \times a^2}{L^2}\right)$$



- le poids propre de la poutre :

$$f_2 = \frac{5 \times Q \times L^4}{384 \times E \times I}$$



$$f = \frac{p \times a \times L^2}{24 \times E \times I} \times \left(3 - \frac{4 \times a^2}{L^2}\right) + \frac{5 \times Q \times L^4}{384 \times E \times I}$$

Avec :

- $L = 5000 \text{ mm}$.
- $a = 1900 \text{ mm}$.
- $P = 35400 \text{ N}$.
- $E = 21 \cdot 10^4 \text{ N/mm}^2$.

$$f = \frac{35400 \times 1900 \times 5000^2}{24 \times 21 \times 10^4 \times 14920 \times 10^4} \times \left(3 - \frac{4 \times 1900^2}{5000^2}\right) + \frac{5 \times (31,8 \times 10^{-2} + 93 \times 10^{-2}) \times 5000^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 14920 \times 10^4}$$

$$f = 5,740 \text{ mm} = 0,57 \text{ cm} < f_{\text{adm}} = \frac{L}{750} = \frac{500}{750} = 0,66 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.7.3 Classe du profilé :

- Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon$$

Avec :

- $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
- $d = 177 \text{ mm}$.
- $t_w = 10 \text{ mm}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{177}{10} = 17,7 \\ 72\varepsilon = 72\sqrt{\frac{235}{235}} = 72 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \Rightarrow \text{Donc l'âme est de classe I}$$

- **Classe de la semelle comprimée :**

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

Avec :

- $C = 130 \text{ mm.}$
- $t_f = 17,5 \text{ mm.}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{C}{t_f} = \frac{130}{17,5} = 7,42 \\ 10\varepsilon = 10\sqrt{\frac{235}{235}} = 10 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{C}{t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \text{Donc la semelle est de classe I}$$

Donc la section globale du profilé HEB260 est de classe I

III.7.4 Résistance du profilé sous charges verticales:

- **Vérification à L'ELU (Effort tranchant + Moment fléchissant) :**

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

Avec :

- V_{plrd} : Résistance ultime au cisaillement

$$V_{plrd} = \frac{0,58 \times A_v \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A_v = A - b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 2954,2 \text{ mm}^2$$

D'où $V_{pl,rd} = \frac{0,58 \times 2954,2 \times 235}{1,1} = 366,052 \text{ kN}$

- V_{sd} : Effort tranchant sollicitant due à R_v et au poids propre du chemin de roulement :

$$V_{sd} = V_v + V_{pp}$$

V_v : Effort tranchant due à la réaction R_v :

$$V_v = R_{vmax} \frac{4a}{l} = 34,3 \times 10^3 \times \frac{4 \times 1,9 \times 10^3}{5 \times 10^3} = 52,136 \text{ kN}$$

V_{pp} : Effort tranchant due au poids propre (HEB 260 + A55) :

$$V_{pp} = \frac{G \times L}{4} = \frac{1,25 \times 5}{4} = 1,56 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = V_v + V_{pp} = 52,136 + 1,56 = 53,696 \text{ kN.}$$

$$V_{sd} = 53,696 \text{ kN} < V_{Pl,rd} = 0,5 \times 366,052 = 183,026 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas lieu de vérifier l'effort tranchant La condition devient donc :

$$M_{ysd} \leq M_{crd}$$

Avec :

- $M_{Crđ}$: Moment résistant de la section transversale à la flexion

$$M_{crđ} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1263 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 269,82 \text{ kN. m}$$

- M_{ysd} : Moment sollicitant due à R_v et au poids propre du chemin de roulement :

$$M_{ysd} = 1,35 \times M_{pp} + 1,5 \times M_v$$

M_v : Moment due à la réaction R_v :

$$M_v = \frac{2 \times R_{vmax}}{L} \times \left(\frac{L}{2} - \frac{e}{4}\right)^2 = \frac{2 \times 34,3 \times 10^3}{5 \times 10^3} \times \left(\frac{5 \times 10^3}{2} - \frac{2,5 \times 10^3}{4}\right)^2 = 48,23 \text{ kN.m}$$

M_{pp} : Moment due au poids propre (HEB260 + A55) :

$$M_{pp} = \frac{G \times L^2}{8} = \frac{1,24 \times 5^2}{8} = 3,87 \text{ kN. m}$$

$$M_{ysd} = 1,35 \times M_{pp} + 1,5 \times M_v = 1,35 \times 3,87 + 1,5 \times 48,23 = 77,56 \text{ kN. m}$$

Donc $M_{ysd} = 77,56 \text{ kN. m} < M_{crđ} = 269,82 \text{ kN. m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

III.7.5 Vérification sous charge horizontale :

$$M_{sd} < M_{crđ}$$

Avec :

- $M_{crđ}$: moment résistant de la section transversale à la flexion:

$$M_{crđ} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{602,3 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 128,65 \text{ kN. m}$$

- M_{sd} : moment sollicitant due à R_H

$$M_{sd} = \frac{2 \cdot R_H}{L} \left(\frac{L}{2} - \frac{e}{4}\right)^2 = \frac{2 \times 8,95 \times 10^3}{5 \times 10^3} \left(\frac{5 \times 10^3}{2} - \frac{2,5 \times 10^3}{4}\right)^2 = 12,58 \text{ kN.m}$$

Donc $M_{sd} = 12,58 \text{ kN. m} \ll M_{crđ} = 128,65 \text{ kN. m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

III.7.6 Résistance de l'âme au voilement par cisaillement :

Si $d/t_w \leq 69\epsilon$, il n'est pas nécessaire de vérifier le voilement par cisaillement .

Avec $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$

$$d/t_w = 117/10 = 11,7 < 69\varepsilon$$

Donc il n'y a pas lieu de vérifier le voilement par cisaillement.

III.7.7 Résistance au déversement :

Selon le CCM97, le moment résistant est donnée par la formule suivante :

$$M_{brd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec :

- $\beta_w = 1$ Section de classe I
- $\chi_{lt} = \frac{1}{(\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2})}$
- $\phi_{lt} = 0,5 \times [1 + \alpha_{lt}(\bar{\lambda}_{lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{lt}^2]$
- $\alpha_{lt} = 0,21$ Pour les profilés laminés
- $\bar{\lambda}_{lt} = \left[\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \right] \times \sqrt{\beta_w}$
- Pour des sections transversales constante et doublement symétrique la valeur de λ_{lt} s'écrit sous la formule suivante :

$$\lambda_{lt} = \frac{L \times \left[\frac{W_{ply}^2}{I_z \times I_w} \right]^{0,25}}{C_1^{0,5} \left[1 + \frac{L^2 G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_w} \right]^{0,25}}$$

Avec :

- C_1 : Facteur dépendant de condition de charge et d'encastrement : $C_1 = 1,132$ (Annexe B)
- $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{21 \times 10^6}{2(1+0,3)} = 8,08 \cdot 10^6 \text{ N/mm}^2$
- I_t : Moment d'inertie de torsion = $123,8 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$
- I_w : Moment d'inertie de gauchissement = $753,7 \cdot 10^9 \text{ mm}^6$
- I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie = $5135 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$
- L : Longueur de la poutre = $5,08 \cdot 10^3 \text{ mm}$

$$\lambda_{lt} = \frac{L \times \left[\frac{W_{ply}^2}{I_z \times I_w} \right]^{0,25}}{C_1^{0,5} \left[1 + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_w} \right]^{0,25}} = \frac{5,08 \cdot 10^3 \times \left[\frac{1263 \cdot 10^3^2}{5135 \times 10^4 \times 753,7 \times 10^9} \right]^{0,25}}{1,132^{0,5} \left[1 + \frac{5,08 \cdot 10^3^2 \times 8,08 \cdot 10^6 \times 123,8 \cdot 10^4}{\pi^2 \times 21 \times 10^5 \times 753,7 \times 10^9} \right]^{0,25}} = 63,76$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \left[\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \right] \times \sqrt{\beta_w}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \left[\frac{63,76}{93,9} \right] \times \sqrt{1} = 0,67 > 0,4 \Rightarrow \text{Donc il y a risque de déversement}$$

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

$\alpha_{lt} = 0,21$ Pour les profils laminés

$$\phi_{lt} = 0,5 \times [1 + 0,21(0,67 - 0,2) + 0,67^2] = 0,773$$

Donc :

$$\chi_{lt} = \frac{1}{(0,773 + \sqrt{0,773^2 - 0,67^2})} = 0,86$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0,86 \times 1 \times 1283 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 235722090,9 \text{ N.mm}$$

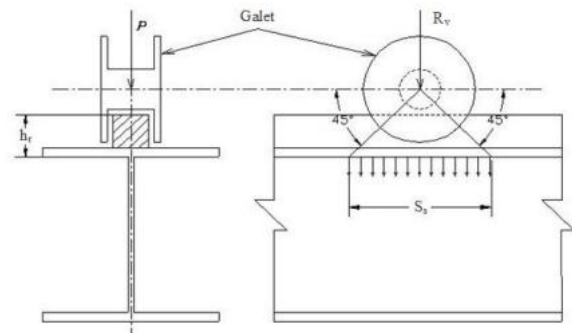
$$M_{sd} = 77,56 \text{ kN.m} \leq M_{b,Rd} = 235,722 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.7.8 Résistance de l'âme à la charge transversale :

➤ Résistance à l'écrasement :

Selon le règlement de calcul CCM97 nous avons :

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



Avec :

➤ $R_{y,rd}$: l'effort résistant à l'écrasement :

$$R_{y,rd} = S_y \cdot t_w \cdot f_{yw} / \gamma_{m1}$$

D'où S_y : longueur d'appui rigide :

$$S_y = 2(h_r + t_f) \sqrt{[1 - (\gamma_{m0} \cdot \sigma_{f,Ed} / f_{yf})^2]}$$

- h_r : la hauteur du rail $\Rightarrow h_r = 65 \text{ mm}$
- t_f : largeur de l'âme du profilé $\Rightarrow t_f = 17,5 \text{ mm}$
- $\sigma_{f,Ed}$: la contrainte longitudinale dans la semelle

$$\sigma_{f,Ed} = \frac{M_{y,sd}}{W_{ely}} = \frac{12,58 \cdot 10^6}{1148 \cdot 10^3} = 10,958 \text{ N/mm}^2$$

$$S_y = 2 \times (65 + 17,5) \sqrt{[1 - (1,1 \times 10,958/235)^2]} = 0,164 \text{ m}$$

$$\text{D'où } R_{y,rd} = 352,188 \text{ kN}$$

$$f_{sd} = R_{h \max} = 8,95 \text{ kN} \ll R_{y,rd} = 352,188 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Résistance à l'enfoncement local :**

Selon le CCM97, il faut satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{aligned} &\triangleright f_{sd} \leq R_{a,rd} \\ &\triangleright M_{sd} \leq M_{crd} \\ &\triangleright \frac{f_{sd}}{R_{a,rd}} + \frac{M_{sd}}{M_{crs}} \leq 1.5 \end{aligned}$$

Avec :

$$\begin{aligned} &\triangleright R_{a,rd} = \frac{0,5 \times t_w^2 \times (E \times f_{yw})^{0.5} \left[\left(\frac{t_f}{t_w} \right)^{0.5} + 3 \left(\frac{t_w}{t_f} \right) \times \left(\frac{S_s}{d} \right) \right]}{\gamma_{m0}} \\ R_{a,rd} &= \frac{0,5 \times 10^2 \times (21 \times 10^4 \times 235)^{0.5} \left[\left(\frac{17,5}{10} \right)^{0.5} + 3 \times \left(\frac{10}{17,5} \right) \times (0,2) \right]}{1,1} = 531,895 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\triangleright M_{crd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1283 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 274,095 \text{ kN.m}$$

Donc :

$$\begin{aligned} &\triangleright f_{sd} = R_{H \max} = 8,96 \text{ kN} \ll R_{a,rd} = 531,895 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition vérifiée} \\ &\triangleright M_{sd} = 77,56 \text{ kN.m} \ll M_{crd} = 274,095 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{condition vérifiée} \\ &\triangleright \frac{f_{sd}}{R_{a,rd}} + \frac{M_{sd}}{M_{crs}} = 0,29 \leq 1,5 \Rightarrow \text{condition vérifiée} \end{aligned}$$

III.7.9 Résistance au voilement de l'âme :

Selon le règlement CCM97 $b_{eff} \leq b$

$$\text{On a : } b_{eff} = \sqrt{(h^2 + S_s^2)} = 262,39 \text{ mm}$$

$$\text{Donc : } b_{eff} = 262,39 \text{ mm} > b = 260 \text{ mm} \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

L'âme ne résiste pas au voilement local, dans ce cas on rajoute des raidisseurs transversaux intermédiaires d'une épaisseur de 10 mm, soudés avec des cordons de 8mm, chaque 1m le long du chemin de roulement.

III.7.10 Flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq k \times \frac{E}{f_{yt}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}$$

Avec :

- A_w : l'aire de l'âme.

$$A_w = t_w \times (h - 2t_f) = 10 \times (260 - 2 \times 17,5) = 2250 \text{ mm}^2.$$

- A_{fc} : l'aire de la semelle comprimée.

$$A_{fc} = b \times t_f = 260 \times 17,5 = 4550 \text{ mm}^2$$

- f_{yt} : la limite élasticité de la semelle comprimée
 $f_{yt} = 235 \text{ N/mm}^2$

- k : coefficient pris égale à 0,3 pour une semelle de classe I

$$\begin{cases} k \times \frac{E}{f_{yt}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0,3 \times \frac{21 \times 10^4}{235} \times \sqrt{\frac{2250}{4550}} = 188,52 \\ \frac{d}{t_w} = \frac{177}{10} = 17,7 < 188,52 \end{cases}$$

Il n'y a pas risque de flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme.

III.8 Calcul du support du chemin de roulement :

Le chemin de roulement est supporté par une console qui est sollicité par les efforts suivant :

- le poids propre de la poutre de roulement et du rail.
- les actions verticales et horizontales des galets du pont roulant.
- le poids propre de la console elle-même.

III.8.1 Charge verticale :

- **Charge non pondérée :**

$$P_1 = Q \times L + R_{v\max} \times \left(2 - \frac{e}{L}\right) = 1,24 \times 5 + 30,79 \times \left(2 - \frac{2,5}{5}\right) = 52,38 \text{ KN}$$

- **Charge pondérée :**

$$P_2 = 1,35 \cdot Q \cdot L + 1,5 R_{v\max} \left(2 - \frac{e}{L}\right) = 1,35 \times 1,24 \times 5 + 1,5 \times 30,79 \left(2 - \frac{2,5}{5}\right) = 77,64 \text{ KN}$$

III .8.2 Charge horizontale :

$$P_H = 1,5 \times R_H \times \left(1 - \frac{e}{L}\right) = 1,5 \times 8,53 \times \left(1 - \frac{2,5}{5}\right) = 6,39 \text{ KN}$$

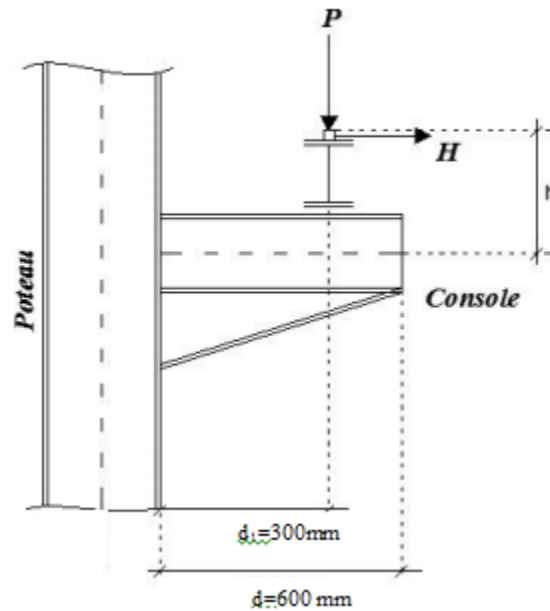


Figure III.6: Support de chemin de roulement.

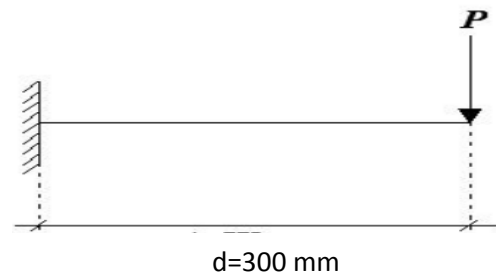
III.8.3 Dimensionnement du support de chemin de roulement :

La flèche du support de roulement est limitée à : $d/500$

$$f = P_1 \times \frac{d^3}{3EI} \leq \frac{d}{500}$$

$$\Rightarrow I > \frac{P_1 \times d^3 \times 500}{3 \times E} = \frac{52380 \times 300^3 \times 500}{3 \times 21 \times 10^4}$$

$$\Rightarrow I \geq 1122428571 \text{ mm}^4$$



Selon le moment d'inertie obtenu, on choisira un HEB 550 :

profilé	poids	section	Dimensions				Caractéristiques			
	G	A	h	b	t _f	t _w	I _y	I _z	W _{ply}	W _{plz}
	Kg/m	cm ²	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³
HEB550	199	25410	550	300	29	15	136700	13080	5591	1341

Tableau III.7: les caractéristiques du profilé HEB 550

III.8.4 Classe de la section transversale :

- Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon$$

Avec :

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

$$\triangleright d = 438 \text{ mm.}$$

$$\triangleright t_w = 15 \text{ mm.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{438}{15} = 29,2 \\ 72\varepsilon = 72\sqrt{\frac{235}{235}} = 72 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \Rightarrow \text{Donc l'âme est de classe I}$$

• **Classe de la semelle comprimée :**

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

Avec :

$$\triangleright c = 150 \text{ mm.}$$

$$\triangleright t_f = 29 \text{ mm.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{c}{t_f} = \frac{150}{29} = 5,17 \\ 10\varepsilon = 10\sqrt{\frac{235}{235}} = 10 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \text{Donc la semelle est de classe I}$$

Donc la section globale du profilé est de classe I

III.8.5 Vérification au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq k \times \frac{E}{f_{yt}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}$$

Avec :

$$\triangleright A_w : \text{l'aire de l'âme.}$$

$$A_w = t_w(h - 2t_f) = 15 \times (550 - 2 \times 29) = 7380 \text{ mm}^2.$$

$$\triangleright A_{fc} : \text{l'aire de la semelle comprimée.}$$

$$A_{fc} = b \times t_f = 300 \times 29 = 8700 \text{ mm}^2$$

$$\triangleright f_{yt} : \text{la limite élasticité de la semelle comprimée}$$

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

$$\triangleright k : \text{coefficient pris égale à 0,3 pour une semelle de classe I}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k \times \frac{E}{f_{yt}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0,3 \times \frac{21 \times 10^4}{235} \times \sqrt{\frac{7380}{8700}} = 246,911 \\ \frac{d}{t_w} = \frac{438}{15} = 29,2 < 246,911 \end{array} \right.$$

Il n'y a pas risque de flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme.

III.8.6 Vérification à l'effort tranchant+ Moment fléchissant:

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

A_v : l'aire de cisaillement pour les profilés en H :

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f = 254,1 \times 10^2 - 2 \times 300 \times 29 + (15 + 2 \times 27) \times 29 = 10011 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{10011 \times (235 / \sqrt{3})}{1,1} = 1234,786 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = P = 77,64 \text{ kN} < 0,5 \times V_{pl,rd} = 617,393 \text{ kN}$$

Donc y a pas lieu de vérifier l'effort tranchant La condition devient donc :

$$M_{ysd} \leq M_{crd}$$

Avec :

➤ M_{Crd} : Moment résistant de la section transversale à la flexion

$$M_{crd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{5591 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 1194,440 \text{ kN.m}$$

➤ M_{ysd} : Moment sollicitant

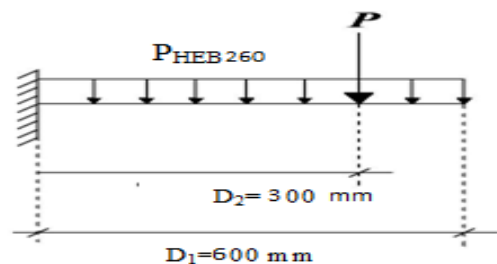
$$M_{ysd} = P_2 \times L = 77640 \times 300 = 23,29 \text{ KN.m}$$

$$M_{ysd} = 23,29 \text{ kN.m} \leq M_{crd} = 1194,440 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.8.7 Vérification de la flèche :

$$f_{max} < f_{adm} = \frac{d_1}{500} = \frac{600}{500} = 1,2 \text{ mm}$$

$$f_{max} = \frac{p \cdot d_2^3}{3 \cdot EI} = \frac{52380 \times 300^3}{3 \times 21 \times 10^4 \times 136700 \times 10^4} = 0,0016 \text{ mm}$$



$f_{max} < f_{adm} \Rightarrow$ Donc la condition de la flèche est vérifiée.

III.9 Conclusion :

A travers ce chapitre, qui présente les caractéristiques et le fonctionnement du pont roulant en prenant compte les charges soulevées, on conclut, d'après les calculs faits, que pour assurer un bon fonctionnement du pont roulant étudié, le profilé en HEB260 vérifie bien les conditions de résistance et de stabilité de la poutre de roulement. Le chapitre suivant concernera l'étude sismique qui vise la détermination des efforts sismiques sollicitant la structure.

Chapitre IV : Etude sismique

IV.1 Introduction :

Les actions sismiques sur un bâtiment sont des actions dynamiques complexes. Elles se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposés aux fondations. Les constructions résistent à ces mouvements par des forces d'inertie dues à leur masse qui s'opposent aux mouvements. Ce qui entraîne bien entendu des efforts dans la structure.

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

Le calcul sismique se fait selon le Règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003- (D.T.R-B.C-2.48), qui met à notre disposition trois méthodes de calcul :

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

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

IV.2 Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrées par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

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

Selon le R.P.A.99/V2003, les paramètres du spectre sont donnés par les valeurs suivantes :

IV.3.1 Coefficient d'accélération A :

$$\begin{cases} \text{Zone IIB (AIN TEMOUCHENT)} \\ \text{Classification des ouvrages : 1A} \end{cases} \Rightarrow A = 0,25 \text{ (voir annexe C)}$$

IV.3.2 Coefficient de comportement global de la structure R :

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

IV.3.3 Le pourcentage d'amortissement critique ξ :

La valeur « ξ » est en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages $\xi = 4\%$ (voir annexe C)

IV.3.4 Facteur de correction d'amortissement η :

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} = \sqrt{\frac{7}{(2 + 4)}} = 1,08 > 0,7$$

IV.3.5 Périodes T_1 , T_2 du site :

$$\text{Site meuble } S_3: \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,50 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{voir annexe C})$$

IV.3.6 Facteur de qualité Q :

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

$$Q = 1 + \sum_1^5 p_q$$

Avec :

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

Les critères de qualité « q » :

- **Condition minimales sur les files de contreventement :**

D'après le RPA99, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est $< 1,5$.

$$L_{\max} / L_{\min} = 8/8 = 1 < 1,5 \Rightarrow \text{critère observé } P_q = 0$$

- **Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir ; en plan ; au moins (4) files de portiques, ces files de contreventement devront être disposés symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

$$9,14/8 = 1,14 < 1,5 \Rightarrow \text{critère observé } P_q = 0$$

- **Régularité en plan :**

- Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales ;
- L'excentricité ne dépasse pas les 15 % de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée ;
- La structure a une forme compacte, et le rapport :

$$\text{Longueur} / \text{largeur} = 33,30 / 22,58 = 1,47 < 4$$

- la somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée n'excède pas 25 % ;
- la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieur à 15% de celle de ce dernier.

Donc le critère est observé $P_q = 0$

- **Régularité en élévation :**

- Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation ;
- La masse des différents niveaux reste diminuée progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment ;
- la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse 20% ;
- la plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Donc : La structure est classée non régulière en élévation $P_q = 0.05$

- **Contrôle de qualité des matériaux :**

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc non observé $P_q = 0,05$

- **Contrôle de la qualité de l'exécution :**

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

On considère que ce critère est non observé $P_q = 0,10$

Donc la valeur de facteur de qualité donnée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^5 p_q = 1,15$$

Critères	Observation	P _q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Observé	0
2. Redondance en plan	Observé	0
3. Régularité en plan	Observé	0
4. Régularité en élévation	Observé	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Non observé	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Non observé	0,10
		$\sum_1^5 p_q = 0,15$

Tableau IV.1: Facteur de qualité.**IV.3.7 spectre de réponse de calcul :**

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

$$\frac{S_a}{g} \left\{ \begin{array}{ll} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 < T < T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} - 1 \right) & T_1 < T < T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_1 < T < 0,3 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 0,3 \end{array} \right.$$

IV.4 Analyse dynamique de la structure :

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est de déterminer ses caractéristiques dynamiques. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amorti. Cela nous permettra par la suite de calculer les efforts internes et les déplacements maximums lors d'un chargement dynamique quelconque, tel qu'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux. C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.5 Modélisation de la structure :

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

Dans le but de modéliser la halle à marée au port de BOUZEDJAR, le logiciel ROBOT a été utilisé. Ce dernier est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adapté aux bâtiments, et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ces structures. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures.

La halle a été modélisée par un modèle tridimensionnel comme montré sur la figure

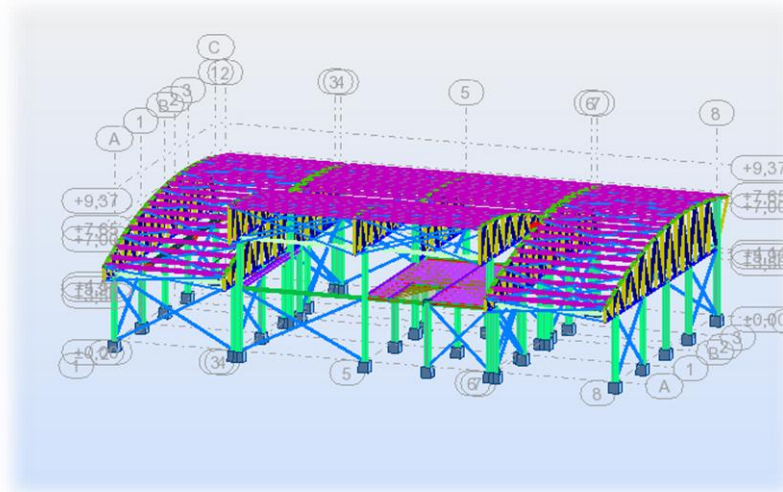


Figure V.1 : Modèle de la structure en 3D.

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

Mode	Période (sec)
1	0,32
2	0,30
3	0,29

Tableau IV.2: Période propre de la structure.

Etapes de la modélisation de la structure :

- Opter pour un système d'unités (KN et m),
- Définition de la géométrie de base,
- Définition des matériaux,
- Définition des sections,

Eléments de la structure	Profilés
Poteaux	HEB300
Poutres principaux	IPE300
Poutres secondaires	IPE200
Pannes	IPE200
Poutre de roulement	HEB260
Ferme : Membrures Supérieures et Inferieures Montants et Diagonales	2 L120×120×12 2 L90×90×9
Ciseaux	2 L90×90×9
Contreventements	2 L90×90×9
Sablières	HEA160
Solives	IPE200

Tableau VI.3: Eléments structuraux constituant la structure.

- Affecter à chaque élément les sections déjà prédéfinies,
- Définition des charges à appliquées,
- Introduction du spectre de réponse,
- Définition des combinaisons de charges,
- Définition des conditions aux limites,
- Lancer l'analyse.

IV.6 Analyse modale :

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

Ce type d'analyse peut être appliqué à tous types de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisants à condition d'avoir fait une bonne modélisation.

Le spectre est caractérisé par les données suivantes :

- Zone IIB (AIN TEMOUCHENT)
- Groupe d'usage 1A
- Pourcentage d'amortissement ($\xi = 5\%$)
- Coefficient de comportement ($R = 4$)
- Facteur de qualité ($Q = 1,15$)
- Site meuble (S3)

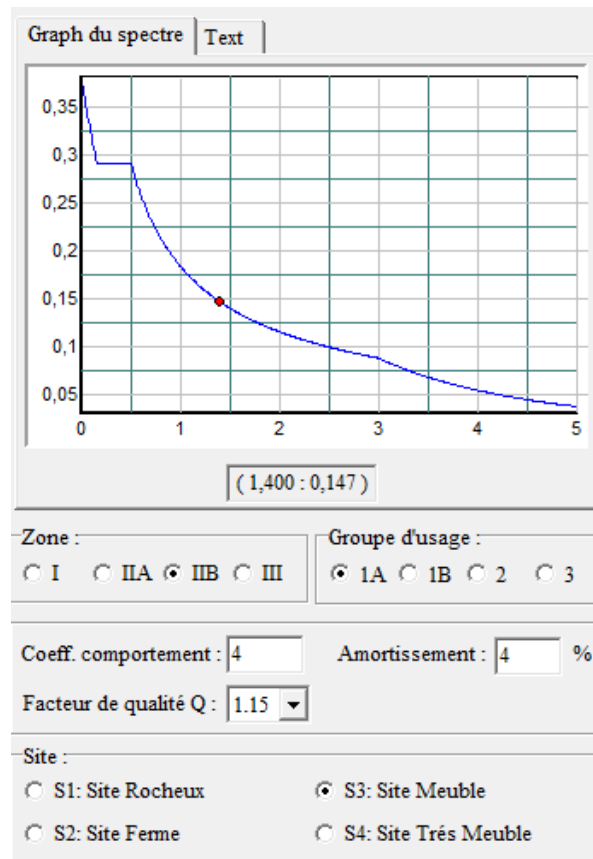


Figure IV.2: Spectre de réponse.

IV.7 Vérification de la structure :

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

La valeur de T , calculée par le logiciel ROBOT ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique appropriée par le RPA99 de plus de 30%.

La période fondamentale obtenu par le logiciel ROBOT : $T = 0,32s$

La période empirique est donnée par la formule suivante :

$$T = C_t \cdot h_N^{3/4}$$

Avec :

- C_t : Coefficient donnée en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, pour des contreventements assurés par des palées triangulés $C_t = 0,05$
- h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) : $h_N = 9,5m$

D'où :

$$T = 0,05 \times 9,5^{3/4} = 0,270 \text{ s}$$

Donc :

$$T = 0,32 \text{ s} < 130\% T = 1,3 \times 0,270 = 0,351 \text{ s} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IV.7.2 Vérification de la force sismique à la base :

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

$$V_t > 0,8 V$$

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont comme suit :

- Effort sismique dans le sens (X) : $V_t = 74,52$ KN
- Effort sismique dans le sens (Y) : $V_t = 97,40$ KN

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

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

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone $A = 0,08$
- D : facteur d'amplification dynamique moyen $D = 2,5$ ($0 < T < T_2$)
- Q : Facteur de qualité $Q = 1,2$
- R : Coefficient de comportement global de la structure $R = 4$
- W : poids total de la structure (calculée par ROBOT) $W = 1210,9643$ KN

Donc :

$$V = \frac{0,08 \times 2,5 \times 1,20}{4} \times 1210,9643 = 72,657 \text{ KN}$$

	$V_t(KN)$	$V(KN)$	80% $V (KN)$	$V_t > 80\% V$
V_x	74,52	72,65	58,12	Vérifiée
V_y	97,40	72,65	58,12	Vérifiée

Tableau IV.4 : Résultante des forces sismiques à la base.

IV.7.3 Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) est calculé par la formule suivante :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

Avec :

- R : Coefficient de comportement
- δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques

Les déplacements latéraux ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Structure	$\delta_{ek}(cm)$	R	$\delta_k(cm)$	$1\% h_k(cm)$	Condition
	2,2	4	8,96	9,50	Vérifiée

Tableau IV.5 : Déplacements relatifs

IV.8 Conclusion :

A fin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la halle à marée au port de BOUZEDJARE, un modèle 3D en éléments finis a été construit. Ce modèle a servi de base pour élaborer le calcul sismique. La vérification de la période fondamentale de la structure par rapport à la période empirique donnée par le « RPA » n'est pas satisfaite vu le fait que la structure est flexible. Par contre la résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne dépasse pas les 80% de la résultante des forces sismiques.

Chapitre V : Dimensionnement des éléments de la structure

V.1 Introduction :

Dans ce chapitre, l'étude de la structure comportera trois grandes parties :

- Étude des éléments secondaires.
- Étude des éléments porteurs.
- Étude du plancher mixte.

V.2 Etude des éléments secondaires :

V.2.1 Calcul des chéneaux :

Le chéneau a pour rôle l'évacuation des eaux pluviales et éviter leur stagnation afin d'assurer une bonne étanchéité de la toiture et de la construction.

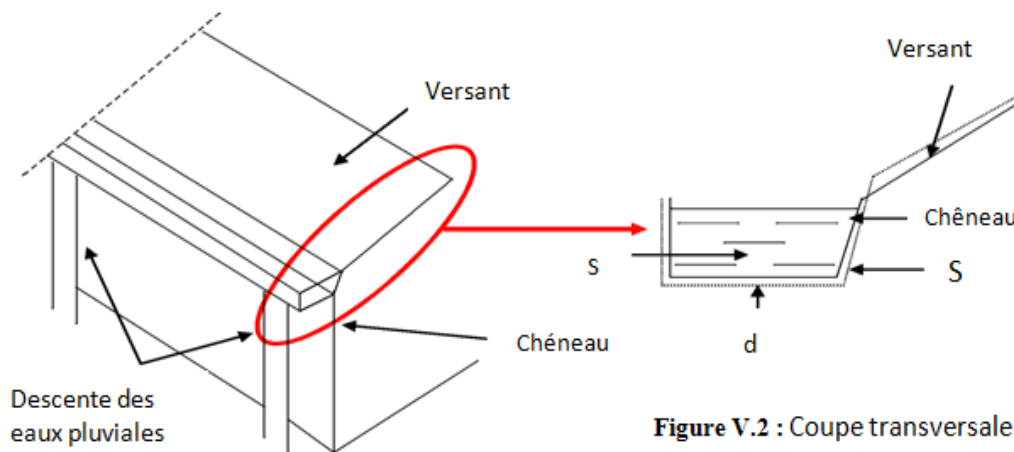


Figure V.1 : chéneau

Figure V.2 : Coupe transversale

V.2.1.1 Calcul de la Section et du Diamètre du Chéneau :

La section du chéneau sera déterminée comme suit :

$$\frac{s}{S} \geq \frac{63}{\sqrt{\frac{s}{d} p}}$$

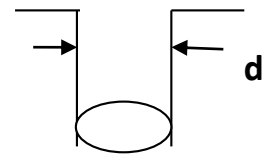


Figure V.3 : Moignon cylindrique

Avec :

- s : section transversale du chéneau en cm².
- S : surface couverte du chéneau en m².
- d : périmètre de la section mouillée du chéneau en cm.
- p : pente du chéneau.

$$S = 5,05 \times 32,3 = 163,115 \text{ m}^2$$

Suivant les abaques $\begin{cases} s = 375 \text{ cm}^2 (\text{voir Annexe } B_1) \\ d = 19 \text{ cm} (\text{voir Annexe } B_2) \end{cases}$

V.2.2 Calcul des pannes :

Les pannes sont des poutrelles laminées généralement en I ou U, elles sont soumises à la flexion déviée sous l'effet du poids propre de la couverture, des actions climatiques et la surcharge d'entretien. Elles sont disposées perpendiculairement aux traverses des portiques. Elles sont calculées suivant le "CCM97".

V.2.2.1 Espacement entre pannes :

L'espacement entre pannes est déterminé en fonction de la portée admissible de la couverture. On suppose que la couverture est d'une longueur de 8m, et appuyée sur 6 appuis ce qui donne un espacement moyen de 1,2m.

- **Charges à prendre en considération :**

- Charges permanentes (Poids propre de la couverture) : $G = 0,176 \text{ kN/m}^2$.
- Charges d'entretien : $Q = 1 \text{ kN/m}^2$.
- Action de la neige : $S = 0,217 \text{ kN/m}^2$.
- Action du vent : $W = -2,968 \text{ kN/m}^2$.

- **Combinaisons des charges et actions :**

- $q_1 = 1,35 G + 1,5 Q_{\text{ent}} = (1,35 \times 0,176 \times 1) + (1,5 \times 1 \times 1) = 1,737 \text{ kN/ml}$
- $q_2 = 1,35 G + 1,5 S = (1,35 \times 0,176 \times 1) + (1,5 \times 1 \times 0,217 \times \cos(22,29^\circ)) = 0,538 \text{ kN/ml}$
- $q_3 = 1,35 G + 1,5 W = (1,35 \times 0,176 \times 1) + (1,5 \times 1 \times (-2,968)) = -4,21 \text{ kN/ml}$

$$q = \max(q_1, q_2, q_3) = 4,21 \text{ kN/ml}$$

- **Moment maximum pour une poutre continue sur six appuis simples :**

Le moment maximum est déterminé par le logiciel SAP2000. Le diagramme résultant des moments fléchissant est montré ci-dessous.

$$q = 4,21 \text{ kN/ml}$$

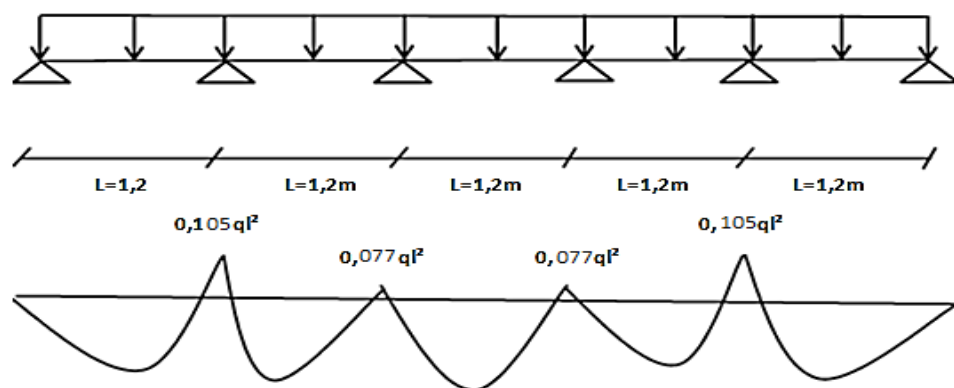


Figure V.4 : schéma statique de la couverture.

- **Vérification de l'espacement :**

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W} \leq f_y \Rightarrow M_{max} \leq f_y \times W$$

$$\Rightarrow 0,105ql^2 \leq f_y \times W$$

$$\Rightarrow l \leq \sqrt{\frac{f_y \times W}{0,105q}}$$

$$\Rightarrow l \leq \sqrt{\frac{235 \times 10^3 \times 5 \times 10^{-6}}{0,105 \times 4,21}}$$

$$\Rightarrow l \leq 1,63 \text{ m}$$

On prend : $l = 1,2 \text{ m}$

V.2.2.2 Dimensionnement des pannes :

- **Efforts sollicitants :**

- $G = 0,176 \times 1,2 = 0,21 \text{ kN/m}$
- $Q_{entr} = 1 \times 1,2 = 1,2 \text{ kN/m}$
- $S = 0,217 \times 1,2 = 0,26 \text{ kN/m}$
- $W = (-2,967) \times 1,2 = -3,560 \text{ kN/m}$

- **Combinaison des charges :**

L'ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} q_1 = 1,35 G + 1,5 Q = (1,35 \times 0,21) + (1,5 \times 1,2) = 2,08 \text{ kN/ml} \\ q_2 = 1,35 G + 1,5 W = (1,35 \times 0,21) + (1,5 \times -3,560) = -5,05 \text{ kN/ml} \\ q_3 = 1,35 G + 1,5 S = (1,35 \times 0,21) + (1,5 \times 0,26) = 1,94 \text{ kN/ml} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow q_{u\max} = 5,05 \text{ kN/ml}$$

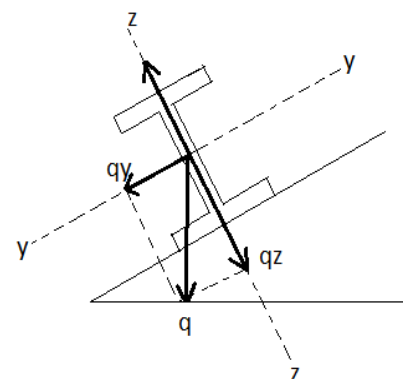
L'ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} q_1 = G + Q = 0,21 + 1,2 = 1,41 \text{ kN/ml} \\ q_2 = G + W = 0,21 + -3,561 = -3,351 \text{ kN/ml} \\ q_3 = G + S = 0,21 + 0,26 = 0,47 \text{ kN/ml} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow q_{s\max} = 3,351 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul des moments sollicitants à l'ELU :**

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{uy} = q_u \sin \alpha = 5,05 \times \sin 22,29 = 1,91 \text{ kN/ml} \\ q_{uz} = q_u \cos \alpha = 5,05 \times \cos 22,29 = 4,67 \text{ kN/ml} \end{array} \right.$$



Les vérifications suivantes sont imposées par le **CCM 97** afin de dimensionner les pannes.

➤ **Plan (y-y) :**

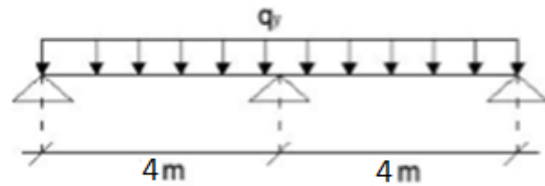
$$M_{z,sd} \leq M_{z,rd}$$

$$M_{z,sd} = q_y \times \frac{L_y^2}{8} = 1,91 \times \frac{4^2}{8} = 3,82 \text{ kN.m}$$

$$M_{z,sd} \leq M_{z,rd} = \frac{W_{PLZ} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$W_{plz} \geq \frac{M_{z,sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{3,82 \times 10^6 \times 1,1}{235}$$

$$\Rightarrow W_{plz} \geq 17880,85 \text{ mm}^3$$



➤ **Plan (z-z) :**

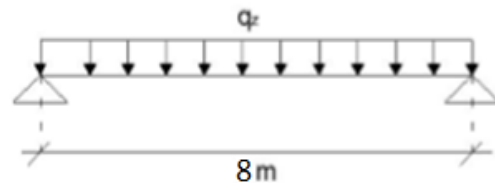
$$M_{y,sd} \leq M_{y,rd}$$

$$M_{y,sd} = q_z \times \frac{L_z^2}{8} = 4,67 \times \frac{8^2}{8} = 37,36 \text{ kN.m}$$

$$M_{y,sd} \leq M_{y,rd} = \frac{W_{PLY} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$W_{ply} \geq \frac{M_{y,sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{37,36 \times 10^6 \times 1,1}{235}$$

$$\Rightarrow W_{ply} \geq 174876,59 \text{ mm}^3$$



• **Condition de flèche à l'ELS :**

$$\begin{cases} q_{sy} = q_s \sin \alpha = 3,351 \times \sin 22,29 = 1,27 \text{ kN/ml} \\ q_{sz} = q_s \cos \alpha = 3,351 \times \cos 22,29 = 3,10 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

➤ **Plan (y-y) :** $\delta = \frac{2,05 \times q_{sy} \times L_y^4}{384 \times E \times I_z}$

$$\delta_{\max} = \frac{L_y}{200} = \frac{400}{200} = 2 \text{ cm}$$

$$\delta \leq \delta_{\max} \Rightarrow I_z \geq \frac{2,05 \times q_{sy} \times L_y^4}{384 \times E \times \delta_{\max}}$$

$$\Rightarrow I_z \geq \frac{2,05 \times 1,27 \times (400)^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 2}$$

$$\Rightarrow I_z \geq 41,32 \text{ cm}^4$$

➤ **Plan (z-z) :** $\delta = \frac{5 \times q_{sz} \times L_z^4}{384 \times E \times I_y}$

$$\delta_{\max} = \frac{L_z}{200} = \frac{800}{200} = 4 \text{ cm}$$

$$\delta \leq \delta_{\max} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times q_{sz} \times L_z^4}{384 \times E \times \delta_{\max}}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 3,10 \times (800)^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 4}$$

$$\Rightarrow I_y \geq 1968,253 \text{ cm}^4$$

• **Choix du profilé :**

Le profilé qui satisfait les deux conditions à l'ELU et l'ELS est un IPE 220.

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P	A	h	b	t _f	t _w	d	I _y	I _z	W _{pl-y}	W _{pl-z}	i _y	i _z
	Kg/m	cm ²	mm	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
IPE220	26,2	33,4	220	110	9,2	5,9	177,6	2772	204,9	285,4	58,11	9,11	2,48

Tableau V.1: Caractéristiques du profilé IPE 220.

• **Condition de flèche avec poids propre de l'IPE220 inclus :**

$$\begin{cases} q_1 = G + Q = [(0,176 \times 1,2) + 0,262] + 1 \times 1,2 = 1,67 \text{ kN/ml} \\ q_2 = G + W = [(0,176 \times 1,2) + 0,262] + (-2,968) \times 1,2 = -3,088 \text{ kN/ml} \\ q_3 = G + S = [(0,176 \times 1,2) + 0,262] + 0,217 \times 1,2 = 0,733 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

$$q_{s \max} = 3,088 \text{ kN/ml}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_{sy} = q_s \sin \alpha = 3,088 \times \sin 22,29 = 1,17 \text{ kN/ml} \\ q_{sz} = q_s \cos \alpha = 3,088 \times \cos 22,29 = 2,85 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

➤ **Plan (y-y) :**

$$\delta = \frac{2,05 \times q_{sy} \times l_y^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{2,05 \times 1,17 \times 400^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 204,9} = 0,37 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \delta = 0,37 \text{ cm} \\ \delta_{\max} = 2 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \delta \leq \delta_{\max}$$

➤ **Plan (z-z) :**

$$\delta = \frac{5 \times q_{sz} \times l_z^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 2,85 \times 800^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 2772} = 2,61 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \delta = 2,61 \text{ cm} \\ \delta_{max} = 4 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \delta \leq \delta_{max}$$

Donc la condition de flèche est vérifiée.

V.2.2.3 Classe du profilé IPE 220 :➤ **Classe de l'âme fléchie :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon$$

Avec :

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

$$\Rightarrow d = 177,6 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow t_w = 5,9 \text{ mm}$$

$$\begin{cases} \frac{d}{t_w} = \frac{177,6}{5,9} = 30,10 \\ 72\varepsilon = 72\sqrt{\frac{235}{f_y}} = 72 \end{cases} \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{Donc l'âme est de classe I}$$

➤ **Classe de la semelle comprimée :**

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

Avec :

$$\Rightarrow c = 55 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow t_f = 9,2 \text{ mm}$$

$$\begin{cases} \frac{c}{t_f} = \frac{55}{9,2} = 5,97 \\ 10\varepsilon = 10\sqrt{\frac{235}{f_y}} = 10 \end{cases} \Rightarrow \frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \text{Donc la semelle est de classe I}$$

Donc la section globale du profilé IPE220 est de classe I

V.2.2.4 Vérification des contraintes :

Les pannes travaillant en flexion déviée, il faut que l'équation suivante soit vérifiée :

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

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

$$\beta = 5 \times n = 5 \times \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} \quad \text{avec} \quad \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = 0 \quad \text{donc} \quad \beta = 1$$

La formule précédente sera comme suit :

$$\left(\frac{M_{y,sd} \cdot \gamma_{M0}}{W_{ply} \cdot f_y}\right)^2 + \left(\frac{M_{z,sd} \cdot \gamma_{M0}}{W_{plz} \cdot f_y}\right)^1 \leq 1$$

$$\begin{cases} q_1 = 1,35G + 1,5 Q = 1,35[(0,176 \times 1,2) + 0,262] + 1,5 \times 1,2 = 2,438 \text{ kN/ml} \\ q_2 = 1,35G + 1,5W = 1,35[(0,176 \times 1,2) + 0,262] + 1,5(-2,968)1,2 = -4,703 \text{ kN/ml} \\ q_3 = 1,35 G + 1,5 S = 1,35[(0,176 \times 1,2) + 0,262] + 1,5 \times 0,217 \times 1,2 = 1,029 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

$$q_{u \max} = 4,703 \text{ kN/ml}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_{uy} = q_u \sin \alpha = 4,703 \times \sin 22,29 = 1,783 \text{ kN/ml} \\ q_{uz} = q_u \cos \alpha = 4,703 \times \cos 22,29 = 4,351 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{z,sd} = q_y \frac{l_y^2}{8} = 1,783 \times \frac{4^2}{8} = 3,56 \text{ kN.m} \\ M_{y,sd} = q_z \frac{l_z^2}{8} = 4,351 \times \frac{8^2}{8} = 34,80 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\left(\frac{34,8 \times 10^6 \times 1,1}{285,4 \times 10^3 \times 235}\right)^2 + \left(\frac{3,56 \times 10^6 \times 1,1}{58,11 \times 10^3 \times 235}\right)^1 = 0,61 \leq 1 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc, les pannes en IPE 220 vérifient les contraintes de la flexion déviée.

V.2.2.5 Résistance de la panne au déversement :

Le déversement est un phénomène d'instabilité qui se manifeste par une déformation latérale des parties comprimées de la section de la panne sous l'action du vent en soulèvement.

Le moment résistant de déversement est donné par la relation suivante :

$$M_{brd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec :

- $\beta_w = 1$ Section de classe I

- χ_{lt} est le facteur de réduction pour le déversement :

$$\chi_{lt} = \frac{1}{(\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2})}$$

- $\phi_{lt} = 0,5 \times [1 + \alpha_{lt}(\bar{\lambda}_{lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{lt}^2]$
- $\alpha_{lt} = 0,21$ Pour les profils laminés.
- $\bar{\lambda}_{lt} = \left[\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \right] \times \sqrt{\beta_w}$

$$\lambda_{lt} = \frac{L \times \left[\frac{W_{ply}^2}{I_z \times I_w} \right]^{0,25}}{C_1^{0,5} \left[1 + \frac{L^2 G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_w} \right]^{0,25}}$$

Avec :

- C_1 : Facteur dépendant de condition de charge et d'encastrement : $C_1 = 1,132$ (Annexe B)
- I_t : Moment d'inertie de torsion = $9,07.10^4 \text{ mm}^4$.
- I_w : Moment d'inertie de gauchissement = $22,67.10^9 \text{ mm}^6$.
- I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie = $204,9.10^4 \text{ mm}^4$.
- L : longueur de la poutre = 4.10^3 mm .

$$\lambda_{lt} = \frac{L \times \left[\frac{W_{ply}^2}{I_z \times I_w} \right]^{0,25}}{C_1^{0,5} \left[1 + \frac{L^2 G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_w} \right]^{0,25}} = \frac{4.10^3 \times \left[\frac{285,4.10^3^2}{204,9 \times 10^4 \times 22,67 \times 10^9} \right]^{0,25}}{1,132^{0,5} \left[1 + \frac{4.10^3^2 \times 8,08.10^6 \times 9,07.10^4}{\pi^2 \times 21 \times 10^5 \times 22,67 \times 10^9} \right]^{0,25}} = 60,58$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \left[\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \right] \times \sqrt{\beta_w}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \left[\frac{60,58}{93,9} \right] \times \sqrt{1} = 0,64 > 0,4 \Rightarrow \text{Donc il y a risque de déversement}$$

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

$$\alpha_{lt} = 0,21 \text{ Pour les profils laminés}$$

$$\phi_{lt} = 0,5 \times [1 + 0,21(0,64 - 0,2) + 0,64^2] = 0,751$$

Donc :

$$\chi_{lt} = \frac{1}{(0,751 + \sqrt{0,751^2 - 0,64^2})} = 0,87$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0,87 \times 1 \times 285,4 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 53045481,82 \text{ N.mm}$$

$$M_{sd} = 3,56 \text{ kN.m} \leq M_{b,Rd} = 53,04 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.2.2.6 Résistance au voilement par cisaillement :

Selon le règlement CCM97 :

Si $d/t_w \leq 69\varepsilon$, il n'est pas nécessaire de vérifier le voilement par cisaillement .

Avec :

$$\begin{aligned} &\text{➤ } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \\ &\text{➤ } d = 177,6 \text{ mm} \\ &\text{➤ } t_w = 5,9 \text{ mm} \\ &\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{177,6}{5,9} = 30,10 \\ 69\varepsilon = 69\sqrt{\frac{235}{f_y}} = 69 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 69\varepsilon \end{aligned}$$

Donc il n'y a pas lieu de vérifier le voilement par cisaillement

V.2.2.7 Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme :

La stabilité au flambement sera vérifiée si la condition suivante est vérifiée :

$$\frac{d}{t_w} \leq K \frac{E}{f_y} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}$$

Avec :

- A_w : l'aire de l'âme.

$$A_w = t_w(h - 2t_f) = 5,9 \times (220 - 2 \times 9,2) = 1189,44 \text{ mm}^2.$$

- A_{fc} : l'aire de la semelle comprimée.

$$A_{fc} = b \cdot t_f = 110 \times 9,2 = 1012 \text{ mm}^2$$

- f_{yt} : la limite élasticité de la semelle comprimée

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

- k : coefficient pris égale à 0,3 pour une semelle de classe I

$$\left\{ \begin{array}{l} k \times \frac{E}{f_{yt}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0,3 \times \frac{21 \times 10^5}{235} \times \sqrt{\frac{1189,44}{1012}} = 2906,38 \\ \frac{d}{t_w} = \frac{177,6}{5,9} = 30,10 < 2906,38 \end{array} \right.$$

Il n'y a pas risque de flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme.

V.2.3 Calcul des liernes :

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

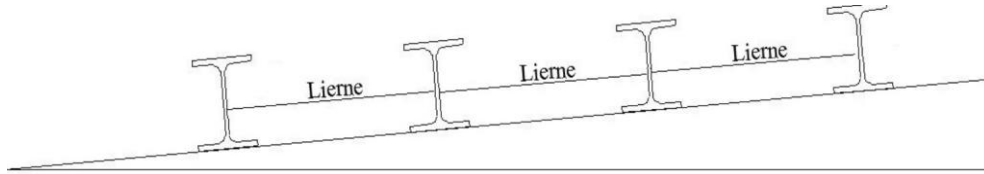
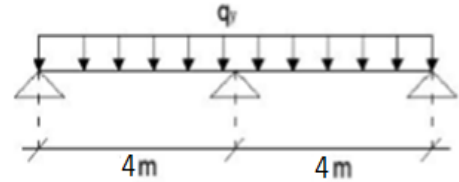


Figure V.5 Coupe transversale des liernes.

V.2.3.1 Les efforts dans les liernes :

$$R = 1,25 \times q_y \times l_y = 1,25 \times 1,17 \times 4 = 5,85 \text{ kN}$$



Effort de traction dans les tronçons de lierne de L1 à L20 :

$$T_1 = R/2 = 5,85/2 = 2,92 \text{ kN}$$

$$T_2 = R + T_1 = 5,85 + 2,92 = 8,77 \text{ kN}$$

$$T_3 = R + T_2 = 5,85 + 8,77 = 14,62 \text{ kN}$$

$$T_4 = R + T_3 = 5,85 + 14,62 = 20,47 \text{ kN}$$

:

:

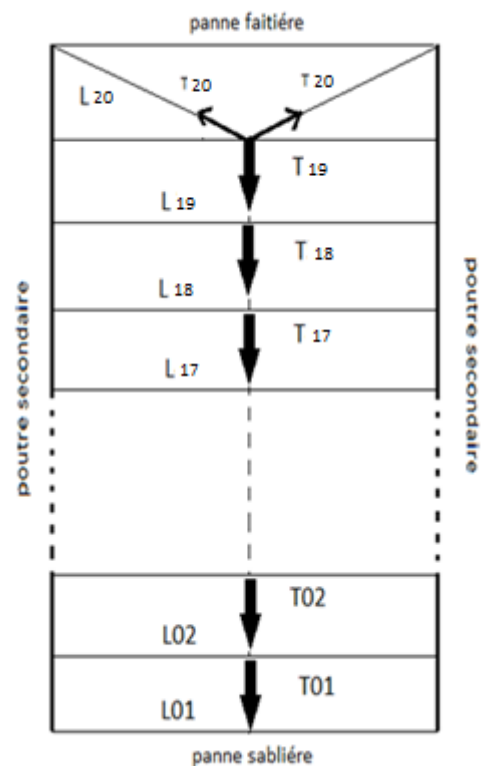
:

$$T_{18} = R + T_{17} = 5,85 + 96,52 = 102,37 \text{ kN}$$

$$T_{19} = R + T_{18} = 5,85 + 102,37 = 108,22 \text{ kN}$$

Effort dans les diagonales L₂₀ : $2T_{20} \cdot \sin \theta = T_{19}$

$$T_{20} = \frac{T_{19}}{2 \sin \theta} = \frac{164,92}{2 \sin 22,29} = 20,52 \text{ kN}$$



Remarque :

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

V.2.3.2 Dimensionnement des liernes :

$$N_{sd} \leq N_{PL,rd}$$

Avec :

$$\text{➤ } N_{PL,rd} : \text{effort normal résistant} = A_s \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\text{➤ } N_{sd} : \text{effort normal sollicitant.}$$

$$N_{sd} \leq A_s \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow A_s \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} \Rightarrow A_s \geq \frac{108,22 \times 1,1}{235 \times 10^{-3}} = 506,561 \text{ mm}^2.$$

$$A_{smin} = \frac{\pi \times \phi_{min}^2}{4} \Rightarrow \phi_{min}^2 = \frac{4 \times A_{smin}}{\pi} = 644,973 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow \phi_{min} = 25,39 \text{ mm}$$

On choisira donc des liernes de pannes de diamètre ϕ_{26}

V.3 Etude des éléments porteurs :

V.3.1 Justification des poteaux:

$$\begin{cases} M_{sd} = 373,777 \text{ kN.m} \\ N_{sd} = 148,461 \text{ kN} \end{cases}$$

Après modélisation en ROBOT, on choisit le profilé HEB 300 et on vérifie sa résistance

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P	A	h	b	t _f	t _w	d	I _y	I _z	W _{ply}	W _{plz}	i _y	i _z
	Kg/m	cm ²	mm	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
HEB300	117	149,1	300	300	19	11	208	25170	8563	1869	870,1	12,99	7,58

Tableau V.2: Caractéristiques du profilé HEB300.

V.3.1.1 Classe de la section transversale :

➤ Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon$$

Avec :

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

$$\text{➤ } d = 208 \text{ mm}$$

$$\text{➤ } t_w = 11 \text{ mm}$$

$$\begin{cases} \frac{d}{t_w} = \frac{208}{11} = 18,90 \\ 72\varepsilon = 72\sqrt{\frac{235}{235}} = 72 \end{cases} \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \text{ Donc l'âme est de classe I}$$

➤ **Classe de la semelle :**

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

Avec :

➤ $c = 150 \text{ mm}$

➤ $t_f = 19 \text{ mm}$

$$\begin{cases} \frac{c}{t_f} = \frac{150}{19} = 7,89 \\ 10\varepsilon = 10\sqrt{\frac{235}{235}} = 10 \end{cases} \Rightarrow \frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon \text{ Donc la semelle est de classe I}$$

Donc la section globale est de classe I

V.3.1.2 Condition de résistance « Moment fléchissant + Effort normal » :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_y \times M_{Sd}}{\frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Avec :

➤ $\gamma_{M1} = 1,1$

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

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

• Plan (y-y) :

La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{300}{300} = 1 < 1,2 \text{ mm} \\ t_f = 19 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{cases}$$

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

➤ λ_y : Elancement

$$\lambda_y = \frac{L_{f,y}}{i_y} = \frac{0,5 \times L}{129,9} = \frac{0,5 \times 9500}{129,9} = 36,56$$

➤ $\bar{\lambda}_y$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda}_y = (\lambda / \lambda_1) \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9 \varepsilon \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 0,38$$

➤ χ_y : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement b

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

Avec:

$$\phi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5 [1 + 0,34 (0,38 - 0,2) + 0,38^2] = 0,60$$

D'où

$$\chi_y = \frac{1}{(0,60 + \sqrt{0,60^2 - 0,38^2})} = 0,93$$

• **Plan (z-z) :**

La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{300}{300} = 1 < 1,2 \text{ mm} \\ t_f = 19 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Axe (z-z) : courbe c $\Rightarrow \alpha_z = 0,49$

➤ λ_z : Elancement

$$\lambda_z = \frac{L_{f,z}}{i_z} = \frac{0,7 \times L}{75,8} = \frac{0,7 \times 9500}{75,8} = 87,73$$

➤ $\bar{\lambda}_z$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda}_z = (\lambda / \lambda_1) \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9 \text{ ε} \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_z = 0,93$$

➤ χ_z : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement c

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

Avec :

$$\phi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5 [1 + 0,49 (0,93 - 0,2) + 0,93^2] = 1,12$$

D'où

$$\chi_z = \frac{1}{(1,12 + \sqrt{1,12^2 - 0,93^2})} = 0,57$$

Donc :

$$\chi_{min} = \text{Min}(0,93 ; 0,57) = 0,57$$

➤ $k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{Sd}}{\chi_y \times A \times f_y}$ mais : $k_y \leq 1,5$

➤ $\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2 \times \beta_{My} - 4) + [\frac{w_{ply} - w_{ely}}{w_{ely}}]$ mais : $\mu_y \leq 0,9$

➤ $\beta_{My} = 1,8$

D'où :

$$\mu_y = 0,38 \times (2 \times 1,8 - 4) + \left[\frac{1869000 - 1678000}{1678000} \right] = -0,038$$

$$k_y = 1 - \frac{-0,038 \times 148461}{0,93 \times 14910 \times 235} = 1,001$$

Donc :

$$\frac{148461}{0,57 \times \frac{14910 \times 235}{1,1}} + \frac{1,001 \times 373770}{\frac{1869000 \times 235}{1,1}} = 0,082 \leq 1 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.3.2 Justification de la poutre principale:

$$\begin{cases} M_{sd} = 45,034 \text{ kN.m} \\ V_{sd} = 150,715 \text{ kN} \\ N_{sd} = 44,074 \text{ kN} \end{cases}$$

Après modélisation en ROBOT, on choisit le profilé IPE 300 et on vérifie sa résistance

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P	A	h	b	t _f	t _w	d	I _y	I _z	W _{ply}	W _{plz}	i _y	i _z
	Kg/m	cm ²	mm	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
IPE300	42,2	5380	300	150	10,7	7,1	248,6	6356	603,8	628,4	125,2	12,46	3,35

Tableau V.3: Caractéristiques du profilé IPE300.

V.3.2.1 Classe de la section transversale :

➤ Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon$$

Avec :

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

$$\text{➤ } d = 248,6 \text{ mm}$$

$$\text{➤ } t_w = 7,1 \text{ mm}$$

$$\begin{cases} \frac{d}{t_w} = \frac{248,6}{7,1} = 35,014 \\ 72\varepsilon = 72\sqrt{\frac{235}{235}} = 72 \end{cases} \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \Rightarrow \text{Donc l'âme est de classe I}$$

➤ **Classe de la semelle :**

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

Avec :

➤ $c = 75 \text{ mm}$

➤ $t_f = 10,7 \text{ mm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{c}{t_f} = \frac{75}{10,7} = 7 \text{ mm} \\ 10\varepsilon = 10 \sqrt{\frac{235}{235}} = 10 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \text{Donc la semelle est de classe I}$$

Conclusion : la section globale est de classe I

V.3.2.2 Vérification de la flèche :

$$\delta \leq \delta_{\max}$$

La flèche admissible de la traverse est calculée par le logiciel ROBOT : $\delta = 2,7 \text{ cm}$

$$\delta_{\max} = \frac{L}{200} = \frac{914}{200} = 4,57 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta = 2,7 \text{ cm} \\ \delta_{\max} = 4,57 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \delta \leq \delta_{\max} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.3.2.3 Condition de résistance :

• **Cisaillement :**

$$V_{sd} \leq 50\% V_{pl.Rd}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0,58 \times A_v \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$A_v = A - 2 \times b_f \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f$$

$$A_v = 5380 - 2(150 \times 10,7) + (7,1 + (2 \times 15)) \times 10,7 = 2566,97 \text{ mm}^2$$

Donc :

$$V_{pl.Rd} = \frac{0,58 \times 2566,97 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 318,07 \text{ kN}$$

Alors :

$$V_{sd} = 150,715 \text{ kN} < 0,5 \times V_{pl.Rd} = 159,035 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• « **Moment fléchissant + Effort normal** » :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_y \times M_{sd}}{\frac{W_{ply \times f_y}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Avec :

➤ $\gamma_{M1} = 1,1$

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

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

• **Plan (y-y) :**

La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{300}{150} = 2 > 1,2 \text{ mm} \\ t_f = 10,7 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right.$$

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

➤ λ_y : Elancement

$$\lambda_y = \frac{L_{f,y}}{i_y} = \frac{0,5 \times L}{124,6} = \frac{0,5 \times 9140}{124,6} = 36,67$$

➤ $\bar{\lambda}_y$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda}_y = (\lambda / \lambda_1) \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9 \varepsilon \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_y = 0,39$$

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

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

Avec:

$$\phi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5 [1 + 0,21 (0,39 - 0,2) + 0,39^2] = 0,596$$

D'où

$$\chi_y = \frac{1}{(0,596 + \sqrt{0,596^2 - 0,39^2})} = 0,95$$

• **Plan (z-z) :**

La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{300}{150} = 2 > 1,2 \text{ mm} \\ t_f = 10,7 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right.$$

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

➤ λ_z : Elancement

$$\lambda_z = \frac{L_{f,z}}{i_z} = \frac{0,5 \times L}{33,5} = \frac{0,5 \times 9140}{33,5} = 136,417$$

➤ $\bar{\lambda}_z$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda}_z = (\lambda / \lambda_1) \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9 \varepsilon \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_z = 1,45$$

➤ χ_z : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement b

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

Avec :

$$\phi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5 [1 + 0,34 (1,45 - 0,2) + 1,45^2] = 1,76$$

D'où
$$\chi_z = \frac{1}{(1,76 + \sqrt{1,76^2 - 1,45^2})} = 0,36$$

Donc :

$$\chi_{min} = \min(0,95 ; 0,36) = 0,36$$

➤ $k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y}$ mais : $k_y \leq 1,5$

➤ $\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2 \times \beta_{My} - 4) + [\frac{w_{ply} - w_{ely}}{w_{ely}}]$ mais : $\mu_y \leq 0,9$

➤ $\beta_{My} = 1,8$

D'où :

$$\mu_y = 0,39 \times (2 \times 1,8 - 4) + [\frac{628400 - 557100}{557100}] = -0,028$$

$$k_y = 1 - \frac{-0,028 \times 44074}{0,95 \times 5380 \times 235} = 1,001$$

Donc :

$$\frac{44074}{0,36 \times \frac{5380 \times 235}{1,1}} + \frac{1,001 \times 45034}{\frac{628400 \times 235}{1,1}} = 0,106 \leq 1 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.3.3 Justification de la poutre secondaire :

$$\begin{cases} M_{sd} = 36,52 \text{ kN.m} \\ V_{sd} = 19,23 \text{ kN} \\ N_{sd} = 48,62 \text{ kN} \end{cases}$$

Après modélisation en ROBOT, on choisit le profilé IPE 200 et on vérifie sa résistance

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P	A	h	b	t _f	t _w	d	I _y	I _z	W _{ply}	W _{plz}	i _y	i _z
	Kg/m	cm ²	mm	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
IPE200	22,4	2850	200	100	8,5	5,6	159	1943	142,4	220,6	44,61	82,6	22,4

Tableau V.4: Caractéristiques du profilé IPE200.

V.3.3.1 Classe de la section transversale :

➤ Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon$$

Avec :

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

$$d = 159 \text{ mm}$$

$$t_w = 5,6 \text{ mm}$$

$$\begin{cases} \frac{d}{t_w} = \frac{159}{5,6} = 28,39 \\ 72\varepsilon = 72\sqrt{\frac{235}{235}} = 72 \end{cases} \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \Rightarrow \text{Donc l'âme est de classe I}$$

➤ Classe de la semelle :

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

Avec :

$$C = 50 \text{ mm}$$

$$t_f = 8,5 \text{ mm}$$

$$\begin{cases} \frac{C}{t_f} = \frac{50}{8,5} = 5,88 \text{ mm} \\ 10\varepsilon = 10\sqrt{\frac{235}{235}} = 10 \end{cases} \Rightarrow \frac{C}{t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \text{Donc la semelle est de classe I}$$

Conclusion : la section globale est de classe I

V.3.3.2 Vérification de la flèche :

$$\delta \leq \delta_{\max}$$

La flèche admissible de la traverse est calculée par le logiciel ROBOT : $\delta = 0,5\text{cm}$

$$\delta_{\max} = \frac{L}{200} = \frac{800}{200} = 4\text{cm}$$

$$\begin{cases} \delta = 0,5 \text{ cm} \\ \delta_{max} = 4 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \delta \leq \delta_{max} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.3.3.3 Condition de résistance :

- **Cisaillement :**

$$V_{sd} \leq 50\% V_{pl.Rd}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0,58 \times A_v \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$A_v = A - 2 \times b_f \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f$$

$$A_v = 2850 - 2(100 \times 8,5) + (5,6 + (2 \times 12)) \times 8,5 = 1150 \text{ mm}^2$$

Donc :

$$V_{pl.Rd} = \frac{0,58 \times 1150 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 142,49 \text{ kN}$$

Alors :

$$V_{sd} = 19,23 \text{ kN} < 0,5 \times V_{pl.Rd} = 71,245 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- « **Moment fléchissant + Effort normal** » :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_y \times M_{sd}}{\frac{W_{ply \times f_y}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Avec :

➤ $\gamma_{M1} = 1,1$

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

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

- **Plan (y-y) :**

La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{200}{100} = 2 > 1,2 \text{ mm} \\ t_f = 8,5 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{cases}$$

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

➤ λ_y : Elancement

$$\lambda_y = \frac{L_{f,y}}{i_y} = \frac{0,5 \times L}{82,6} = \frac{0,5 \times 8000}{82,6} = 48,42$$

➤ $\bar{\lambda}_y$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda}_y = (\lambda / \lambda_1) \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9 \varepsilon \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 0,51$$

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

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

Avec:

$$\phi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5 [1 + 0,21 (0,51 - 0,2) + 0,51^2] = 0,66$$

D'où

$$\chi_y = \frac{1}{(0,66 + \sqrt{0,66^2 - 0,51^2})} = 0,92$$

• **Plan (z-z) :**

La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{200}{100} = 2 > 1,2 \text{ mm} \\ t_f = 8,5 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{cases}$$

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

- λ_z : Elancement

$$\lambda_z = \frac{L_{f,z}}{i_z} = \frac{0,5 \times L}{22,4} = \frac{0,5 \times 8000}{22,4} = 178,571$$

- $\bar{\lambda}_z$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda}_z = (\lambda / \lambda_1) \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9 \text{ } \varepsilon \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_z = 1,90$$

- χ_z : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement b

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

Avec :

$$\phi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5 [1 + 0,34 (1,90 - 0,2) + 1,90^2] = 2,59$$

D'où

$$\chi_z = \frac{1}{(2,59 + \sqrt{2,59^2 - 1,90^2})} = 0,22$$

Donc :

$$\chi_{min} = \text{Min}(0,92 ; 0,22) = 0,22$$

➤ $k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{Sd}}{\chi_y \times A \times f_y}$ mais : $k_y \leq 1,5$

➤ $\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2 \times \beta_{My} - 4) + [\frac{w_{ply} - w_{ely}}{w_{ely}}]$ mais : $\mu_y \leq 0,9$

➤ $\beta_{My} = 1,8$

D'où :

$$\mu_y = 0,51 \times (2 \times 1,8 - 4) + \left[\frac{220600 - 194300}{194300} \right] = -0,068$$

$$k_y = 1 - \frac{-0,068 \times 48620}{0,92 \times 2850 \times 235} = 1,005$$

Donc :

$$\frac{48620}{0,22 \times \frac{2850 \times 235}{1,1}} + \frac{1,005 \times 36520}{\frac{220600 \times 235}{1,1}} = 0,363 \leq 1 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.3.4 Justification de la ferme :

V.3.4.1 Introduction :

Dans une construction métallique, on remarque qu'il y a deux genres de portiques.

- portique à comble en ferme.
- portique à comble en traverse.

Les fermes sont composées des membrures, des diagonales et des montants, ce sont généralement en cornières, profils laminés ou des tubes.

Les deux membrures sont réunies par un système à treillis comprenant montants et diagonales. Les fermes prennent appui, soit sur les poteaux, soit sur les murs, et parfois sur des sablières. On considère dans le présent chapitre les fermes légères à âme simple destinées à supporter la couverture, dites de toiture.

V.3.4.2 Justification des Montants :

$$\begin{cases} N_{c,Sd} = 36,42 \text{ kN} \\ N_{t,Sd} = 11,749 \text{ kN} \end{cases}$$

On choisit un profilé à chaud en **2 L90x90x9** et on vérifie sa résistance.

Profilé	Section	Dimensions			Caractéristiques géométriques	
	A cm ²	h=b mm	t mm	y _s mm	I _y = I _z cm ⁴	i _y =i _z cm
L90x90x9	15,5	90	9	25,4	115,8	2,73

Tableau V.5: Caractéristiques du profilé L90x90x9.

• Les éléments comprimés:

➤ Classe de section :

Paroi comprimée : b = 90 mm, $c = \frac{b}{2} = 45 \text{ mm}$ t = 9 mm

$$\frac{c}{t} = \frac{45}{9} = 5 < 10 \varepsilon \Rightarrow \text{donc la semelle est de classe I}$$

➤ **Vérification au flambement :**

Selon le CCM 97 la condition de résistance :

$$N_{c,Rd} \leq \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

- ✚ $N_{b,Rd}$: Résistance au flambement ;
- ✚ $\beta_A = 1$ (Pour les sections de classe I)
- ✚ $\gamma_{M1} = 1,1$
- ✚ χ : Coefficient de réduction ;
- ✚ $\bar{\lambda}$: Elancement réduit ;
- ✚ $\bar{\lambda} = (\lambda / \lambda_1) \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9 \varepsilon$
- ✚ λ : calculé à la base des caractéristiques de la section brute :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = 1 \text{ mm} \leq 1,2 \text{ mm} \\ t = 9 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{cases}$$

Donc les courbes de flambement considérées quel que soit l'axe est « c » → $\alpha = 0,49$

• **Plan (y-y) :**

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{L}{27,3} = \frac{3510}{27,3} = 128,571 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_y = 1,36$$

• **Plan (z-z) :**

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{L}{27,3} = \frac{3510}{27,3} = 128,571 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_z = 1,36$$

$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 1,36 > 0,2$ il y a risque de flambement.

- χ : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement b

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

Avec:

$$\phi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5 [1 + 0,49 (1,36 - 0,2) + 1,36^2] = 1,709$$

D'où
$$\chi = \frac{1}{(1,709 + \sqrt{1,709^2 - 1,36^2})} = 0,36$$

Donc :
$$N_{b,Rd} = \frac{0,36 \times 1 \times 1550 \times 235}{1,1} = 119,209 \text{ kN}$$

$$N_{c,Sd} = 36,42 \text{ kN} < N_{b,Rd} = 119,209 \text{ kN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.3.4.3 Justification des Diagonales :

$$\begin{cases} N_{c,Sd} = 11,55 \text{ kN} \\ N_{t,Sd} = 212,88 \text{ kN} \end{cases}$$

On choisit un profilé à chaud en **2 L90x90x9** et on vérifie sa résistance.

Profilé	Section	Dimensions			Caractéristiques géométriques	
	A cm ²	h=b mm	t mm	y _s mm	I _y = I _z cm ⁴	i _y =i _z cm
L90x90x9	15,5	90	9	25,4	115,8	2,73

Tableau V.6 : Caractéristiques du profilé L90x90x9.

- Les éléments tendus :**

Selon le CCM97 la condition de résistance :

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd} = \min (N_{pl,Rd} ; N_{net,Rd} ; N_{u,Rd})$$

Avec : $N_{t,Sd} = 212,88 \text{ kN}$

- Résistance plastique de calcul de section brute**

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1550 \times 235}{1,1} = 331,136 \text{ kN}$$

- Résistance ultime de calcul de la section nette au droit des trous de fixations**

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times F_u}{\gamma_{M2}}$$

Avec : $A_{net} = A - d_0 \times t = 1550 - (24 \times 9) = 1334 \text{ mm}^2$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times 1334 \times 360}{1,25} = 345,772 \text{ kN}$$

- Résistance plastique de calcul de section nette**

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1334 \times 235}{1,1} = 284,990 \text{ kN}$$

- Vérification**

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd} ; N_{net,Rd} ; N_{u,Rd})$$

$$N_{t,Sd} \leq \min (331,136 ; 345,772 ; 284,990) \text{ kN}$$

$$N_{t,Sd} = 212,881 \text{ kN} < N_{t,Rd} = 284,990 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.3.4.4 Justification de la membrure supérieure :

$$\begin{cases} N_{c,Sd} = 103,644 \text{ kN} \\ N_{t,Sd} = 33,154 \text{ kN} \end{cases}$$

On choisit un profilé à chaud en **2 L120x120x12** et on vérifie sa résistance.

Profilé	Section	Dimensions			Caractéristiques géométriques	
	A cm ²	h=b mm	t mm	y _s mm	I _y = I _z cm ⁴	i _y =i _z cm
L120x120x12	27,5	120	12	34	367,7	3,65

Tableau V.7 : Caractéristiques du profilé L120x120x12.

- **Les éléments comprimés :**

- **Classe de section :**

Paroi comprimée : $b = 120 \text{ mm}$ $c = \frac{b}{2} = 60 \text{ mm}$ $t = 12 \text{ mm}$

$$\frac{c}{t} = \frac{60}{12} = 5 < 10 \varepsilon \Rightarrow \text{donc la semelle est de classe I}$$

- **Vérification au flambement :**

Selon le CCM 97 la condition de résistance :

$$N_{c,Rd} \leq \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

- $N_{b,Rd}$: Résistance au flambement ;
- $\beta_A = 1$ (Pour les sections de classe I)
- $\gamma_{M1} = 1,1$
- χ : Coefficient de réduction ;
- $\bar{\lambda}$: Elancement réduit ;
- $\bar{\lambda} = (\lambda / \lambda_1) \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9 \varepsilon$
- λ : calculé à la base des caractéristiques de la section brute :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = 1 \text{ mm} \leq 1,2 \text{ mm} \\ t = 12 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{cases}$$

Donc les courbes de flambement considérées quel que soit l'axe est « c » $\rightarrow \alpha = 0,49$

- **Plan (y-y) :**

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{L}{36,5} = \frac{2030}{36,5} = 55,616 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_y = 0,592$$

- **Plan (z-z) :**

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{L}{36,5} = \frac{2030}{36,5} = 55,616 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_z = 0,592$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 0,59 > 0,2 \text{ il y a risque de flambement}$$

➤ χ : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement b

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

Avec :

$$\phi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5 [1 + 0,49 (0,59 - 0,2) + 0,59^2] = 0,76$$

D'où
$$\chi = \frac{1}{(0,76 + \sqrt{0,76^2 - 0,59^2})} = 0,80$$

Donc :
$$N_{b,Rd} = \frac{0,80 \times 1 \times 2750 \times 235}{1,1} = 470 \text{ kN}$$

$$N_{c,Sd} = 103,41 \text{ kN} < N_{b,Rd} = 470 \text{ kN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.3.4.5 Justification de la membrure inférieure :

$$\begin{cases} N_{c,Sd} = 115,54 \text{ kN} \\ N_{t,Sd} = 471,40 \text{ kN} \end{cases}$$

On choisit un profilé à chaud en **2 L120x120x12** et on vérifie sa résistance.

Profilé	Section	Dimensions			Caractéristiques géométriques	
	A	h=b	t	y _s	I _y = I _z	i _y =i _z
	cm ²	mm	mm	mm	cm ⁴	cm
L120x120x12	27,5	120	12	34	367,7	3,65

Tableau V.8: Caractéristiques du profilé L120x120x12.

- **Les éléments tendus :**

Selon le CCM97 la condition de résistance :

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd} ; N_{net,Rd} ; N_{u,Rd})$$

Avec : $N_{t,Sd} = 471,40 \text{ kN}$

➤ **Résistance plastique de calcul de section brute**

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2750 \times 235}{1,1} = 587,500 \text{ kN}$$

➤ **Résistance ultime de calcul de la section nette au droit des trous de fixations**

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times F_u}{\gamma_{M2}}$$

Avec : $A_{net} = A - d_0 \cdot t = 2750 - (27 \times 12) = 2426 \text{ mm}^2$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times 2426 \times 360}{1,25} = 628,819 \text{ kN}$$

➤ **Résistance plastique de calcul de section nette**

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2426 \times 235}{1,1} = 518,281 \text{ kN}$$

➤ **Verification**

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd} ; N_{net,Rd} ; N_{u,Rd})$$

$$N_{t,Sd} \leq \min(587,500; 628,819; 518,281) \text{ kN}$$

$$N_{t,Sd} = 471,40 \text{ kN} < N_{t,Rd} = 518,281 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.3.5 Justification des ciseaux :

$$\begin{cases} N_{c,Sd} = 23,594 \text{ kN} \\ N_{t,Sd} = 59,076 \text{ kN} \end{cases}$$

On choisit un profilé laminé à chaud en **2 L90x90x9** et on vérifie sa résistance.

Profilé	Section	Dimensions			Caractéristiques géométriques	
	A cm ²	h=b mm	t mm	y _s mm	I _y = I _z cm ⁴	i _y =i _z cm
L90x90x9	15,5	90	9	25,4	115,8	2,73

Tableau V.9: Caractéristiques du profilé L90x90x9.

• **Les éléments tendus :**

Selon le CCM97 la condition de résistance :

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd} ; N_{net,Rd} ; N_{u,Rd})$$

Avec : $N_{t,Sd} = 59,076 \text{ kN}$

➤ **Résistance plastique de calcul de section brute**

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1550 \times 235}{1,1} = 331,136 \text{ Kn}$$

➤ **Résistance ultime de calcul de la section nette au droit des trous de fixations**

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times F_u}{\gamma_{M2}}$$

Avec : $A_{net} = A - d_0 \cdot t = 1550 - (24 \times 9) = 1334 \text{ mm}^2$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times 1334 \times 360}{1,25} = 345,772 \text{ kN}$$

➤ **Résistance plastique de calcul de section nette**

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1334 \times 235}{1,1} = 284,990 \text{ kN}$$

➤ **Verification**

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd} ; N_{net,Rd} ; N_{u,Rd})$$

$$N_{t,Sd} \leq \min(331,136 ; 345,772 ; 284,990) \text{ kN}$$

$$N_{t,Sd} = 59,076 \text{ kN} < N_{t,Rd} = 284,990 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.3.6 Justification du contreventement :

$$\begin{cases} N_{c,Sd} = 13,916 \text{ kN} \\ N_{t,Sd} = 43,412 \text{ kN} \end{cases}$$

On choisit un profilé laminé à chaud en **2 L90x90x9** et on vérifie sa résistance.

Profilé	Sectio n	Dimensions			Caractéristiques géométriques	
	A cm ²	h=b mm	t mm	y _s mm	I _y = I _z cm ⁴	i _y =i _z cm
L90x90x9	15,5	90	9	25,4	115,8	2,73

Tableau V.10: Caractéristiques du profilé L90x90x9.

• **Les éléments tendus :**

Selon le CCM97 la condition de résistance :

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd} ; N_{net,Rd} ; N_{u,Rd})$$

Avec : $N_{t,Sd} = 43,412 \text{ kN}$

➤ **Résistance plastique de calcul de section brute**

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1550 \times 235}{1,1} = 331,136 \text{ kN}$$

➤ **Résistance ultime de calcul de la section nette au droit des trous de fixations**

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times F_u}{\gamma_{M2}}$$

Avec : $A_{net} = A - d_0 \cdot t = 1550 - (24 \times 9) = 1334 \text{ mm}^2$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times 1334 \times 360}{1,25} = 345,772 \text{ kN}$$

➤ **Résistance plastique de calcul de section nette**

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1334 \times 235}{1,1} = 284,990 \text{ kN}$$

➤ **Verification**

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd} ; N_{net,Rd} ; N_{u,Rd})$$

$$N_{t,Sd} \leq \min(331,136 ; 345,772 ; 284,990) \text{ kN}$$

$$N_{t,Sd} = 43,412 \text{ kN} < N_{t,Rd} = 284,990 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.3.7 Justification des sablières :

$$\begin{cases} M_{sd} = 32,24 \text{ kN.m} \\ V_{sd} = 16,123 \text{ kN} \\ N_{sd} = 38,18 \text{ kN} \end{cases}$$

On choisit un profilé laminé à chaud HEA160 et on vérifie sa résistance.

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
HEA160	30,4	38,8	152	160	9	6	104	1673	615,6	245,1	118	6,57	3,98

Tableau V.11: Caractéristiques du profilé HEA160.

V.3.7.1 Classe de la section transversale :

➤ **Classe de l'âme :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon$$

Avec :

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

➤ $d = 104 \text{ mm}$

➤ $t_w = 6 \text{ mm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{104}{6} = 17,33 \\ 72\varepsilon = 72\sqrt{\frac{235}{235}} = 72 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \text{ Donc l'âme est de classe I}$$

➤ **Classe de la semelle :**

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

Avec :

➤ $C = 80 \text{ mm}$

➤ $t_f = 9 \text{ mm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{C}{t_f} = \frac{80}{9} = 8,88 \text{ mm} \\ 10\varepsilon = 10\sqrt{\frac{235}{235}} = 10 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{C}{t_f} \leq 10\varepsilon \text{ Donc la semelle est de classe I}$$

Conclusion : la section globale est de classe I

V.3.7.2 Vérification de la flèche :

$$\delta \leq \delta_{\max}$$

La flèche admissible de la traverse est calculée par le logiciel ROBOT : $\delta = 2,7 \text{ cm}$

$$\delta_{\max} = \frac{L}{200} = \frac{800}{200} = 4 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta = 2,7 \text{ cm} \\ \delta_{\max} = 4 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \delta \leq \delta_{\max} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.3.7.3 Condition de résistance :

- **Cisaillement :**

$$V_{sd} \leq 50\% V_{pl.Rd}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0,58 \times A_v \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$A_v = A - 2 \times b_f \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f$$

$$A_v = 3830 - 2(160 \times 9) + (6 + (2 \times 15)) \times 9 = 1274 \text{ mm}^2$$

Donc :

$$V_{pl.Rd} = \frac{0,58 \times 1274 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 157,86 \text{ kN}$$

Alors :

$$V_{sd} = 16,123 \text{ kN} < 50\% V_{pl.Rd} = 78,93 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• « **Moment fléchissant + Effort normal** » :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_y \times M_{sd}}{\frac{W_{ply \times f_y}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Avec :

➤ $\gamma_{M1} = 1,1$

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

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

• **Plan (y-y) :**

La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{152}{160} = 0,95 < 1,2 \text{ mm} \\ t_f = 9 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{cases}$$

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

➤ λ_y : Elancement

$$\lambda_y = \frac{L_{f,y}}{i_y} = \frac{L}{65,7} = \frac{8000}{65,7} = 121,765$$

➤ $\bar{\lambda}_y$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda}_y = (\lambda / \lambda_1) \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9 \varepsilon \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_y = 1,29$$

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

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

Avec:

$$\phi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5 [1 + 0,34 (1,29 - 0,2) + 1,29^2] = 1,51$$

D'où

$$\chi_y = \frac{1}{(1,51 + \sqrt{1,51^2 - 1,29^2})} = 0,43$$

• **Plan (z-z) :**

La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{152}{160} = 0,95 < 1,2 \text{ mm} \\ t_f = 9 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{cases}$$

Axe (z-z) : courbe c $\Rightarrow \alpha_z = 0,49$

➤ λ_z : Elancement

$$\lambda_z = \frac{L_{f,z}}{i_z} = \frac{L}{39,8} = \frac{8000}{39,8} = 201,005$$

➤ $\bar{\lambda}_z$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda}_z = (\lambda / \lambda_1) \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9 \varepsilon \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_z = 2,14$$

➤ χ_z : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement b

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

Avec :

$$\phi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5 [1 + 0,49 (2,14 - 0,2) + 2,14^2] = 3,26$$

D'où

$$\chi_z = \frac{1}{(3,26 + \sqrt{3,26^2 - 2,14^2})} = 0,17$$

Donc :

$$\chi_{min} = \min(0,43 ; 0,17) = 0,17$$

➤ $k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y}$ mais : $k_y \leq 1,5$

➤ $\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2 \times \beta_{My} - 4) + [\frac{w_{ply} - w_{ely}}{w_{ely}}]$ mais : $\mu_y \leq 0,9$

➤ $\beta_{My} = 1,8$

D'où :

$$\mu_y = 1,29 \times (2 \times 1,8 - 4) + [\frac{245100 - 220100}{220100}] = -0,402$$

$$k_y = 1 - \frac{-0,402 \times 38180}{0,43 \times 3880 \times 235} = 1,039$$

Donc :

$$\frac{38180}{0,17 \times \frac{3880 \times 235}{1,1}} + \frac{1,039 \times 32240}{\frac{245100 \times 235}{1,1}} = 0,271 \leq 1 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.3.8 Justification des solives :

$$\begin{cases} M_{sd} = 9,73 \text{ kN.m} \\ V_{sd} = 27,92 \text{ kN} \end{cases}$$

Après modélisation en ROBOT, on choisit le profilé IPE 200 et on vérifie sa résistance

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P	A	h	b	t _f	t _w	d	I _y	I _z	W _{ply}	W _{plz}	i _y	i _z
	Kg/m	cm ²	mm	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
IPE200	22,4	2850	200	100	8,5	5,6	159	1943	142,4	220,6	44,61	82,6	22,4

Tableau V.12: Caractéristiques du profilé IPE200.

V.3.8.1 Classe de la section transversale :➤ **Classe de l'âme :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon$$

Avec :

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

$$d = 159 \text{ mm}$$

$$t_w = 5,6 \text{ mm}$$

$$\begin{cases} \frac{d}{t_w} = \frac{159}{5,6} = 28,39 \\ 72\varepsilon = 72\sqrt{\frac{235}{235}} = 72 \end{cases} \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \Rightarrow \text{Donc l'âme est de classe I}$$

➤ **Classe de la semelle :**

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

Avec :

$$C = 50 \text{ mm}$$

$$t_f = 8,5 \text{ mm}$$

$$\begin{cases} \frac{C}{t_f} = \frac{50}{8,5} = 5,88 \text{ mm} \\ 10\varepsilon = 10\sqrt{\frac{235}{235}} = 10 \end{cases} \Rightarrow \frac{C}{t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \text{Donc la semelle est de classe I}$$

Donc la section globale est de classe I

V.3.8.2 Vérification de la flèche :

$$\delta \leq \delta_{\max}$$

La flèche admissible de la traverse est calculée par le logiciel ROBOT : $\delta = 0,5\text{cm}$

$$\delta_{\max} = \frac{L}{200} = \frac{400}{200} = 2 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \delta = 0,5 \text{ cm} \\ \delta_{max} = 2 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \delta \leq \delta_{max} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.3.8.3 Condition de résistance :

- **Cisaillement :**

$$V_{sd} \leq 50\% V_{pl.Rd}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0,58 \times A_v \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$A_v = A - 2 \times b_f \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f$$

$$A_v = 2850 - 2(100 \times 8,5) + (5,6 + (2 \times 12)) \times 8,5 = 1150 \text{ mm}^2$$

Donc :

$$V_{pl.Rd} = \frac{0,58 \times 1150 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 142,49 \text{ kN}$$

Alors :

$$V_{sd} = 27,92 \text{ kN} < 50\% V_{pl.Rd} = 71,24 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.3.8.4 Vérification au déversement :

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

Avec :

- $B_w = 1$ section de classe I
- χ_{lt} est le facteur de réduction pour le déversement.
- $F_y = 235 \text{ N/mm}^2$
- $\gamma_{M_1} = 1,1$

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

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

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

Avec :

- $K = 0,5$ donc $C = 0,712$ (Encastrement parfait)
- $G = \frac{E}{2(1-\nu)} \Rightarrow \begin{cases} E = 21 \times 10^5 \text{ N/cm}^2 \\ \nu = 0,3 \end{cases} \Rightarrow G = 8,08 \times 10^6 \text{ N/cm}^2$
- I_t : Moment d'inertie de torsion ($I_t = 6,98 \text{ cm}^4$)
- I_w : Moment d'inertie de gauchissement ($I_w = 12,99 \times 10^3 \text{ cm}^6$)
- I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie ($I_z = 142,4 \text{ cm}^4$)

$$M_{cr} = 0,712 \times \frac{3,14^2 \times 21 \times 10^5 \times 142,4}{400^2} \times \sqrt{\frac{12,99 \times 10^3}{142,4} + \frac{400^2 \times 8,08 \times 6,98}{3,14^2 \times 21 \times 10^5 \times 142,4}}$$

$$M_{cr} = 125442,760 \text{ N.cm}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{1 \times 220,6 \times 235 \times 10^{-3}}{125442,760}} = 0,020$$

On calcul :

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

Avec :

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

$$\alpha_{lt} = 0,21 \quad \text{Pour les profiles laminés}$$

$$\phi_{lt} = 0,5 \times [1 + 0,21(0,020 - 0,2) + 0,020^2] = 0,48$$

Donc :

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\left(0,48 + \sqrt{0,48^2 - 0,020^2} \right)} = 1,042$$

$$M_{b,Rd} = \frac{1,042 \times 1 \times 220,6 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 49,10 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 9,734 \text{ kN.m} < M_{b,Rd} = 49,10 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V.4 Etude du plancher mixte :

V.4.1. Calcul du la dalle :

Pour l'étude de la dalle collaborant, on calcule la dalle pour 2 phases

- **Phase de construction :** c'est pour la vérification de la tôle profilée lors du bétonnage.

- **Phase final :** c'est la vérification de la dalle mixte après durcissement du béton.

V.4.1.1 Phase de construction :

Le plancher est soumis aux les charges permanentes dues au poids propre de la poutre et du béton (avant durcissement) et à la charge d'exploitation des ouvriers.

- **Evaluation des charges :**

Poids propre de la solive (IPE200)	$G_s = 0,224 \text{ kN/m}$
Poids propre de la tôle	$G_T = 0,11 \text{ kN/m}$
Poids du béton	$G_B = 25 \times 0,12 \times 1 = 3 \text{ kN/m}$
Charge de construction	$Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN/m}$

Tableau V.13 : Charges du plancher par 1m de largeur de la tôle lors du bétonnage.

- **Combinaisons des charges :**

$$q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1,35 \times (0,11 + 3 + 0,224) + 1,5 \times 1,5 = 6,75 \text{ kN/m.}$$

$$q_s = G + Q = (0,11 + 3 + 0,224) + 1,5 = 4,83 \text{ kN/m.}$$

- **Vérification de la flèche :**

On doit vérifier :

$$f_{\max} \leq f_{\text{adm}}$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times q_s \times L_z^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{\text{adm}} = \frac{l}{250}$$

$$\frac{5 \times 4,83 \times 400^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 1943} = 0,39 \text{ cm} < \frac{400}{250} = 1,6 \text{ cm}$$

$$f_{\max} = 0,39 \text{ cm} < f_{\text{adm}} = 1,6 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la section :**

$$M_{sd} \leq M_{c.Rd}$$

Avec :

🔗 M_{sd} : Moment fléchissant sollicitant : $M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8}$

$$M_{sd} = \frac{6,75 \times 4^2}{8} = 13,5 \text{ kN.m}$$

🔗 $M_{c.Rd}$: moment résistant plastique : $M_{c.Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}}$

$$M_{c.Rd} = \frac{220,6 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 47,128 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 13,5 \text{ kN.m} \leq M_{c.Rd} = 47,128 \text{ kN.m}$$

V.4.1.2 Phase final :

Après durcissement de la dalle en béton la section devient homogène (acier-béton), donc elle travaille en même temps, et on vérifie la résistance de la dalle ainsi que la solive.

V.4.1.2.1 Calcul le ferrailage de la dalle :

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur, il est sous forme d'un treillis soudé.

$$\rho = \frac{A_s}{bh_c} \geq 0,2\% \Rightarrow A_s \geq 0,002 \times b \times h_c = 0,002 \times 1000 \times 60 = 120 \text{ mm}^2.$$

Le choix du $\phi 6$, maillage de 100mm, $A_s = 283 \text{ mm}^2$ est satisfaisant.

V.4.1.2.2 Vérification des solives :

Après avoir fait le dimensionnement de la solive dans la partie V.3.9, on conclut que le profilé choisit c'est IPE200.

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P	A	h	b	t _f	t _w	d	I _y	I _z	W _{ply}	W _{plz}	i _y	i _z
	Kg/m	cm ²	mm	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
IPE200	22,4	2850	200	100	8,5	5,6	159	1943	142,4	220,6	44,61	82,6	22,4

Tableau V.14 : Caractéristique du profilé IPE200

- **Largeur participante de la dalle :**

La largeur participante de la dalle est donnée par la formule suivant :

$$b_{\text{eff}} = b_{e1} + b_{e2}$$

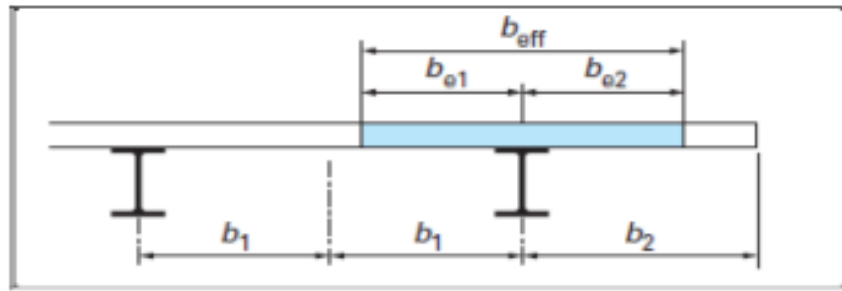
Avec : $b_{ei} = \min\left(\frac{L_0}{8}; b_i\right)$

L_0 : La portée de la poutre $L_0 = 8m$

$$\text{➤ } b_1 = b_2 = 0,5m$$

$$\text{➤ } b_{e1} = b_{e2} = \min(1; 0,5) = 0,5m$$

Donc : $b_{\text{eff}} = 2 \times 0,5 = 1m$

**Figure V.3 :** Largeur participante de la dalle

- **Combinaison des charges :**

Poids propre de la solive (IPE200)	$G_s = 0,224 \text{ kN/m}$
Poids propre de la tôle	$G_T = 0,11 \text{ kN/m}$
Poids du béton	$G_B = 25 \times 0,12 \times 1 = 3 \text{ kN/m}$
Charge de construction	$Q = 2,5 \times 1 = 2,5 \text{ kN/m}$

Tableau V.15 : Charges du plancher par 1m de largeur de la tôle après durcissement.

- $q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1,35 \times (0,11 + 3 + 0,224) + 1,5 \times 2,5 = 8,25 \text{ kN/m}$.
- $q_s = G + Q = (0,11 + 3 + 0,224) + 2,5 = 5,83 \text{ kN/m}$.

- **Position de l'axe neutre :**

Désignons respectivement par F_a et F_c les résistances plastique des profilés en traction et de la dalle en compression.

$$F_c = b_{eff} \times h_c \times \left(0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right)$$

$$F_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_m}$$

Avec :

- $h_c = 60 \text{ mm}$
- $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- $f_y = 235 \text{ MPa}$
- $\gamma_c = 1,5$
- $\gamma_a = 1,1$
- A_a : section du profilé IPE200 : $A_a = 2850 \text{ mm}^2$

Donc :

$$F_c = 1000 \times 60 \times \left(0,85 \times \frac{25}{1,5}\right) = 850 \text{ kN}$$

$$F_a = 2850 \times \frac{235}{1,1} = 608,863 \text{ kN}$$

$F_c > F_a$ Donc l'axe neutre se situe dans la dalle, on calcule la position de l'axe neutre avec la formule suivante :

$$z = \frac{F_a}{\left(\frac{b_{eff} \times 0,85 \times f_{ck}}{\gamma_c} \right)} = \frac{608863}{\left(\frac{1000 \times 0,85 \times 25}{1,5} \right)} = 42,97 \text{ mm}$$

- **Condition de résistance :**

Selon l'EURECODE 4, on doit vérifier sa résistance par rapport au moment fléchissant, effort tranchant et la condition de la flèche.

- **Vérification au moment fléchissant :**

$$M_{sd} \leq M_{p.Rd}$$

Avec :

✚ M_{sd} : Moment fléchissant sollicitant : $M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8}$

$$M_{sd} = \frac{8,25 \times 4^2}{8} = 16,5 \text{ kN.m}$$

✚ $M_{p.Rd}$: moment résistant plastique :

$$M_{pl.Rd} = F_a \times \left(\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2} \right)$$

✚ h_a : hauteur de profilé IPE200

✚ h_p : hauteur de la tôle

✚ h_c : épaisseur de la dalle en béton

$$M_{pl.Rd} = 608863 \times \left(\frac{200}{2} + 60 + 60 - \frac{42,97}{2} \right) = 120,868 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 16,5 \text{ kN.m} < M_{p.Rd} = 120,868 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{pl.Rd}$

Avec :

✚ V_{sd} : L'effort tranchant $V_{sd} = q_u \times \frac{l}{2} = 16,5 \text{ kN}$

✚ $V_{pl Rd}$: La résistance plastique au cisaillement

$$V_{pl Rd} = \frac{A_v f_y}{\gamma_a \times \sqrt{3}}$$

A_v : Aire de cisaillement ; pour IPE200 $A_v = 1603 \text{ mm}^2$

$$V_{pl Rd} = \frac{1603 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}} = 197,718 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 16,5 \text{ kN} \leq V_{pl Rd} = 197,718 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification de la flèche :

On doit vérifier : $f_{\max} \leq f_{\text{adm}}$

$$f_{\max} = \frac{5 \times q_s \times L_z^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{\text{adm}} = \frac{l}{250}$$

$$\frac{5 \times 5,83 \times 400^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 1943} = 0,47 \text{ cm} < \frac{400}{250} = 1,6 \text{ cm}$$

$$f_{\max} = 0,47 \text{ cm} < f_{\text{adm}} = 1,6 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.4.1.2.3 Vérification des poutres principales:

Après avoir fait le dimensionnement de la solive dans la partie V.3.9, on conclut que le profilé choisit c'est IPE300.

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P	A	h	b	t _f	t _w	d	I _y	I _z	W _{ply}	W _{plz}	i _y	i _z
	Kg/m	cm ²	mm	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
IPE300	42,2	5380	300	150	10,7	7,1	248,6	6356	603,8	628,4	125,2	12,46	3,35

Tableau V.15 : Caractéristique du profilé IPE300

• Largeur participante de la dalle :

La largeur participante de la dalle est donnée par la formule suivant :

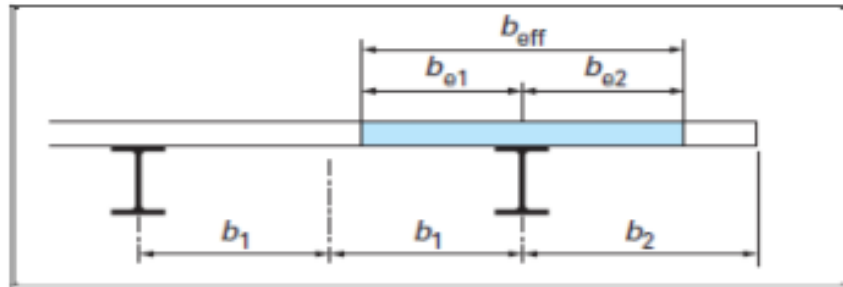
$$b_{\text{eff}} = b_{e1} + b_{e2}$$

Avec : $b_{ei} = \min(\frac{L_0}{8}; b_i)$

L_0 : La portée de la poutre $L_0 = 8m$

- $b_1 = b_2 = 0,5m$
- $b_{e1} = b_{e2} = \min(1; 0,5) = 0,5m$

Donc : $b_{eff} = 2 \times 0,5 = 1m$



FigureV.3 : Largeur participante de la dalle

• **Combinaison des charges :**

Poids propre de la solive (IPE300)	$G_s = 0,422 \text{ kN/m}$
Poids propre de la tôle	$G_T = 0,11 \text{ kN/m}$
Poids du béton	$G_B = 25 \times 0,12 \times 1 = 3 \text{ kN/m}$
Charge de construction	$Q = 2,5 \times 1 = 2,5 \text{ kN/m}$

Tableau V.15 : Charges du plancher par 1m de largeur de la tôle après durcissement.

- $q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1,35 \times (0,11 + 3 + 0,422) + 1,5 \times 2,5 = 8,51 \text{ kN/m}$.
- $q_s = G + Q = (0,11 + 3 + 0,422) + 2,5 = 3,53 \text{ kN/m}$.

• **Position de l'axe neutre :**

Désignons respectivement par F_a et F_c les résistances plastique des profilés en traction et de la dalle en compression.

$$F_c = b_{eff} \times h_c \times \left(0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right)$$

$$F_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_m}$$

Avec :

- $h_c = 60mm$
- $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- $f_y = 235 \text{ MPa}$
- $\gamma_c = 1,5$
- $\gamma_a = 1,1$

➤ A_a : section du profilé IPE200 : $A_a = 2850 \text{ mm}^2$

Donc :

$$F_c = 1000 \times 60 \times \left(0,85 \times \frac{25}{1,5}\right) = 850 \text{ kN}$$

$$F_a = 2850 \times \frac{235}{1,1} = 608,863 \text{ kN}$$

$F_c > F_a$ Donc l'axe neutre se situe dans la dalle, on calcule la position de l'axe neutre avec la formule suivante :

$$z = \frac{F_a}{\left(\frac{b_{eff} \times 0,85 \times f_{ck}}{\gamma_c}\right)} = \frac{608863}{\left(\frac{1000 \times 0,85 \times 25}{1,5}\right)} = 42,97 \text{ mm}$$

• Condition de résistance :

Selon l'EURECODE 4, on doit vérifier sa résistance par rapport au moment fléchissant, effort tranchant et la condition de la flèche.

➤ Vérification au moment fléchissant :

$$M_{sd} \leq M_{p.Rd}$$

Avec :

✚ M_{sd} : Moment fléchissant sollicitant : $M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8}$

$$M_{sd} = \frac{8,51 \times 4^2}{8} = 17,02 \text{ kN.m}$$

✚ $M_{p.Rd}$: moment résistant plastique :

$$M_{p.L.Rd} = F_a \times \left(\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2}\right)$$

✚ h_a : hauteur de profilé IPE300

✚ h_p : hauteur de la tôle

✚ h_c : épaisseur de la dalle en béton

$$M_{p.L.Rd} = 608863 \times \left(\frac{200}{2} + 60 + 60 - \frac{42,97}{2}\right) = 120,868 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 17,02 \text{ kN.m} < M_{p.Rd} = 120,868 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd}$$

Avec :

✚ V_{sd} : L'effort tranchant $V_{sd} = q_u \times \frac{l}{2} = 16,5 \text{ kN}$

✚ $V_{pl Rd}$: La résistance plastique au cisaillement

$$V_{pl Rd} = \frac{A_v f_y}{\gamma_a \times \sqrt{3}}$$

A_v : Aire de cisaillement ; pour IPE300 $A_v = 1603 \text{ mm}^2$

$$V_{pl Rd} = \frac{1603 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}} = 197,718 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 16,5 \text{ kN} \leq V_{pl Rd} = 197,718 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification de la flèche :

On doit vérifier :

$$f_{\max} \leq f_{\text{adm}}$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times q_s \times L_z^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{\text{adm}} = \frac{l}{250}$$

$$\frac{5 \times 5,83 \times 400^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 1943} = 0,47 \text{ cm} < \frac{400}{250} = 1,6 \text{ cm}$$

$$f_{\max} = 0,47 \text{ cm} < f_{\text{adm}} = 1,6 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.4.1.2.4 Calcul des connecteurs :

Pour assurer une liaison forte et un comportement commun entre la tôle et le béton, le choix de la liaison doit satisfaire à ces exigences, pour cela on va assurer la connexion au biais des goujons à têtes soudées.

• Résistance de calcul des connecteurs :

La résistance de calcul d'un goujon à tête soudé et donnée par la formule suivante :

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,8 \times f_u \times \left(\frac{\pi \times d^2}{4} \right)}{\gamma_v} \\ \frac{0,29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v} \end{array} \right.$$

Avec :

- d : le diamètre du fut de goujon
- f_u : la résistance ultime en traction spécifiée du matériau du goujon
- E_{cm} : la valeur moyenne du module sécant du béton
- γ_v : facteur partiel de sécurité

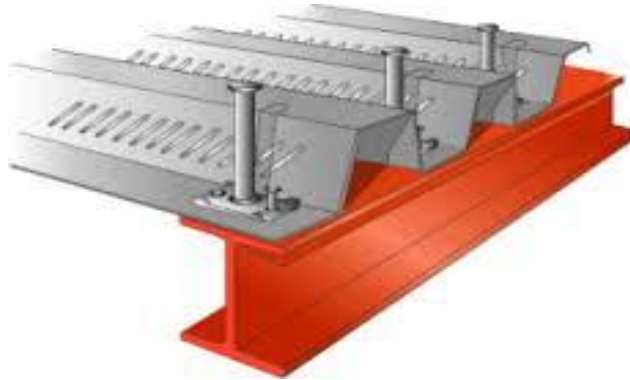


Figure V.4 : Goujons à tête soudée avec la dalle mixte

$$\alpha = \begin{cases} 0,2 \times \left(\frac{h}{d} + 1\right) & \text{pour } 3 \leq h/d \leq 4 \\ 1 & \text{pour } h/d \geq 4 \end{cases}$$

➤ $\frac{h}{d} = \frac{80}{16} = 5$ donc $\alpha = 1$

➤ $f_u = 430 \text{ MPa}$

➤ $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

➤ $E_{cm} = 30,5 \times 10^3 \text{ MPa}$

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,8 \times 430 \times \left(\frac{\pi \times 16^2}{4}\right)}{1,5} \\ \frac{0,29 \times 1 \times 16^2 \times \sqrt{25 \times 30,5 \times 10^3}}{1,5} \end{array} \right.$$

$$P_{Rd} = \min \begin{cases} 46,11 \text{ kN} \\ 43,218 \text{ kN} \end{cases}$$

Donc $P_{Rd} = 43,218 \text{ kN}$

- **Nombre des goujons par poutres :**

$$n = \frac{V_l}{P_{Rd}}$$

Avec :

+ V_l : Effort de cisaillement longitudinal.

$$V_l = \min[F_a; F_c] = \min[608,863 \text{ kN}; 850 \text{ kN}] = 608,863 \text{ kN}$$

+ P_{Rd} : Résistance de calcul des connecteurs : $P_{Rd} = 43,218 \text{ kN}$

$$n = \frac{608,863}{43,218} = 14,088$$

On prend 15 goujons pour chaque poutre.

- **L'espacement des goujons :**

$$esp = \frac{L}{n - 1} = \frac{400}{15 - 1} = 28,57 \text{ cm}$$

V.5 Conclusion :

Dans ce chapitre résume les résultats du dimensionnement des éléments de la structure par rapport aux efforts sollicitants ainsi que l'étude du plancher mixte (voir le tableau ci-dessous).

Eléments de la structure	Profilés
Poteaux	HEB300
Poutres principaux	IPE300
Poutres secondaires	IPE200
Pannes	IPE200
Ferme : Membrures Supérieures et Inférieures Montants et Diagonales	2 L120×120×12 2 L90×90×9
Ciseaux	2 L90×90×9
Contreventements	2 L90×90×9
Sablières	HEA160
Solives	IPE200

Tableau V.16 : Elément de la structure.

Chapitre VI : Calcul des assemblages et des fondations

VI.1 Introduction :

Dans ce chapitre, on va étudier les assemblages et les fondations :

- L'assemblage sert à réunir ensemble deux ou plusieurs pièces en assurant la bonne transmission des efforts et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces.
- Les fondations d'un ouvrage sont les éléments assurant la transmission des efforts de cette structure sur le sol ; On choisit des semelles isolées comme type de fondation utilisé dans notre projet.

VI.2 Etude des assemblages :

VI.2.1 Les principaux modes d'assemblage :

- Le rivetage ;
- Le boulonnage ;
- Le soudage ;

VI.2.2 Classification des assemblages :

Les assemblages peuvent être classés en fonction de :

- Leur rigidité
- Leur résistance

VI.2.3 Calcul des assemblages :

VI.2.3.1 Assemblage des Eléments de la Ferme :

Le principe de l'assemblage est de fixer les éléments de la ferme avec un gousset

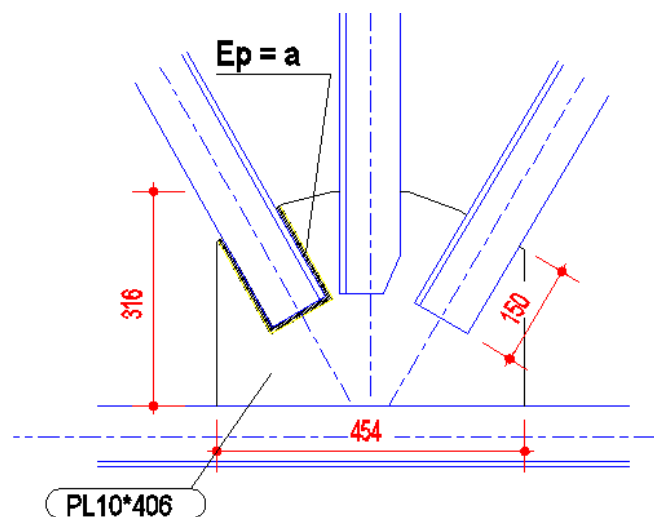


Figure IV.1 : Assemblage les éléments de la ferme

VI.2.3.1.1 Membrure supérieur – Gousset :

- **Effort sollicitant :**

L'effort maximal à prendre en compte pour calculer un assemblage est :

$$\triangleright N_{sd} = 109,332 \text{ KN}$$

- **Cordon de soudure :**

Epaisseur du gousset : $e_p = 10 \text{ mm}$

$$a_{min} \leq a \leq a_{max}$$

Avec :

$$\triangleright t_{max} = t_{gousset} = 12 \text{ mm donc } a_{min} = 3 \text{ mm}$$

$$\triangleright t_{min} = 10 \text{ mm}$$

$$\triangleright a_{max} = 0,7 \times t_{min} = 7 \text{ mm}$$

On prend un cordon de soudure : $a = 7 \text{ mm}$

- **Longueur de la soudure :**

Il s'agit des cordons latéraux, la condition suivante doit être vérifiée :

$$\sum l \geq \beta_w \times \gamma_{Mw} \times \frac{N \times \sqrt{3}}{a \times f_u}$$

Avec:

β_w : Facteur de correction = 0,80

γ_{Mw} : Coefficient de sécurité = 1,25

f_u : Limite ultime de l'acier des pièces assemblées = 360 MPa

a: Épaisseur de la soudure = 7mm

$$\sum l \geq 0,8 \times 1,25 \times \frac{109,332 \times 10^3 \times \sqrt{3}}{7 \times 360}$$

$$l = 75,14 \text{ mm}$$

- **Vérification au Cisaillement :**

Selon le CCM97, on doit vérifier que :

$$F_{w,Rd} \leq F_{sd}$$

Avec :

F_{sd} : effort sollicitant

$F_{w,Rd}$: la résistance de calcul par unité de longueur

$$F_{w,Rd} = F_{vw} \times a \times 2 \times l = \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{Mw} \times \sqrt{3}} \times a \times 2 \times l = \frac{360}{0,8 \times 1,25 \times \sqrt{3}} \times 7 \times 2 \times 75,14$$

$$F_{w,Rd} = 218,645 \text{ KN} < F_{sd} = 109,332 \times 10^3 \text{ N} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI.2.3.1.2 Résumé l'Ensemble des Assemblages Soudés :

Assemblages	a (mm)	l (mm)	$F_{w,Rd}$ (KN)	N_{sd} (KN)
Membrures supérieures/gousset	7	75,14	218,645	109,33
Membrures inférieures /gousset	7	67,15	195,396	97,71
Montants/gousset	7	56,04	163,067	81,547
Diagonales/gousset	7	54,52	158,644	79,33

Tableau VI :1 :Résume l'ensemble des assemblage soudés.

VI.2.3.2 Assemblage poteau / ferme :

- Efforts sollicitants :**

Les efforts maximaux à prendre en compte pour calculer un assemblage sont :

- $N_{sd} = 56,69 \text{ kN}$
- $V_{sd} = 27,651 \text{ kN}$
- $M_{sd} = 55,40 \text{ kN.m}$

Epaisseur de la platine : $e_p = 20 \text{ mm}$

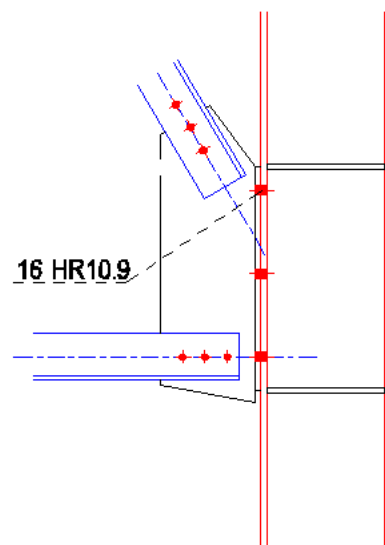


Figure VI. 2 : Assemblage poteau-ferme.

- **Détermination des Nombres des Boulons Nécessaires :**

Condition de résistance au cisaillement des boulons : (On prend un boulon $\phi 16$).

Avec : $F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n}$

- $F_{v,sd}$: Effort de cisaillement de calcul par boulon
- V_{sd} : Effort fléchissant vertical

$$n \geq \frac{1,25 \times 276,51 \times 10^3}{1000 \times 157 \times 0,5} \rightarrow n \geq 4,403$$

$n = 6$ boulons

- **Disposition des Boulons :**

Après plusieurs simulations, on opte pour un assemblage formé de deux files de 3 boulons H.R 10. 9 de diamètre ($\phi 16$).

$$d_0 = \phi + 2 = 18 \text{ mm}$$

$$1,2 d_0 \leq e_1 \Rightarrow e_1 = 25 \text{ mm}$$

$$1,5 d_0 \leq e_2 \Rightarrow e_2 = 30 \text{ mm}$$

$$2,2 d_0 \leq p_1 \Rightarrow p_1 = 50 \text{ mm}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \Rightarrow p_2 = 60 \text{ mm}$$

- **Résistance des Boulons à la Traction :**

La vérification du cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$F_{t,rd} \geq N_{sd}$$

$$F_{t,rd} = \frac{f_{ub} \times A_s \times 0,9}{\gamma_{M2}}$$

$$F_{t,rd} = \frac{1000 \times 157 \times 0,9}{1,25} = 113,040 \text{ kN}$$

$$F_{t,rd} = 113,040 \text{ kN} > N_{sd} = 56,69 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Résistance du Boulon au Cisaillement :**

La vérification du cisaillement est donnée par la formule suivante

$$F_{v,rd} \geq N_{sd}$$

Ou :

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \times f_{ub} \times A}{\gamma_{Mb}}$$

$\alpha_v = 0,5$ pour les classes de boulons 10.9

A : aire de la section brute du boulon M16 = 201mm²

Avec :

$$F_{v,Rd} = \frac{1000 \times 201 \times 0,5}{1,25} = 80,400 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} = \frac{276,51}{6} = 46,085 \text{ KN}$$

$$F_{v,Rd} = 80,400 \text{ KN} \geq N_{sd} = 56,69 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la Pression Diamétral :**

La vérification du cisaillement est donnée par la formule suivante

$$F_{b,Rd} \geq V_{Sd}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{M2}}$$

Avec :

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right)$$

$$\alpha = \min \left(\frac{25}{3 \times 18}; \frac{50}{3 \times 18} - \frac{1}{4}; \frac{1000}{360}; 1 \right) \Rightarrow \alpha = 0.46$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,46 \times 1000 \times 16 \times 20}{1,25} = 294,400 \text{ kN}$$

$$F_{b,Rd} = 294,400 \text{ kN} > V_{Sd} = 27,651 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification au glissement :**

La vérification au glissement est donnée par la relation suivante :

$$V_{sd} < F_{s,Rd}$$

Avec:

➤ V_{sd} : Effort tranchant de calcul par boulon.

➤ $F_{s,Rd}$: La résistance de calcul au glissement.

$$F_{s,Rd} = \frac{K_s \times m \times \mu}{\gamma_{M2}} \times F_{P.Cd}$$

➤ $K_s = 1$: Coefficient de la dimension de trou de perçage.

- $\mu = 0,2$: Coefficient de frottement dépendant de la classe de traitement (surface non traitées).
- $m = 2$: nombre de surface de frottement.
- $F_{P.Cd}$: la précontrainte de calcul

$$F_{P.Cd} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$F_{P.Cd} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 0,7 \times 1000 \times 157 = 109,900 \text{ kN}$$

$$F_{s.Rd} = \frac{K_s \times m \times \mu}{\gamma_{M2}} \times F_{P.Cd} = \frac{1 \times 2 \times 0,2}{1,25} \times 109,9 = 35,168 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 27,651 \text{ kN} < F_{s.Rd} = 35,168 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.2.3.3 Assemblage poteau / poutre:

Cette opération consiste à fixer une platine par soudure avec la poutre et ce assemblage est fixé par boulonnage sur la semelle du poteau.

- **Efforts sollicitants :**

- $N_{sd} = 71,07 \text{ kN}$
- $V_{sd} = 14,88 \text{ kN}$
- $M_{sd} = 105,53 \text{ kN.m}$

On prend un cordon de soudure d'épaisseur $a = 7 \text{ mm}$

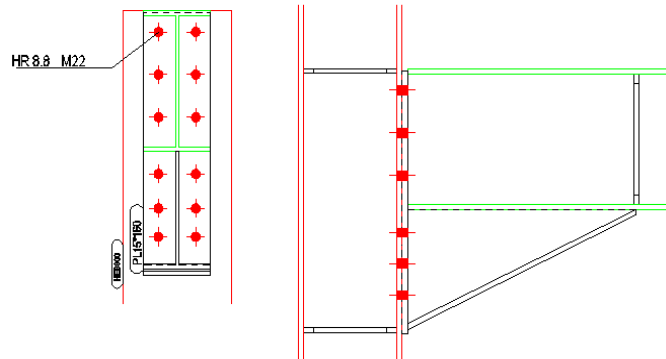


Figure VI. 3 : Assemblage poteau-poutre.

- **Soudure de la platine :**

- **Soudure de la semelle tendue :**

$$N_d \leq \min(R_w; R_s)$$

Avec :

$$N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = \frac{105,53 \times 10^3}{400} + 71,02 = 334,845 \text{ kN}$$

$$R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{M1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 7 \sqrt{2} \times 360 \times 10^{-3}}{1,1} = 532,95 \text{ kN}$$

$$R_w = \frac{0,5 \times f_{UE} \times a \times l}{\gamma_{M1}} = \frac{0,5 \times 510 \times 7 \times 360 \times 10^{-3}}{1,1} = 584,19 \text{ kN}$$

$$N_d = 334,845 \text{ kN} < \min(532,95; 584,19) \text{ Condition vérifiée}$$

➤ **Soudure de l'âme :**

$$V_{sd} \leq R_S$$

$$R_S = \frac{0,7 \times f_y \times a\sqrt{2} \times l}{\gamma_{M_1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 7\sqrt{2} \times 746 \times 10^{-3}}{1,1} = 1104,40 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 14,88 \text{ kN} < R_S = 1104,40 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Calcul des boulons :**➤ **Disposition constructives :**

Après plusieurs simulations, on opte pour un assemblage formé de deux files de 6 boulons HR 8.8 $\Phi 22\text{mm}$.

✚ **Pince longitudinale e_1**

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

Avec :

$$\text{➤ } d_0 = \Phi + 2 = 22 + 2 = 24 \text{ mm}$$

$$\text{➤ } t = 15 \text{ mm}$$

$$28,8 \text{ mm} \leq e_1 \leq 180 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_1 = 90 \text{ mm}$

✚ **Pince transversale e_2**

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

$$36 \text{ mm} \leq e_2 \leq 180 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_2 = 85 \text{ mm}$

➤ **Calcul des boulons sollicités en traction**

$$M_{sd} \leq M_R$$

$$T_R = 0,8 \times f_{ub} \times A_s = 0,8 \times 800 \times 10^{-3} \times 303 = 193,92 \text{ kN}$$

$$D1=85\text{mm}$$

$$D2=85+85=170\text{mm}$$

$$D3=170+85=255\text{mm}$$

$$D4=255+85=340\text{mm}$$

$$D5 = 340 + 150 = 490 \text{ mm}$$

$$D6 = 490 + 85 = 575 \text{ mm}$$

$$M_R = 2T_R(0,575 + 0,49 + 0,34 + 0,255 + 0,17 + 0,085) = 916,27 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 105,53 \text{ kN.m} < M_R = 916,27 \text{ kN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Calcul des boulons sollicités au cisaillement :**

$$V_d \leq V_R / \gamma_{M_1}$$

Avec :

$$V_R = 0,4 \times f_{ub} \times A_s = 0,4 \times 800 \times 10^{-3} \times 303 = 96,96 \text{ kN}$$

$$V_d = \frac{V_{sd}}{6} = \frac{14,88}{6} = 2,48 \text{ kN}$$

$$V_d = 2,48 \text{ kN} < V_R / \gamma_{M_1} = 88,15 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la pression diamétrale :**

$$V_d \leq L_R / \gamma_{M_1}$$

Avec :

$$L_R = 2,4 \times f_u \times d \times t = 2,4 \times 360 \times 24 \times 15 \times 10^{-3} = 311,04 \text{ kN}$$

$$V_d = 2,48 \text{ kN} < L_R / \gamma_{M_1} = 282,76 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI.2.3.4 Assemblage poutre/ solive :

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relient l'extrémité de la solive avec l'âme de la poutre.

- **Efforts sollicitants :**

$$V_{sd} = 29,134 \text{ kN}$$

- **Choix de la cornière :**

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0,57 \times A_v \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

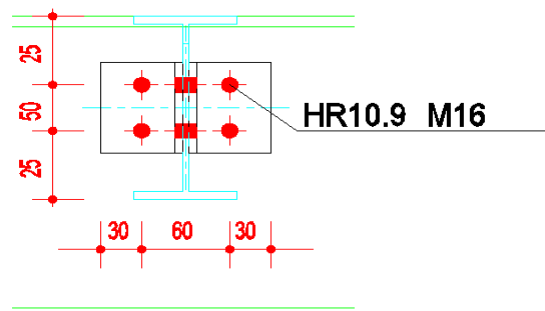


Figure VI. 4 : Assemblage poutre- solive.

$$\Rightarrow A_v = \frac{\gamma_{M0} \times V_{sd}}{0,57 \times f_y} = \frac{1,1 \times 29,13 \times 10^3}{0,57 \times 360}$$

$$A_v = 156,154 \text{ mm}^2$$

On prend L40×40×48 avec $A=308 \text{ mm}^2$

• Détermination des Nombres des Boulons Nécessaires :

Condition de résistance au cisaillement des boulons : (On prend un boulon Ø16).

Avec : $F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n}$

➤ $F_{v,sd}$: Effort de cisaillement de calcul par boulon ; $F_{v,sd} = \frac{f_{ub} \times A \times \alpha_v}{\gamma_{Mb}}$

➤ V_{sd} : Effort fléchissant vertical

$$n \geq \frac{\gamma_{Mb} \times V_{sd}}{f_{ub} \times A \times \alpha_v} = \frac{1,25 \times 29,134 \times 10^3}{1000 \times 157 \times 0,5} \Rightarrow n \geq 0,47$$

$n = 4$ boulons

• Disposition des Boulons :

Après plusieurs simulations, on opte pour un assemblage formé de deux files de 2 boulons H.R 10.9 de diamètre ($\phi 16$).

$$d_0 = \phi + 2 = 18 \text{ mm}$$

$$1,2 d_0 \leq e_1 \Rightarrow e_1 = 25 \text{ mm}$$

$$1,5 d_0 \leq e_2 \Rightarrow e_2 = 30 \text{ mm}$$

$$2,2 d_0 \leq p_1 \Rightarrow p_1 = 50 \text{ mm}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \Rightarrow p_2 = 60 \text{ mm}$$

• Résistance des Boulons à la Traction :

La vérification du cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$F_{t,rd} \geq N_{sd}$$

$$F_{t,rd} = \frac{f_{ub} \times A_s \times 0,9}{\gamma_{M2}}$$

$$F_{t,rd} = \frac{1000 \times 157 \times 0,9}{1,25} = 113,040 \text{ kN}$$

$$F_{t,rd} = 113,040 \text{ kN} > N_{sd} = 39,13 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification au glissement :**

La vérification au glissement est donnée par la relation suivante :

$$V_{sd} < F_{s,Rd}$$

Avec:

➤ V_{sd} : Effort tranchant de calcul par boulon.

➤ $F_{s,Rd}$: La résistance de calcul au glissement.

$$F_{s,Rd} = \frac{K_s \times m \times \mu}{\gamma_{M2}} \times F_{P,Cd}$$

➤ $K_s = 1$: Coefficient de la dimension de trou de perçage.

➤ $\mu = 0,2$: Coefficient de frottement dépendant de la classe de traitement (surface non traitées).

➤ $m = 2$: nombre de surface de frottement.

➤ $F_{P,Cd}$: la précontrainte de calcul

$$F_{P,Cd} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$F_{P,Cd} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 0,7 \times 1000 \times 157 = 109,900 \text{ kN}$$

$$F_{s,Rd} = \frac{K_s \times m \times \mu}{\gamma_{M2}} \times F_{P,Cd} = \frac{1 \times 2 \times 0,2}{1,25} \times 109,900 = 35,168 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 29,13 \text{ kN} < F_{s,Rd} = 35,168 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.2.3.5 Assemblage poteau / console de la poutre de roulement :

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relient l'extrémité de la solive avec l'âme de la poutre.

- **Efforts sollicitants :**

➤ $N_{sd} = 26,083 \text{ kN}$

➤ $V_{sd} = 12,706 \text{ kN}$

- **Choix de la cornière :**

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{0,57 \times A_v \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

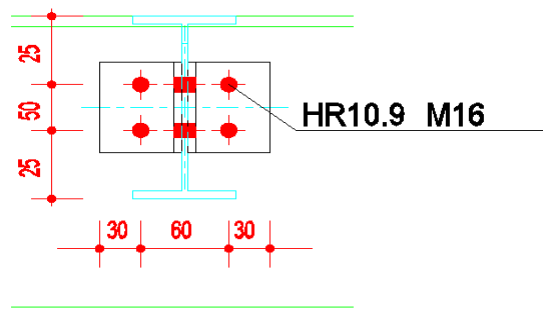


Figure VI. 5 : Assemblage poteau-console de la poutre de roulement.

$$\Rightarrow A_v = \frac{\gamma_{M0} \times V_{sd}}{0,57 \times f_y} = \frac{1,1 \times 12,706 \times 10^3}{0,57 \times 360}$$

$$A_v = 68,112 \text{ mm}^2$$

On prend L40×40×48 avec $A=308 \text{ mm}^2$

- **Détermination des Nombres des Boulons Nécessaires :**

Condition de résistance au cisaillement des boulons : (On prend un boulon Ø16).

Avec : $F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n}$

- $F_{v,sd}$: Effort de cisaillement de calcul par boulon ; $F_{v,sd} = \frac{f_{ub} \times A \times \alpha_v}{\gamma_{Mb}}$
- V_{sd} : Effort fléchissant vertical

$$n \geq \frac{\gamma_{Mb} \times V_{sd}}{f_{ub} \times A \times \alpha_v} = \frac{1,25 \times 12,706 \times 10^3}{400 \times 157 \times 0,5} \Rightarrow n \geq 0,50$$

$n = 4$ boulons

- **Disposition des Boulons :**

Après plusieurs simulations, on opte pour un assemblage formé de deux files de 2 boulons H.R 10.9 de diamètre ($\phi 16$).

$$d_0 = \phi + 2 = 18 \text{ mm}$$

$$1,2 d_0 \leq e_1 \Rightarrow e_1 = 25 \text{ mm}$$

$$1,5 d_0 \leq e_2 \Rightarrow e_2 = 30 \text{ mm}$$

$$2,2 d_0 \leq p_1 \Rightarrow p_1 = 50 \text{ mm}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \Rightarrow p_2 = 60 \text{ mm}$$

- **Résistance des Boulons à la Traction :**

La vérification du cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$F_{t,rd} \geq N_{sd}$$

$$F_{t,rd} = \frac{f_{ub} \times A_s \times 0,9}{\gamma_{M2}}$$

$$F_{t,rd} = \frac{400 \times 157 \times 0,9}{1,25} = 45,216 \text{ kN}$$

$$F_{t,rd} = 45,216 \text{ kN} > N_{sd} = 26,083 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification au glissement :**

La vérification au glissement est donnée par la relation suivante :

$$V_{sd} < F_{s,Rd}$$

Avec:

➤ V_{sd} : Effort tranchant de calcul par boulon.

➤ $F_{s,Rd}$: La résistance de calcul au glissement.

$$F_{s,Rd} = \frac{K_s \times m \times \mu}{\gamma_{M2}} \times F_{P,Cd}$$

➤ $K_s = 1$: Coefficient de la dimension de trou de perçage.

➤ $\mu = 0,2$: Coefficient de frottement dépendant de la classe de traitement (surface non traitées).

➤ $m = 2$: nombre de surface de frottement.

➤ $F_{P,Cd}$: la précontrainte de calcul

$$F_{P,Cd} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$F_{P,Cd} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 0,7 \times 400 \times 157 = 43,960 \text{ kN}$$

$$F_{s,Rd} = \frac{K_s \times m \times \mu}{\gamma_{M2}} \times F_{P,Cd} = \frac{1 \times 2 \times 0,2}{1,25} \times 43,960 = 14,067 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 12,706 \text{ kN} < F_{s,Rd} = 14,067 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.2.3.6 Assemblage pied de poteau :

VI.2.3.6.1 Effort sollicitant :

- $N_{sd} = 144,173 \text{ kN}$
- $M_{sd} = 7,75 \text{ kN.m}$

VI. 2.3.6.2 Dimensionnement de la plaque d'assise :

- **Cordon de soudure :**

$$\text{Semelle HEB 300 : } a_s = 0,7 \times t_f = 0,7 \times 19 =$$

$$13,3 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend } a_s = 14 \text{ mm}$$

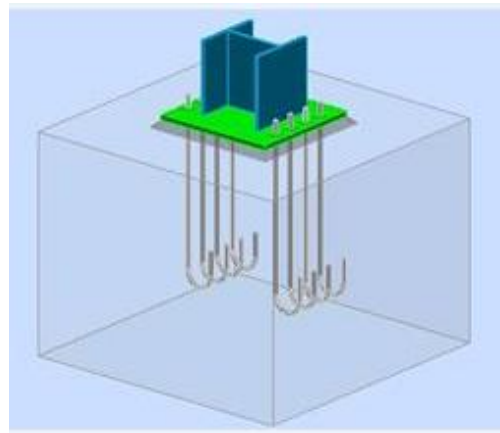


Figure VI. 6 : Assemblage pied de poteau

Ame HEB 300: $a_a = 0,7 \times t_w = 0,7 \times 11 = 7,7 \text{ mm} \Rightarrow$ On prend $a_a = 8 \text{ mm}$

- **Surface de la plaque :**

$a \geq h_a + (2a_s) \Rightarrow a \geq 300 + 2 \times 14 = 328 \text{ mm} \Rightarrow$ On prend $a = 450 \text{ mm}$

$b \geq h_s + (2a_s) \Rightarrow b \geq 300 + 2 \times 14 = 328 \text{ mm} \Rightarrow$ On prend $b = 450 \text{ mm}$

- **Épaisseur de la plaque :**

$$t \geq U \sqrt{\frac{3\sigma}{\sigma_e}}$$

Avec :

$$\begin{cases} U = 80 \text{ mm} \\ \sigma = \frac{N}{a \times b} = \frac{144,173 \times 10^2}{450 \times 450} = 7,11 \cdot 10^{-2} \text{ daN/mm}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow t \geq 80 \sqrt{\frac{3 \times 0,0711}{24}} = 7,54 \text{ mm}$$

On opte une épaisseur $t = 20 \text{ mm}$

VI.2.3.6.3 Vérification de la contrainte de compression sur la semelle

$$\sigma < \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma = \frac{N}{a \times b} = \frac{144,173}{2025} = 7,11 \text{ daN/cm}^2 \ll \bar{\sigma}_b = 80 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

On doit vérifier aussi que :

$$\sigma \cdot b \frac{U^2}{2} \leq M_e$$

Avec :

➤ M_e est Le moment résistant élastique de la platine

$$M_e = \sigma_e \frac{I}{V} \quad \text{et} \quad \frac{I}{V} = \frac{b \cdot t^2}{6}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma \cdot b \frac{U^2}{2} = 7,11 \times 45 \frac{8^2}{2} = 10238,4 \text{ daN.cm} \\ M_e = \sigma_e \frac{b \cdot t^2}{6} = 24 \times \frac{450 \cdot 20^2}{6} = 72000 \text{ daN.cm} \end{cases} \Rightarrow \sigma \cdot b \frac{U^2}{2} \leq M_e$$

Condition vérifiée

VI.2.3.6.4 Vérification de la tige d'ancrage :

$$N_a = 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7g_c}{1000}\right) \times \frac{\varphi}{\left(1 + \frac{\varphi}{d_1}\right)^2} (20\varphi + 19,2\varphi + 7\varphi) \geq \frac{N}{4}$$

Avec :

- $g_c = 350 \text{ Kg/m}^3$ (Dosage du béton)
- $r = 3\varphi$
- $l_1 = 20\varphi$
- $l_2 = 2\varphi$
- d_1 : la distance la plus petite de l'axe de la tige à une paroi du massif en béton ($d_1 = 40 \text{ mm}$)

$$\Rightarrow 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000}\right) \times \frac{\varphi}{\left(1 + \frac{\varphi}{40}\right)^2} (20\varphi + 19,2\varphi + 7\varphi) \geq \frac{14417,3}{4} = 3604,325 \text{ N}$$

D'où l'on tire :

$$\varphi^2 - 13,17\varphi - 263,47 \geq 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 35,03 \Rightarrow \varphi \geq 24,1 \text{ mm}$$

On adapte $\varphi = 30 \text{ mm}$

VI.2.3.6.5 Condition d'équilibre du BAEL :

$$\frac{N}{4} \leq F_A = \pi \cdot T_{su} \cdot \varphi \cdot L_1$$

Avec :

- $L_1 = 20\varphi$
- $T_{su} = 0,6 \cdot \varphi_s^2 \cdot f_{tj}$
- $\varphi_s = 1$ (Rond lisse)
- $f_{tj} = 0,06 \cdot f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ Mpa}$

$$\Rightarrow F_A = \pi \times 1,26 \times 30 \times 20 \times 30 = 71215,2 \text{ N}$$

Donc :

$$\frac{N}{4} = 3604,32 \text{ daN} < F_A = 7121,52 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI.3 Etude des fondations :

VI.3.1 Charges à prendre en considération :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 213,02 \text{ kN} \\ N_s = 196,89 \text{ kN} \\ M_s = 85,64 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

VI.3.2 Dimensionnement de la Semelle :

VI.3.2.1 Détermination de A et B :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \Rightarrow \begin{cases} A = B \times \frac{a}{b} \\ B = A \times \frac{b}{a} \end{cases}$$

On a :

$$a = b = 0,5 \text{ m} \Rightarrow A = B \Rightarrow \text{Semelle carré}$$

$$\overline{\sigma_{sol}} = \frac{N_s}{A \cdot B} \Rightarrow A \cdot B \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma_{sol}}}$$

$$\Rightarrow A^2 \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma_{sol}}} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N_s}{\overline{\sigma_{sol}}}}$$

$$\Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{196,86}{160}} \Rightarrow A \geq 1,15 \text{ m}$$

Donc on prend une semelle de dimensions $(1,4 \times 1,4) \text{ m}^2$

VI.3.2.2 Détermination de d et h :

$$h = d + 5 \text{ cm}$$

$$\frac{B - b}{4} \leq d \leq A - a \Rightarrow \frac{1,4 - 0,5}{4} \leq d \leq 1,4 - 0,5$$

$$\Rightarrow 22,5 \text{ cm} \leq d \leq 90 \text{ cm}$$

$$d_{min} = 40 \text{ cm} \text{ donc on prend } d = 50 \text{ cm}$$

$$\text{Alors } h = 50 + 5 = 55 \text{ cm}$$

VI .3.2.3 Calcul du ferrailage

- À ELU :

$$A_U = \frac{N_U \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$

$$N_U = 213,02 \text{ kN} \quad (\text{Calculé par ROBOT})$$

$$A_U = \frac{213,02 \times 10^{-3} \times (1,4 - 0,5)}{8 \times 0,55 \times 347,82} = 1,25 \text{ cm}^2$$

- À ELS :

$$A_S = \frac{N_S \times (A - a)}{8 \times d \times \overline{\sigma_{sol}}}$$

Avec : $\overline{\sigma}_{sol} = \min(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{n \times f_{c28}}) = 201,63 \text{ MPa}$

$N_s = 196,89 \text{ kN}$ (Calculé par ROBOT)

$$A_s = \frac{196,89 \times 10^{-3} \times (1,4 - 0,5)}{8 \times 0,55 \times 201,63} = 1,99 \text{ cm}^2$$

Nous avons $A_s > A_u$ donc on prend un ferrailage de 8T12 = 9,05 cm²

VI.3.2.4 Détermination de la hauteur du patin 'e'

$$e \geq \max(6\phi + 6 \text{ cm}, 15 \text{ cm})$$

$\Rightarrow e \geq \max(13,2 ; 15 \text{ cm})$ donc on prend $e = 20 \text{ cm}$

VI.3.2.5 Vérification du poinçonnement

$$N'_u < 0,045 \times P_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$N'_u = N \left(1 - \frac{(a+h)(b+h)}{S} \right)$$

$$N'_u = 288 \left(1 - \frac{(0,45 + 0,55) \times (0,5 + 0,55)}{1,15 \times 1} \right) = 25,04 \text{ kN}$$

$$P_c = [(a+h) + (b+h)] \times 2 = 4,1 \text{ m}$$

$$N'_u = 25,04 \text{ kN} < 0,045 \times 4,1 \times 0,55 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 1691,25 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

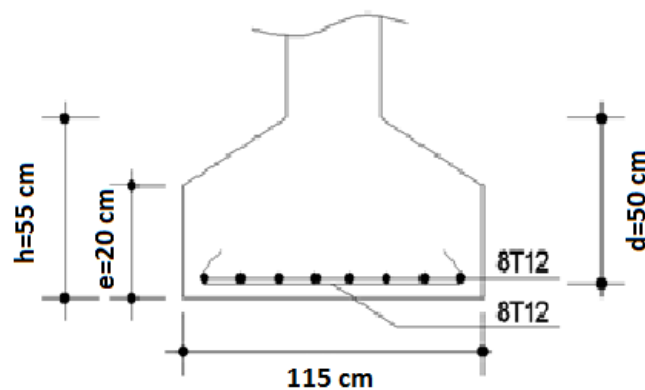


Figure VI.3: Ferrailage des semelles isolées

VI.3.3 Calcul des longrines :

Les longrines sont des éléments d'infrastructure qui ont pour rôle de relier les semelles. Elles sont sollicitées par un effort normal de traction.

Selon le RPA 99 version 2003, les dimensions minimales sont de (25x30) cm² pour site S3

Donc, on prend des longrines de dimensions (30x35) cm².

Les longrines, ou le dispositif équivalent, doivent être calculées pour résister à la traction sous 20kN. L'action d'une force est égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20k$$

Avec :

N : Est la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés

$\alpha = 15$ selon la catégorie du site

VI.3.3.1 Calcul du ferrailage :

- À ELU :

$$N_u = 196,89 \text{ kN} \Rightarrow F_u = \frac{196,89}{15} = 13,12 \text{ kN}$$

$$A_{st} = \frac{F_u}{\sigma_{st}} ; \text{ avec } \sigma_{st} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = 0,37 \text{ cm}^2$$

- À ELS :

$$N_s = 213,02 \text{ kN}$$

$$F_s = \frac{213,04}{15} = 14,20 \text{ kN}$$

$$A_{st} = \frac{F_s}{\sigma_{sol}} ; \text{ avec } \sigma_{sol} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = 0,7 \text{ cm}^2$$

Le RPA 99 version 2003 exige un ferrailage minimum 0,6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20 cm, 15 ϕ)

$$A_{min} = 0,6\% (30 \times 35) = 6,30 \text{ cm}^2$$

On prend $A_{st} = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$

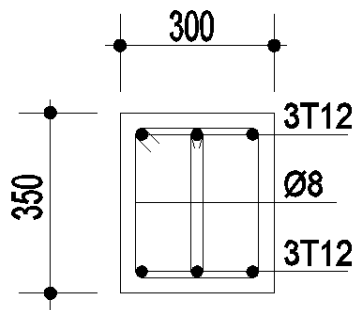


Figure VI.4: Ferrailage des longrines

- Calcul des armatures transversales

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{35}{35}, 12 \text{ mm}, \frac{30}{10} \right) \text{ avec : } \phi_t \leq 12 \text{ mm}$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm}$$

- **Calcul de l'espacement des cadres**

Le RPA99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$S_t \leq (20 \text{ cm} ; 15\phi_t)$$

$\Rightarrow S_t \leq (20 \text{ cm} ; 12 \text{ cm})$ Alors on adopte un espacement $S_t = 10 \text{ cm}$

VI.4 Conclusion :

Ce chapitre traite l'étude des assemblages entre les différents éléments de la structure et Les fondations reportent les charges permanentes G (poids propres) et les charges d'exploitation Q à un niveau convenable en assurant la stabilité et la sécurité de la structure.

Chapitre VII : Protection de la structure

VII.1 Introduction :

Comme tout autre matériau, l'acier présente quelques inconvénients, notamment la mauvaise résistance à la corrosion et au feu. C'est pourquoi chaque élément doit subir un traitement spécifique contre ces deux facteurs.

Il existe divers types de protections, ces types sont différents selon l'usage et l'implantation de l'édifice en question.

VII.2 La Corrosion :

En présence d'eau et d'oxygène et plus particulièrement dans le milieu marin, l'acier a tendance à se dégrader et perdre ainsi de sa résistance et de ces caractéristiques mécaniques.

Les techniques de prévention contre la corrosion sont diverses .Il y a la protection par peinture ou un autre revêtement de surface, ou la protection cathodique. Le choix de la technique adéquate dépend essentiellement de l'agressivité du milieu ambiant, la durée de protection envisagée et les possibilités de mise en œuvre et d'entretien.

VII.2.1 Protection par peinture :

Le système de protection anticorrosion le plus courant est la mise en peinture sur acier nu, elle est plus particulièrement utilisée en milieu marin. Ce système à l'avantage d'être mis en œuvre facilement, généralement il est réalisé en partie en atelier puis en partie sur chantier.

La durabilité de cette protection dépend du milieu ambiant, de la maintenance, mais aussi de la préparation des surfaces à peindre. Pour les ouvrages neufs, l'abrasif doit être projeté sur les surfaces par voie sèche.

VII.2.2 protection par zinc :

Le principe repose sur la création d'une barrière formée par la couche de zinc. En surface, le zinc se recouvre de produits de corrosion, en général adhérents et stables, qui assurent une protection prolongée. La durée de vie du revêtement dépendra principalement des agents de corrosion et de la stabilité de ses produits.

VII.3 LE FEU :

Le principe de développement du feu suit un certain processus qui repose sur la présence de trois éléments :

- Le combustible
- Le carburant
- La source de chaleur

L'acier est un matériau incombustible, mais reste un bon conducteur de chaleur. Non protégées, les sections en acier s'échauffent alors rapidement au cours d'un incendie, causant ainsi leurs déformation et par suit la ruine de la structure. Donc une protection de ces éléments s'impose.

La durée de stabilité au feu d'un profile métallique sans traitement spécifique n'excède que rarement la demi-heure lorsqu'il est placé sous une charge courante. Pour augmenter le délai et ainsi satisfaire aux exigences, il est donc nécessaire de limiter l'échauffement des profilés en acier, pour cela divers techniques existent, on site parmi elles :

- ✓ Protection par peinture intumescente.
- ✓ Protection par produit projeté :
 - Les produits de ciment ou de plâtre
 - Les produits à bas de fibre minérale

VII.3.1 Protection par peinture intumescente :

La peinture intumescente permet d'atteindre la résistance au feu requise tout en conservant les qualités esthétiques de la structure. Sous l'action de la chaleur, cette peinture forme une mousse microporeuse isolante appelée "meringue", elle peut être appliquée par projection, à la brosse ou au rouleau.

Ce type de peinture peut faire l'objet de la protection de notre projet, parmi les peintures on peut choisir la Aithon A90, qui résiste jusqu'à 120 min à une température allant de 270°C à 300.

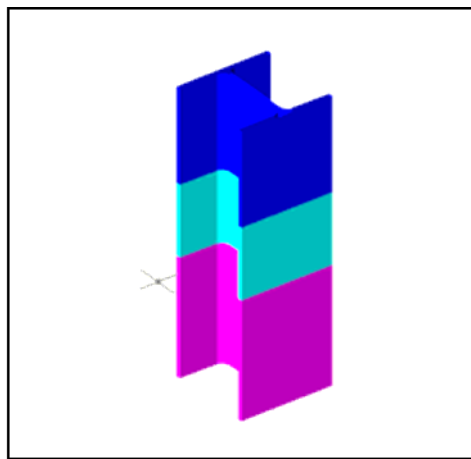


Figure VII.1 Protection par système intumescent

VII.3.2 Protection par produit projeté :

Les différents systèmes de protection comprennent les produits à base de vermiculite et de ciment ou de plâtre dans lesquels des composants chimiques absorbant la chaleur.

VII.3.2.1 Protection par plâtre :

Les ensembles en acier absorbent rapidement la chaleur. Lorsque leur masse est relativement faible, ils perdent rapidement leurs caractéristiques mécaniques. La limite élastique et le module d'élasticité chutent d'environ 40 % à la température de 470°C.

On peut donc protéger la structure par ce type de plâtre appelée « Placoplatre ».

La mise en œuvre de protections en plaques standard ou spéciales retarde la montée en température de l'acier et assure la stabilité au feu des structures métalliques.

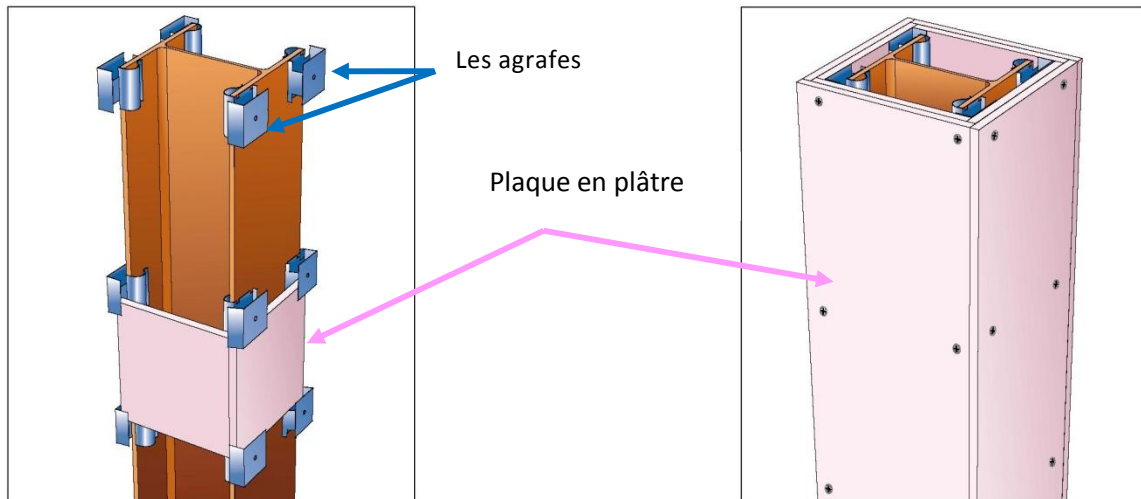


Figure.VII.2 Protection du profilé par plaque en plâtre

VII.3.2.1 Protection par plaques :

Ces systèmes de protection (**secs**) incluent les systèmes à base de plaques composées de fibres minérales ou de vermiculite de fibre minérale. Ces plaques peuvent être collées sur le support ou bien vissées sur la structure ou sur d'autres plaques, sachant que ces produits sont fabriqués avec des épaisseurs fiables. Ils présentent une certaine souplesse d'installation, ils sont propres, causent peu de dommages aux constructions environnantes et offrent une bonne finition de surface.

VII.4 Conclusion :

Puisque la structure correspond à une halle à marée, les systèmes de protection les plus convenables contre la corrosion et contre le feu sont respectivement : la protection par peinture vue la fréquence et la facilité de son exécution, et par plaque PROMATECT pour une raison essentiellement esthétique ; Sachant que les épaisseurs de cette plaque PROMATECT qui nous permet de protéger les éléments de notre structure exposés au feu de 1h30 à 470°C.

Conclusion

Ce modeste travail m'a donné une occasion pour appliquer et approfondir toutes mes connaissances acquises durant le cursus de ma formation de master en génie civil.

Ce travail consiste à étudier et dimensionner une halle à marée métallique avec pont roulant à usage commercial. La halle, conçue sous forme régulière, a été utilisée comme couvert au port de BOUZEDJARE. Après avoir défini les charges agissantes sur la structure, les panne, poteau, poutre de roulement, comme éléments de la structure ont été dimensionnés.

La structure a été aussi modélisée par le logiciel SAP200 afin d'élaborer le calcul sismique. Le calcul de la résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne dépasse pas les 80% de la résultante des forces sismiques, comme exigé par le règlement.

La partie infrastructure a été soigneusement traitée, et enfin, vu que la structure étudiée se situe dans un environnement agressif, des recommandations sur sa protection ont été notées.

A la fin de ce projet qui constitue pour moi une première expérience dans ce vaste domaine, il m'a acquis des grandeurs très importantes pour mettre le premier pas dans ma future vie professionnelle.

Référence bibliographique

- 1- **Belazougui M.**, 2008, « Calcul pratique des structures métalliques », Ed. O.P.U.
- 2- **Charges permanentes et charges d'exploitation.** « D.T.R-B.C-2.2 ».
- 3- **Lahlou D.**, 2009, « Calcul des éléments résistants d'une construction métallique », Ed. O.P.U.
- 4- **Lescouarc'h Y.**, 1997, « Initiation au calcul d'un bâtiment à structure en acier» CTICM.
- 5- **Manfred A.H. et Michel C.**, 1995, « CHARPENTES METALLIQUES : Conception et dimensionnement des halles et bâtiments.» Vol.11, Presses polytechniques et universitaires romandes (EPFL).
- 6- **Manfred A.H et Michel C.**, 1994, « CHARPENTES METALLIQUES : Notions fondamentales de dimensionnement » Vol.10, Presses polytechniques et universitaires romandes (EPFL).
- 7- **Morel J.**, 1975, « Conception et calcul des structures métalliques. », Ed., Eyrolles.
- 8- **Règles de conception et de calcul des structures en acier** « CCM97 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)
- 9- **Règlement Neige et Vent** « R.N.V.99 » version 2003 (D.T.R. C 2- 4.7) MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)
- 10- **Règles parasismiques algériennes** « RPA 99 version 2003 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)
- 11- **EURECODE 3** « Calcul des structures en acier, document d'application national partie 1-1 »
- 12- **EURECODE 4** « conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton partie 1.1 »
- 13- **MIMOUNE M.**, 2014, « CONSTRUCTION MIXTE ACIER- BETON ».Ed O.P.U
- 14- **CTICM** « Recommandation pour le calcul et l'exécution des chemins de roulement de pont roulant »
- 15- **ESDEP** « European steel Design Education Programme groupe de travail 14 leçons 14.4 –poutre des ponts roulant »

Annexes

Annexe A

Chapitre II : Etude Climatique

A.1 Effet de la neige :

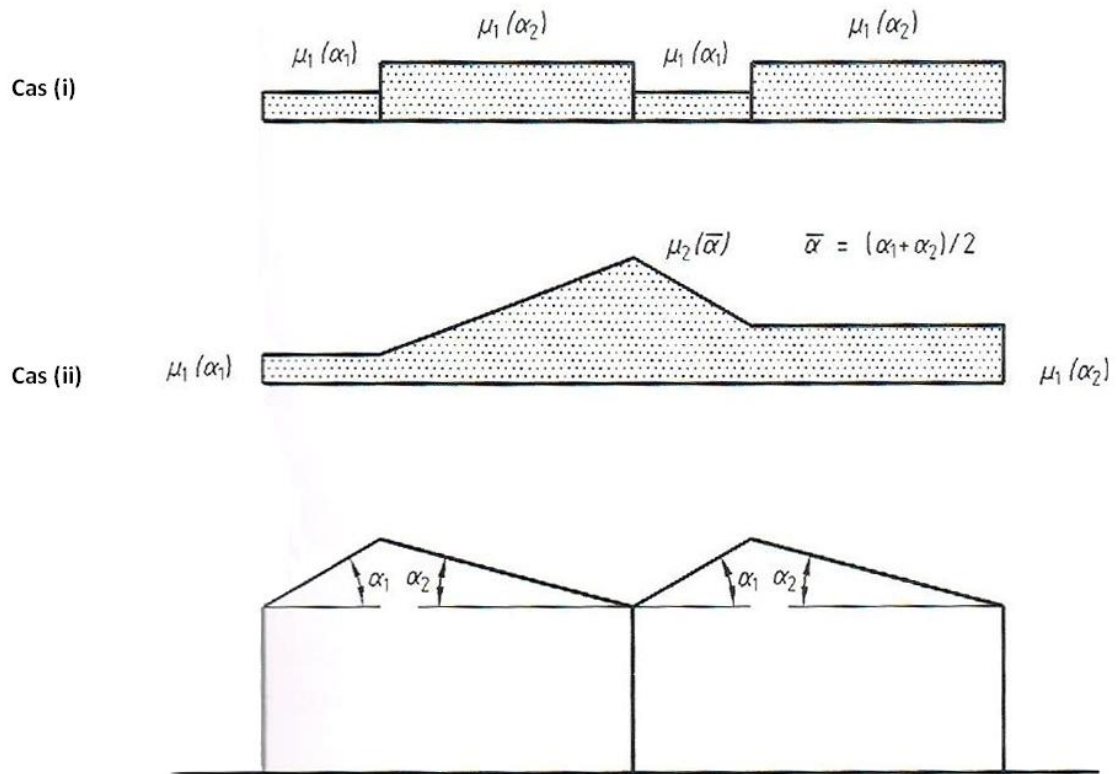


Figure 9 : Coefficients de forme - Toitures à versants multiples

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient μ_1	0.8	$0.8 \cdot \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0
coefficient μ_2	$0.8 + 0.8 \left(\frac{\alpha}{30} \right)$	1.6	-

Tableau 3 : Coefficients de forme - Toitures à versants multiples

A.2 Effet du vent :

Zone	$V_{\text{réf}}$ (m/s)
I	25
II	27
III	29
IV	31

Tableau A1 : Valeurs de la vitesse de référence du vent

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

Tableau 2.2 : Valeurs de la pression dynamique de référence

Catégories de terrain	K_T	z_0 (m)	z_{min} (m)	ε
0 Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer	0,156	0,003	1	0,38
I Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tous obstacles.	0,170	0,01	1	0,44
II Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins 20 fois leur hauteur.	0,190	0,05	2	0,52
III Zone à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0,215	0,3	5	0,61
IV Zones dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,234	1	10	0,67

Tableau 2.4 : Définition des catégories de terrain

Annexe B

Chapitre V : Etude des éléments secondaires

B.1 Calcul de la section des chéneaux

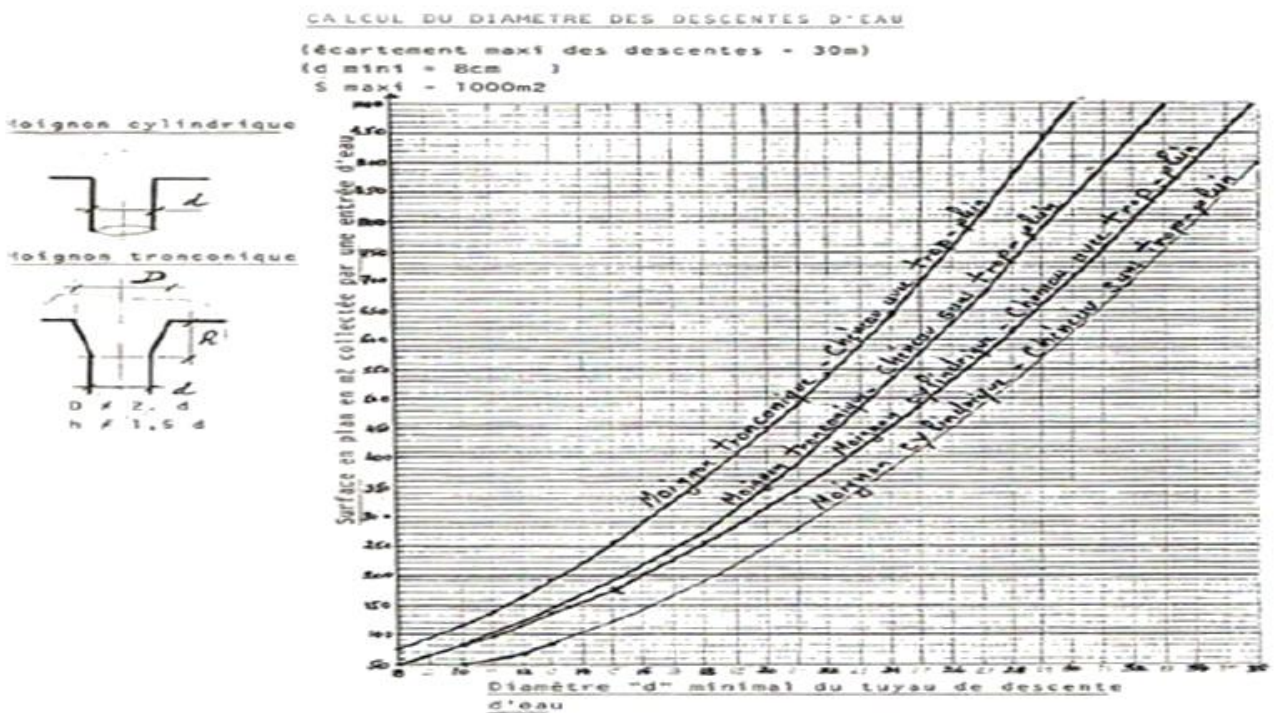
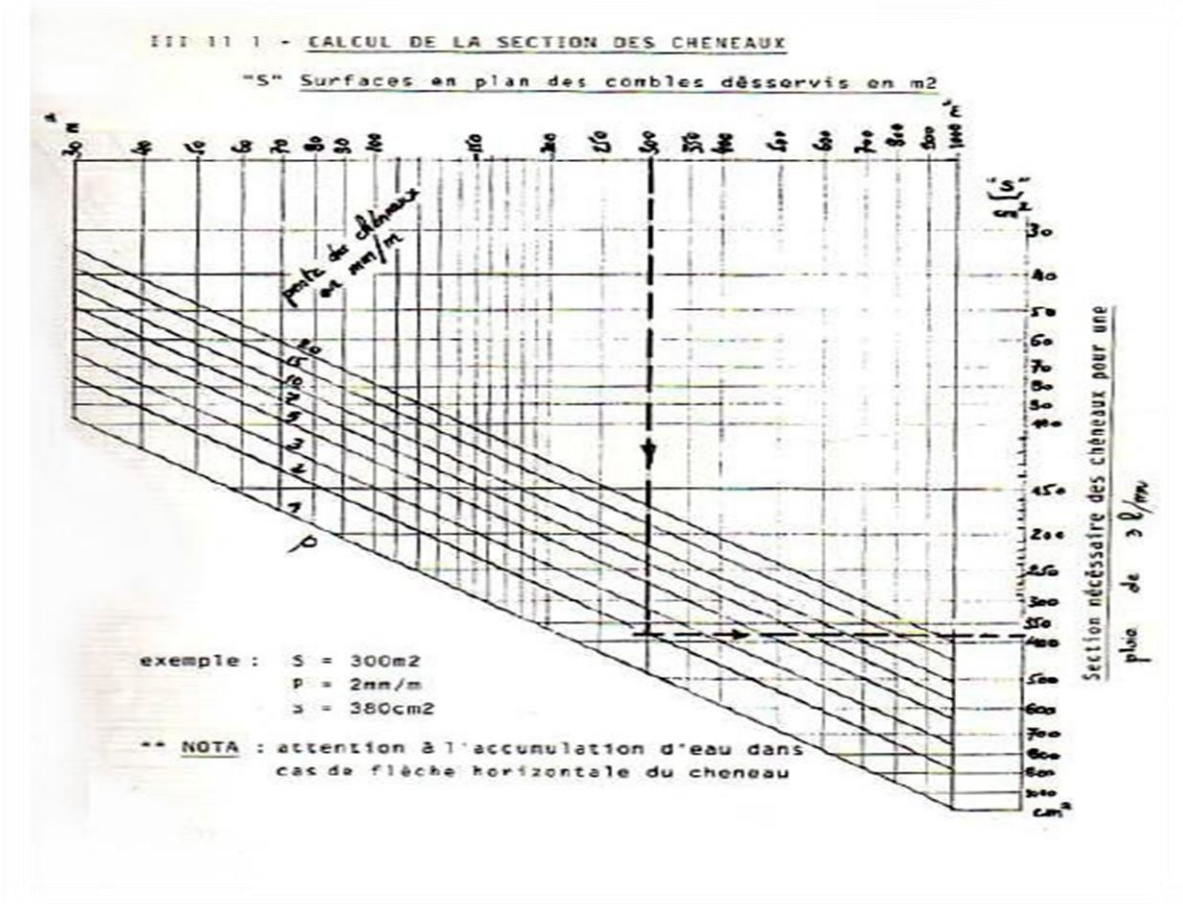
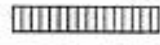
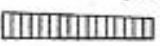
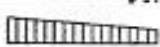
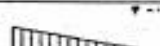
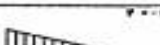
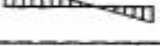


Tableau B.1.1. Coefficients C_1 , C_2 et C_3 pour différentes valeurs de k , dans le cas de moments d'extrémités					
Changement et conditions d'appui	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
		1,0 0,7 0,5	1,000 1,000 1,000	-	1,000 1,113 1,144
		1,0 0,7 0,5	1,141 1,270 1,305	-	0,998 1,565 2,283
		1,0 0,7 0,5	1,223 1,473 1,514	-	0,992 1,556 2,271
		1,0 0,7 0,5	1,583 1,739 1,788	-	0,977 1,531 2,236
		1,0 0,7 0,5	1,678 2,092 2,180	-	0,939 1,473 2,180
		1,0 0,7 0,5	2,381 2,538 2,608	-	0,865 1,340 1,967
		1,0 0,7 0,5	2,704 3,009 3,093	-	0,676 1,059 1,546
		1,0 0,7 0,5	2,927 3,258 3,348	-	0,368 0,575 0,837
		1,0 0,7 0,5	2,752 3,063 3,149	-	0,000 0,000 0,000

Annexe C

Chapitre IV : Etude sismique

Tableau 4.1. : coefficient d'accélération de zone A.

	Z o n e		
Groupe	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

Tableau 4.2 : Valeurs de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau 4.4.: valeurs des pénalités P_q

Critère q »	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Tableau 4.7 : Valeurs de T_1 et T_2

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
$T_{1(sec)}$	0,15	0,15	0,15	0,15
$T_{2(sec)}$	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie	5
1b	rigide	3,5
2	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie	3,5
3	rigide	3,5
4a	Voiles porteurs	5
4b	Noyau	4
5	Mixte portiques/voiles avec interaction	2
6	Portiques contreventés par des voiles Console verticale à masses réparties Pendule inverse	2
B	Acier	
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2
C	Maçonnerie	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2,5

Tableau 4.6 : valeurs du coefficient C_T

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050