

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique
Université Akli Mohand Oulhadj - Bouira -
X•⊙V•εX •⊔⊔ε ⊔:⊗:⊔⊔ •⊔⊗•X - X•⊙ε⊙⊗:⊔ -
Faculté des Sciences Appliquées



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
جامعة أكلي محمد أولحاج
- البويرة -
كلية العلوم التطبيقية

Département de Génie Mécanique

قسم الهندسة الميكانيكية

PROJET DE FIN D'ETUDES

Présenté pour l'obtention du Diplôme de **Master** en **Génie Mécanique**

Spécialité : **Construction Mécanique**

Thème :

Conception et Calcul d'un Hangar R+1 de Stockage en Ossature Métallique

Présenté par :

- ***Bousbaine Ahmed***
- ***Daoud Slimane***

Devant le jury composé :

Dr. S. ABERKANE	Président	Université de Bouira
Dr. M. MERZOUK	Examineur	Université de Bouira
Dr. A. ARBAOUI	Encadrant	Université de Bouira

Année universitaire 2025/2026

Remerciements

Avant tout, nous remercions Dieu le Tout-Puissant de nous avoir donné la force, le courage et la patience nécessaires pour mener à bien ce modeste travail.

*Nous exprimons notre profonde gratitude et nos sincères remerciements à notre promoteur, **Monsieur L. ARBAOUI**, pour avoir accepté de diriger ce travail, pour ses orientations précieuses, ses conseils judicieux et son soutien constant tout au long de la réalisation de ce projet de fin d'études.*

Nous adressons également nos vifs remerciements aux membres du jury qui ont accepté d'examiner et d'évaluer ce travail :

M. ABERKANE, Président.

M. MERZOUK, Examineur.

Enfin, nous tenons à remercier chaleureusement tous les enseignants du département de Génie Mécanique qui ont contribué à notre formation universitaire, ainsi que toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à l'aboutissement de ce mémoire.

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail :

À mes chers parents, pour leur amour, leurs sacrifices et leurs prières quotidiennes.

À mes frères et sœurs, pour leur soutien constant. À mes honorables enseignants, qui m'ont guidé et transmis le savoir avec dévouement.

À toute ma famille, mes amis et camarades de promotion en Génie Mécanique.

À tous ceux qui me sont chers.

ملخص

تتمحور هذه المذكرة حول دراسة وتصميم مستودع معدني مخصص للتخزين بأبعاد (48.00 × 10.00 م) وارتفاع (9.00 م) مزود بسدة جزئية، والمقترح إقامته ببلدية وادي البردي (ولاية البويرة).

تم إعداد الدراسة الهيكلية وتدقيق أبعاد العناصر الثانوية والرئيسية والروابط وفقاً للنظام الأوروبي (Eurocode 3)، وتحديد الشحنات المناخية حسب القانون الجزائري للرياح والثلوج (RNV 2013).

ونظراً لتصنيف المنطقة ذات نشاط زلزالي مرتفع جداً (Zone V)، فقد تم إجراء التحليل الديناميكي ومقاومة الزلازل للهيكل وفقاً لمتطلبات القواعد المقاومة للزلازل الجزائرية الجديدة (RPA 2024)، وبالنسبة للبرامج لتحليل المنشآت فقد اعتمدنا في هذه الدراسة على برنامج ROBOT.

لينتهي المشروع بدراسة وتصميم عناصر البنية التحتية من خرسانة مسلحة لضمان الاستقرار الإنشائي الأمثل للمنشأ.

RESUME

Ce mémoire de fin d'études consiste à étudier et dimensionner un hangar de stockage en charpente métallique d'une dimension de $(48.00 \times 10.00 \text{ m})$ et d'une hauteur de (9.00 m) , doté d'une mezzanine partielle, proposé pour être implanté dans la commune de Oued El Berdi (Wilaya de Bouira).

L'étude structurelle, le dimensionnement des éléments secondaires, principaux et des assemblages ont été réalisés conformément à la réglementation européenne (Eurocode 3), tandis que la détermination des charges climatiques a été effectuée selon le règlement algérien de la neige et du vent (RNV 2013).

Compte tenu de la classification de la zone comme ayant une activité sismique très élevée (Zone V), l'analyse dynamique et la résistance sismique de la structure ont été réalisées selon les exigences des nouvelles règles parasismiques algériennes (RPA 2024). Pour ce qui est des logiciels d'analyse des structures, nous nous sommes basés dans cette étude sur le logiciel ROBOT.

Le projet se termine par l'étude et le dimensionnement des éléments de l'infrastructure en béton armé afin de garantir une stabilité structurelle optimale de l'ouvrage.

Abstract

This final-year project consists of the study and design of a steel-framed storage warehouse with dimensions of **48.00 m × 10.00 m** and a height of **9.00 m**, incorporating a partial mezzanine floor. The structure is proposed to be constructed in the municipality of **Oued El Berdi**, in the **Bouira Province (Wilaya of Bouira)**, **Algeria**.

The structural analysis, as well as the design of the primary and secondary structural members and their connections, were carried out in accordance with the requirements of **Eurocode 3**. Climatic loads were determined based on the **Algerian Snow and Wind Regulations (RNV 2013)**.

Considering that the project site is classified as a region with **very high seismic activity (Zone V)**, the dynamic analysis and seismic design of the structure were performed in compliance with the provisions of the **new Algerian Seismic Code (RPA 2024)**. The structural modeling and analysis were conducted using **Autodesk Robot Structural Analysis** software.

The project concludes with the study and design of the reinforced concrete infrastructure elements to ensure the overall structural stability and safety of the facility.

LISTE DE TABLEAUX

Tableau I.1 : Règlements utilisés	5
Tableau II.1 : Interpolation des coefficients C_{pe} pour la Zone F en fonction de la pente α ..	21
Tableau II.2 : Interpolation des coefficients C_{pe} pour la Zone G en fonction de la pente α ..	21
Tableau II.3 : Interpolation des coefficients C_{pe} pour la Zone F en fonction de la pente α ..	22
Tableau II.4 : Coefficients de pression extérieure $C_{pe,10}$ pour les parois verticales	23
Tableau II.5 : Coefficients de pression extérieure $C_{pe,10}$ pour la toiture ($\theta = 90^\circ$)	23
Tableau II.6 : Coefficients de pression extérieure $C_{pe,10}$ pour la toiture ($\theta = 0^\circ$)	24
Tableau II.7 : Les pressions Q_j dans la Grande face avec $C_{pi} = +0.35$	27
Tableau II.8 : Les pressions Q_j dans la Petit face avec $C_{pi} = +0.35$	27
Tableau II.9 : Les pressions Q_j dans la Grande face avec $C_{pi} = +0.28$	28
Tableau II.10 : Les pressions Q_j dans la petite face avec $C_{pi} = +0.28$	28
Tableau III.1 : Les caractéristiques géométriques de l'UPN 140	52
Tableau III.2 : Coefficients de flambement correspondant à la section IPE 200	64
Tableau IV.1 : Caractéristiques de l'acier (S275)	70
Tableau IV.2 : Caractéristiques de béton (C25/30)	70
Tableau IV.3 : Caractéristiques et dimensions de l'IPE 220	71
Tableau IV.4 : Les charges permanentes G	71
Tableau IV.5 : Calcul de combinaison des charges	72
Tableau IV.6 : Les charges permanentes G	75
Tableau IV.7 : Calcul de combinaison des charges	76
Tableau IV.8 : Les résultat contrainte de flexion simple acier	79
Tableau IV.9 : Les résultat contrainte de flexion simple béton	79
Tableau IV.10 : Récapitulatif des contraintes (acier / béton)	82
Tableau V.1 : Les caractéristiques géométriques de l'UPN 140	94
Tableau VI.1 : Zones sismiques	107
Tableau VI.2 : Valeur de la période (T_0) pour le calcul de l'effort tranchant a la base V	112
Tableau VI.3 : Résumé des charges permanentes et poids total de la structure	116
Tableau VII.1 : caractéristique profilé HEA 140	127
Tableau IX.1 : Caractéristiques géométriques et mécaniques des boulons HR 8.8 M16	146

Liste des figures

Figure I.1 : Vue 3D illustrative du hangar montrant la façade principale et la façade longitudinale.....	3
Figure I.2 : Vue 3D illustrative du hangar montrant le pignon arrière et les ouvertures de la mezzanine.....	3
Figure I.3 : Localisation et altitude du site (Google Earth).....	4
Figure II.1 : Hauteur de référence z_e et profil de la pression dynamique pour $h \leq b$	11
Figure II.6 : Représentation 3D des ouvertures et leur nomenclature sur les différentes façades du bâtiment.....	25
Figure III.1 : Profil et dimensions détaillées du panneau sandwich	33
Figure III.2 : Disposition de la panne.	35
Figure III.3 : Schéma statique des charges permanentes G sur les pannes.....	37
Figure III.4 : Répartition des surcharges d'entretien sur la portée de la panne.	38
Figure III.5 : Schéma statique de panne sous surcharge de la neige.....	38
Figure III.6 : Représentation de cisaillement de la panne.....	44
Figure III.8 : Représentation schématique et paramétrage géométrique de l'échantignolle. ..	46
Figure III.9 : Dimensions de l'échantignolle	48
Figure III.10 : Détail de panneau sandwich (bardage, LL60).....	51
Figure III.11 : Dispositions des liernes	58
Figure III.12 : Disposition des potelets (pignon 1)	60
Figure III.13 : Disposition des potelets (pignon 2).....	60
Figure IV.1 : Composantes d'un plancher mixte.....	68
Figure IV.2 : Disposition des solives dans chaque trame.....	69
Figure IV.3 : Position de l'axe neutre.....	77
Figure IV.4 : Diagramme des contraintes de flexion simple	80
Figure IV.5 : Diagramme des contraintes finales	83
Figure IV.6 : Dimensions du connecteur	84
Figure V.1 : Présentation de l'escalier	89
Figure V.2 : Dimensionnements de l'escalier.....	90
Figure V.3 : Disposition du support de marche	91
Figure V.4 : La distribution des charges sur un limon.....	94
Figure V.5 : Distribution des charges sur la poutre palière.....	100
Figure VI.1 : Zonage sismique de l'Algérie.....	106
Figure VII.1 : Schématisation des efforts sur la poutre au vent.....	122
Figure VII.2 : Schématisation des efforts sur la palée de stabilité.....	130
Figure VIII.1 : Note de calcul de vérification de la stabilité et de la résistance à l'ELU - Poteau HEA 200	136
Figure VIII.2 : Vérification du déplacement horizontal global (ELS) - Poteau HEA 200 – M_{sd} Max	138
Figure VIII.3 : Résultats de vérification à l'ELU (Flexion et Cisaillement) pour la traverse IPE 300.....	140
Figure VIII.4 : Vérification du déplacement horizontal global (ELS) - traverse IPE 300....	141
Figure IX.1 : Schéma de l'assemblage et rendu 3D du nœud Poteau-Traverse	145
Figure IX.2 : Résultat de vérification de l'assemblage Poteau-Traverse	148
(Ratio = 0.56 - Statut : OK).....	148

Figure IX.3 : Schémas géométriques et vue 3D de l'assemblage de faîtage	149
Figure IX.4 : Vérification de l'assemblage de faîtage par le logiciel Robot (Ratio 0,62). ...	149
Figure IX.5 : Schéma géométrique et renforcement de l'assemblage.....	150
Poteau – Poutre de plancher.	150
Figure IX.6 : Note de calcul et vérification finale de l'assemblage	151
Poutre-Poteau (Ratio 0,82).....	151
Figure IX.7 : Détails de l'assemblage de la poutre au vent	152
(Vue en plan et modèle 3D sur Robot).	152
Figure IX.8 : Note de calcul et vérification de l'assemblage de la poutre au vent (Ratio 0,15).	153
Figure IX.9 : Détails de l'assemblage des palées de stabilité par doubles cornières	154
Figure IX.10 : Note de calcul et vérification de l'assemblage des palées de stabilité..... (Ratio 0,09).....	154
Figure IX.11 : Plan d'exécution et modélisation 3D de l'encastrement en pied de poteau ..	155
Figure IX.12 : Résultats de la vérification de l'encastrement.....	156

Liste des notations

A : Section brute d'une pièce (mm^2);
 A_{net} : Section nette d'une pièce (mm^2) ;
 A_w : Section de l'âme (mm^2);
 A_v : Aire de cisaillement (mm^2)
 C_t : Coefficient de topographie ;
 C_r : Coefficient de rugosité ;
 C_p : Coefficient de pression ;
 C_e : Coefficient d'exposition ;
 C_d : Coefficient dynamique ;
 E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier (N/mm^2);
 G : Module d'élasticité transversale de l'acier (N/mm^2);
 G : Charge permanente (kN/m^2);
 I : Moment d'inertie mm^4 ;
 K : Coefficient d'encastrement ou de Rigidité poteaux/Poutre ;
 K_0 : Coefficient de flambement ;
 K_T : Facteur de terrain ;
 L : Longueur (mm);
 M_{Sd} : Moment sollicitant (kN.m);
 M_{Rd} : Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise (kN.m);
 M_{Pl} : Moment plastique (kN.m);
 M_{Cr} : Moment critique (kN.m);
 $M_{\text{b,Rd}}$: Valeur de calcul de la résistance au déversement (kN.m);
 $N_{\text{pl,Rd}}$: Valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute (kN)
 $N_{\text{b,Rd}}$: Valeur de calcul d'un élément comprimé au flambement (kN);
 N_{Sd} : Effort normal (kN);
 $N_{\text{t sd}}$: Effort normal de traction (kN);
 $N_{\text{c sd}}$: Effort normal de compression (kN);

N_{pl} : Effort normal plastique (kN);
 $N_{c,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression uniforme (kN);
 Q : Charge d'exploitation (kN/m²);
 R : Coefficient de comportement de la structure ;
 S : Surface (kN/m²) ;
 S : La charge de la neige (kN/m²) ;
 S_k : La charge de la neige sur le sol (kN/m²) ;
 V_{sd} : Valeur de calcul de l'effort tranchant (kN);
 $V_{pl,d}$: Valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement (kN);
 $V_{réf}$: Vitesse de référence du vent (m/s);
 W_{el} : Module de résistance élastique (mm³);
 W_{pl} : Module de résistance plastique (mm³);
 W : Poids de la structure (kN) ;
 d : Diamètre d'une section circulaire (mm);
 f : La flèche (mm);
 f_y : Limite d'élasticité(N/mm) ;
 h : Hauteur d'une pièce (mm);
 l : Longueur d'une pièce (Poutre, Poteau) (mm);
 l_f : Longueur de flambement (mm);
 r : Rayon d'une section circulaire(mm) ;
 t : Épaisseur d'une pièce (mm);
 t_f : Épaisseur d'une semelle de poutre (mm) ;
 t_w : Épaisseur de l'âme de poutre (mm);
 z : Hauteur au-dessus du sol (m);
 z_0 : Paramètre de rugosité (m);
 z_{eq} : Hauteur équivalente (m);
 Z_{min} : Hauteur minimale (m);
 χ : Coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié ;
 β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation ;

β_w : Facteur de corrélation ;

β_M : Facteur de moment uniforme équivalent ;

λ_M : Coefficient de sécurité ;

λ : Élancement ;

λ_{LT} : Élancement de déversement ;

α : Facteur d'imperfection ;

$\emptyset$: Rotation (radian);

$\emptyset_{LT}$: Rotation de déversement (radian);

τ : Contrainte limite de cisaillement en élasticité (N/mm²) ;

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier ;

ξ : Pourcentage d'amortissement critique ;

η : Facteur de correction d'amortissement ;

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i ;

μ : coefficient de forme de la charge de neige ;

Sommaire

ملخص.....	i
RESUME.....	ii
Abstract.....	iii
LISTE DE TABLEAUX.....	iv
Liste des figures	v
Liste des notations	vii
Introduction générale.....	13
Introduction Générale :	1
CHAPITRE I : Présentation du Projet et notions Générales.....	1
I.1 Introduction.....	2
I.2 Caractéristiques Géométriques de l'Ouvrage :	2
I.3 Localisation et données du site :	4
I.4 Règlements techniques :	5
I.5 Caractéristiques des matériaux :	5
Chapitre II : Étude Climatique.....	1
II.1 Introduction :	9
II.2 Étude de la neige :	9
II.3 Étude du vent :	10
II.3.11 Calcul des surfaces :	19
II.3.12 Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} :	22
II.3.13 Détermination du coefficient de pression intérieure C_{pi} :	24
II.3.14 Synthèse des pressions aérodynamiques $W(z)$ en (kN/m ²) :	26
II.4 Conclusion :	29
Chapitre III : Etude des éléments secondaires	30
III.1 Critères de sélection des panneaux sandwich :	31
III.2 Systèmes de couverture par panneaux :	31
III.3 Etude des pannes :	34
III.4. Prédimensionnement des pannes :	40
III.5 Calcul de l'échantignolle :	46
III.6 Calcul des lisses de bardage :	49
III.7 Etude des potelets :	59
III.8 Conclusion :	66
Chapitre IV : Etude de plancher.....	67

IV.1 Introduction :	68
IV.2. Définition du plancher mixte :	68
IV.3. Disposition des solives :	69
IV.4 Caractéristiques des éléments constructifs :	69
IV.5 Vérification au stade de montage :	71
IV.6 Vérification au stade final (Après durcissement du béton) :	75
IV.7 Calcul et dimensionnement des connecteurs :	84
IV.8. Conclusion	87
Chapitre V : Étude des escaliers	88
V.1 Introduction :	89
V.2 Définition de l'escalier :	89
V.3 Dimensionnement :	90
V.4 Dimensionnement de cornière de support.	91
V.5 Dimensionnement de limon :	94
V.6 Calcul de la solive de palier de repos :	97
V.7 Etude de la poutre palière :	100
V.8 Conclusion :	104
CHAPITRES VI : Etude sismique	105
VI.1 Introduction	106
VI.2 Critères de classification par l'RPA 2024 :	106
VI.3 Catégories et critères de classification :	107
VI.4 Méthode de calcul (RPA2024) :	108
VI.5 Principe de la méthode statique équivalente :	108
VI.6 La force sismique total (V) :	109
VI.7 Vérification de la structure :	117
VI.8 Conclusion	119
CHAPITRES VII : Etude de Contreventement Et stabilité	120
VII.1 Introduction :	121
VII.2. Contreventement de la toiture (poutre au vent) :	121
VII.3 Vérification de la membrure inférieure :	127
VII.4 Etude des palées de stabilités :	130
VII.5. Conclusion :	133
CHAPITRES VIII : Etude des portiques	134
VIII.1 Introduction	135
VIII.2 Vérification des poteaux (HEA200) :	135

VIII.3 Vérification de la traverse (IPE 300) :	139
VIII.4 Conclusion :	142
CHAPITRE IX : Etude des assemblages	143
IX.1 Introduction :	144
IX.2. Modes d'exécution et fonctionnement des liaisons	144
IX.3 Assemblage Poteau – traverse (HEA200 - IPE300) :	145
IX.4 Assemblage traverse – traverse (IPE300 - IPE300) :	148
IX.5 Assemblage Poutre de plancher – Poteau (HEA 240 – HEA 200).....	150
IX.6 Assemblage des contreventements :	151
IX.7 Encastrement en pied de poteau :	155
IX.8 Conclusion	157
CHAPITRE X : Calcul des fondations.....	158
X.1 Introduction	159
X.2 Étude du sol.....	159
X.3 Choix du type de fondation	159
X.4 Etude des semelles.....	160
X.5 Dimensionnement de la semelle.....	160
X.6 Calcul du ferrailage :	162
X.7 Vérification des contraintes au sol :	163
X.8 Étude des longrines :	163
X.9 Conclusion.....	165
Conclusion général.....	166
Conclusion Générale :	167
BIBLIOGRAPHIE	168

Introduction générale

Introduction Générale :

Le domaine du génie civil a connu une mutation profonde grâce à l'introduction de nouveaux matériaux et techniques de construction. Parmi ces évolutions, la construction métallique occupe aujourd'hui une place prépondérante, s'imposant comme la solution technique par excellence pour la réalisation des structures industrielles, des complexes logistiques et des hangars de stockage. Ce choix technologique majeur se justifie par les propriétés mécaniques exceptionnelles de l'acier, notamment sa haute résistance par rapport à son poids propre, sa ductilité, sa rapidité d'exécution sur site ainsi que sa grande flexibilité architecturale.

Cependant, la conception d'un ouvrage en charpente métallique ne se résume pas à un simple assemblage de profilés. Elle exige une maîtrise rigoureuse des théories de la mécanique des structures et une modélisation précise des interactions avec l'environnement. L'ingénieur doit impérativement concevoir une structure capable de cheminer en toute sécurité l'ensemble des sollicitations, qu'elles soient statiques ou dynamiques, tout en optimisant le coût économique global du projet.

C'est dans cette perspective scientifique et réglementaire que s'inscrit notre Projet de Fin d'Études (PFE), portant sur l'étude approfondie, la modélisation numérique et le dimensionnement d'un hangar métallique à usage de stockage. Ce bâtiment, d'une dimension au sol de 48.00×10.00 m, et d'une hauteur au faîtage de 9.00 m, se caractérise par l'intégration d'une mezzanine partielle sur ses six derniers mètres. Implanté géographiquement dans la commune de Oued El Berdi (Wilaya de Bouira), l'ouvrage face à des contraintes environnementales majeures, exigeant une évaluation stricte des actions de la neige et du vent selon le règlement RNV 2013, ainsi qu'une approche parasismique hautement rigoureuse dictée par sa classification en Zone V conformément aux nouvelles dispositions du code RPA 2024.

La démarche d'ingénierie adoptée pour ce projet suit un cheminement logique et interdépendant. Elle commence par la définition des données de base et des matériaux pour basculer vers l'évaluation des charges climatiques. Par la suite, l'étude s'oriente vers le calcul des éléments secondaires, du plancher mixte et des escaliers d'accès, avant d'aborder la modélisation dynamique globale de l'ossature sous sollicitations sismiques. Enfin, la validation finale de la structure se concrétise à travers la vérification de la stabilité des portiques principaux sous les combinaisons les plus défavorables, le dimensionnement des systèmes de contreventement, le calcul des assemblages structuraux selon l'Eurocode 3, pour aboutir au dimensionnement de l'infrastructure en béton armé (semelles isolées et longrines) assurant la transmission parfaite des efforts au sol.

À travers ce processus rigoureux, l'objectif ultime est d'aboutir à une structure optimisée, alliant parfaite sécurité technique, durabilité structurelle et rationalité économique.

CHAPITRE I : Présentation du Projet et notions Générales

I.1 Introduction

Ce projet de fin d'études (PFE) porte sur la conception et le calcul structurel d'un hangar en ossature métallique comportant une mezzanine partielle, destiné au stockage. L'ouvrage est implanté dans la commune de **OUED EL BERDI** (Wilaya de **BOUIRA**).

La structure occupe une surface au sol de 480 m², définie par une largeur de 10.00 m et une longueur de 48.00 m.

L'objectif principal de cette étude est d'assurer la stabilité globale de la structure sous l'effet des différentes sollicitations (charges permanentes, d'exploitation et climatiques) tout en respectant les règlements en vigueur.

I.2 Caractéristiques Géométriques de l'Ouvrage :

Le hangar présente une forme rectangulaire en plan et comporte une mezzanine partielle sur les six derniers mètres. Il est couvert par une toiture à deux versants (pente double), présentant les dimensions globales suivantes : (voir **Figure I.1**, **Figure I.2**)

I.2.1 Dimensions en plan :

- Longueur totale : 48 m
- Largeur totale : 10 m
- Surface totale au sol : 480 m²

I.2.2 Dimensions en élévation :

- Hauteur sous mezzanine : 4.50 m
- Hauteur de la mezzanine : 3.50 m
- Hauteur à la sablière : 8 m
- Hauteur du comble (Toiture) : 1 m
- Hauteur totale au faîtage : 9 m

I.2.3 Ouvertures et Accès :

- Façade principale : Une porte principale de dimension (4m×3m).
- Façade latérale : Une porte de service (secondaire) de dimension (2m×2m).

- Fenêtres : Le hangar comporte 14 fenêtres au total de dimensions (1.5m×1.5m) réparties comme suit :
 - 06 fenêtres sur chaque façade longitudinale.
 - 02 fenêtres sur le pignon arrière (façade arrière).

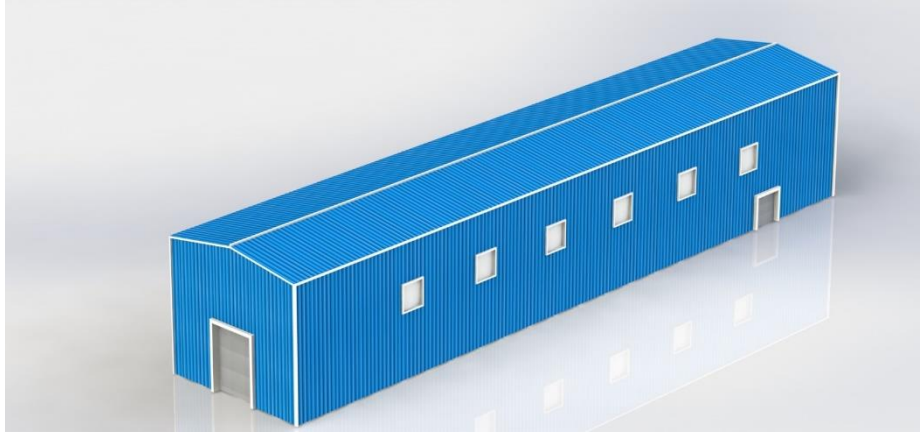


Figure I.1 : Vue 3D illustrative du hangar montrant la façade principale et la façade longitudinale.

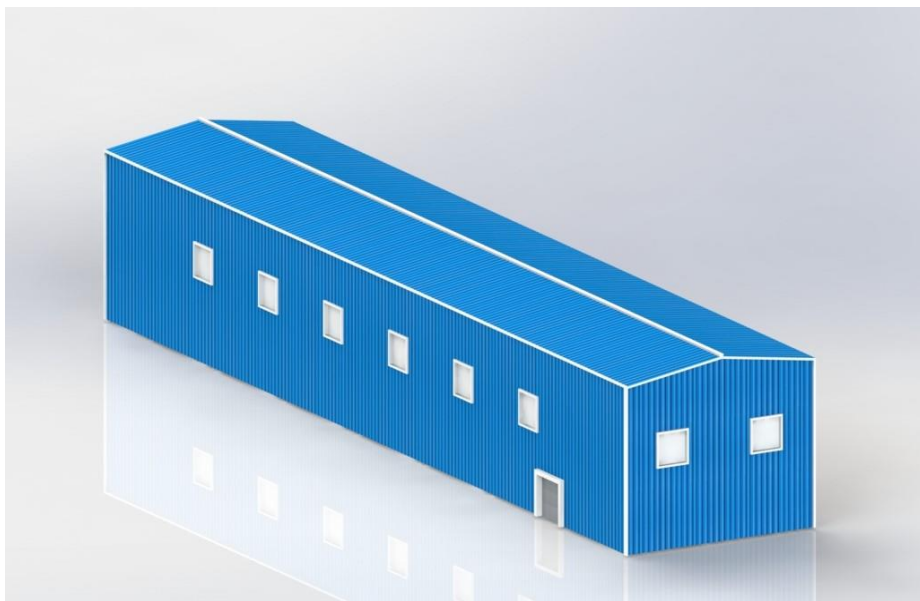


Figure I.2 : Vue 3D illustrative du hangar montrant le pignon arrière et les ouvertures de la mezzanine.

I.3 Localisation et données du site :

L'ouvrage est implanté dans la commune de **OUED EL BERDI** (Wilaya de **BOUIRA**).
Le terrain réservé au projet est caractérisé par une topographie plate.

Pour mener à bien l'étude de stabilité de cette structure, les données climatiques et sismiques suivantes ont été adoptées conformément aux règlements algériens (**RNV 2013** et **RPA 2024**) :

- Zone de neige : **Zone A**
(RNV 2013, Partie I, Annexe I : Zone de neige par commun, Page 37)
- Zone de vent : **Zone II**
(RNV 2013, Partie II, Annexe I : Tableau A.2, Page 108)
- Zone sismique : **Zone V** (moyenne à élever).
(RPA 2024, Figure 3.1, Page 47)

I.3.1 Altitude et localisation de la zone de construction :

Cette **figure I.1** représente l'emplacement du projet capturé via l'interface **Google Earth**. Elle met en évidence l'altitude moyenne du site, établie approximativement à **600 m**, ainsi que le repère géographique précis de la zone de construction.

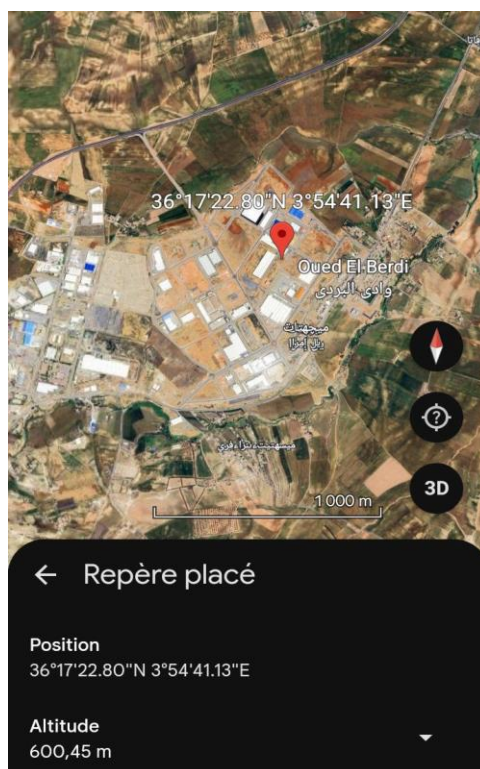


Figure I.3 : Localisation et altitude du site (Google Earth)

I.4 Règlements techniques :

Pour la conception et le calcul structurel de notre projet, nous avons adopté les règlements techniques algériens en vigueur. Ces documents constituent la base légale et technique permettant de garantir la sécurité, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage face aux diverses sollicitations.

Le tableau suivant récapitule les principaux règlements utilisés dans cette étude :

Type de règlement	Définition / Objet
RNV 2013	Règlement Neige et Vent (calcul des charges climatiques).
RPA 2024	Règlement Parasismique Algérien (calcul de l'action sismique).
CCM 97	Conception et Calcul des structures en acier (Règles algériennes).
Eurocode 3	Calcul des structures en acier (Référence européenne).
BAEL 91 motif 99	Béton Armé aux États Limites (pour le calcul des fondations).
DTR BC 2.2	Charges permanentes et charges d'exploitation.

Tableau I.1 : Règlements utilisés

I.5 Caractéristiques des matériaux :

I.5.1 L'Acier de construction :

L'acier est le matériau structurel principal de notre ouvrage. La conception globale repose sur une portée libre de 10.00 m (selon vos dimensions précédentes) sans poteaux intermédiaires, combinée à l'intégration d'une mezzanine partielle sur les six derniers mètres. Pour répondre aux exigences de rigidité et de stabilité, nous avons opté pour l'utilisation de profilés HEA (ou IPE selon le calcul) pour les poteaux principaux et les traverses. L'utilisation d'un acier de

nuance **S235** ou **S355** (selon l'optimisation des sections) permettra de garantir une résistance optimale face aux sollicitations verticales (poids propre et charges d'exploitation de la mezzanine) et horizontales (vent et séisme).

Les propriétés mécaniques adoptées (selon **l'Eurocode 3**) sont :

- Limite élastique (f_y) : 275 MPa
- Résistance à la traction (f_u) : 490 MPa
- Module d'élasticité longitudinale (E) : 210,000 MPa
- Module d'élasticité transversale (G) : 80,770 MPa
- Coefficient de Poisson (ν) : 0.3
- Masse volumique (ρ) : 7,850 kg/m³

I.5.2 Le Béton :

Le béton est utilisé pour la réalisation de l'infrastructure (fondations), des poteaux supportant la mezzanine, ainsi que pour la dalle de compression de la mezzanine mixte.

Pour garantir la sécurité de l'ouvrage, nous avons adopté les caractéristiques suivantes :

- **Béton de propreté** : Dosé à 150 kg/m³ (pour l'assise des semelles).
- **Béton armé** : Dosé à 350 kg/m³ de classe C25/30, avec :
 - Résistance à la compression (f_{c28}) : 25 MPa
 - Résistance à la traction (f_{t28}) : 2.1 MPa
 - Masse volumique : 2,500 kg/m³

I.5.3 L'acier de ferrailage (Armatures) :

Pour le renforcement des éléments en béton (fondations et dalle mixte de la mezzanine), nous utilisons des aciers à haute adhérence (HA) de nuance FeE500 :

Limite élastique (f_e) : 500 MPa

Dans le cas de la dalle mixte, ces armatures seront utilisées sous forme de treillis soudé (pour limiter la fissuration du béton) ainsi que des renforts sur appuis si nécessaire.

I.5.4 Le Bac Acier :

C'est une tôle d'acier nervurée qui sert de coffrage perdu et d'armature inférieure pour la dalle de la mezzanine. Nous utiliserons généralement un profilé de type Hi-Bond ou similaire, protégé contre la corrosion par galvanisation.

I.5.5 Les moyens d'assemblage :

Pour assurer la transmission des efforts entre les différents éléments de la structure métallique, nous utilisons les moyens suivants :

- **Les Boulons :**
 - **Boulons ordinaires :** utilisés pour les éléments secondaires et les lisses de bardage.
 - **Boulons HR (Haute Résistance) :** de classe 8.8 ou 10.9, utilisés pour les assemblages principaux (poteaux-traverses) afin de garantir la rigidité des nœuds.
- **Le soudage :** Le soudage est une opération qui consiste à joindre deux parties d'un même matériau avec un cordon de la soudure constituée d'un métal d'apport, ce dernier sert de liant entre les deux pièces à assembler.
- **Les Connecteurs (Goujons) :** Ce sont des éléments métalliques (généralement des goujons à tête) soudés sur les solives et les poutres. Ils assurent la liaison mécanique entre l'acier et le béton, permettant ainsi le fonctionnement de la dalle mixte.
- **Le soudage :** Le soudage est une opération qui consiste à joindre deux parties d'un même matériau avec un cordon de la soudure constituée d'un métal d'apport, ce dernier sert de liant entre les deux pièces à assembler.

I.5.6 Les Éléments d'enveloppe :

L'étanchéité et la protection de l'ouvrage sont assurées par :

- **La Toiture (Couverture) :** Réalisée en panneaux sandwich ou en tôles nervurées (TN40), fixés sur les pannes.
- **Le Bardage :** Une enveloppe latérale en tôle d'acier qui protège la structure contre les agents atmosphériques.

Chapitre II : Étude Climatique

II.1 Introduction :

L'objectif de cette étude est de déterminer les sollicitations dues aux actions climatiques (neige et vent) s'exerçant sur l'ensemble de la structure. Ces calculs sont menés conformément au règlement algérien **RNV 1999 (Version 2013)**.

II.2 Étude de la neige :

L'action de la neige représente une charge verticale s'appliquant sur la projection horizontale de la toiture, La charge caractéristique de neige S par unité de surface est calculée par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_k$$

Avec :

(RNV 2013, Partie 1, §3.1.1, Page 18)

S_k : La charge de neige sur le sol (en kN/m^2), dépendant de l'altitude et de la zone.

μ : Le coefficient de forme de la toiture.

II.2.1 Détermination de la charge S_k :

Selon le règlement **RNV 2013**, la wilaya de Bouira appartient à la Zone A (Zone climatique).

La formule de S_k pour la Zone A est :

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

(RNV 2013, Partie 1, §4, Page 21)

Où H est l'altitude du site par rapport au niveau de la mer.

Dans notre cas, Pour $H = 600\text{m}$

$$S_k = \frac{0.07 \cdot 600 + 15}{100} = \frac{42 + 15}{100} = 0.57 \text{ kN/m}^2$$

II.2.2 Détermination du coefficient de forme :

Pour une toiture à deux versants avec une pente de 20 % (Soit $\alpha \approx 11,31^\circ$),

Le coefficient de forme est défini par : Pour $0 \leq \alpha \leq 30^\circ \implies \mu = 0,8$

(RNV 2013, Partie I, Tableau 2, Page 25)

II.2.3 Calcul de la charge finale S :

$$S = 0.8 \times 0.57 = \mathbf{0.456 \text{ kN/m}^2}$$

II.3 Étude du vent :

L'objectif de cette étude est de déterminer les pressions exercées par le vent sur les parois extérieures et intérieures de la structure. Ces pressions dépendent de la région, de la géométrie de l'ouvrage et de son environnement.

II.3.1 Détermination de la pression dynamique du vent q_p :

La pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$ à la hauteur de référence z_e est donnée par la formule :

$$q_p(z_e) = q_{ref} \times C_e(z_e)$$

(RNV 2013, Partie II, §2.3.1, Page 50)

- q_{ref} : Pression dynamique de référence.
- $C_e(z_e)$: Coefficient d'exposition.

II.3.2 Pression dynamique de référence q_{ref} :

D'après le règlement **RNV 2013** (Tableau 2.2), pour la **Zone II**, la valeur de la pression dynamique de référence est :

$$q_{ref} = 435 \text{ N/m}^2 \approx \mathbf{0.435 \text{ kN/m}^2}$$

(RNV 2013, Partie II, Tableau 2.2, Page 50)

II.3.3 Détermination du coefficient dynamique C_d :

D'après le règlement **RNV 2013**, le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la turbulence.

Pour notre structure (Hangar), la hauteur totale est de **9 m**, ce qui est inférieur à **15 m**. Par conséquent, conformément aux conditions de la valeur simplifiée énoncées dans le règlement, nous adoptons une valeur conservative :

$$C_d = 1$$

(RNV 2013, Partie II, §3.2, Page 62)

II.3.4 Détermination de la hauteur de référence z_e :

D'après le règlement **RNV 2013**, la hauteur de référence z_e est déterminée selon la géométrie du bâtiment.

Pour notre structure dont la hauteur h est inférieure à la largeur b ($h \leq b$), le profil de la pression dynamique est considéré comme uniforme sur toute la hauteur.

- **Pour les murs au vent** : la hauteur de référence est prise égale à la hauteur totale du bâtiment ($z_e = h = 9$ m).
- **Pour les toitures** : la hauteur de référence z_e est prise égale à la hauteur maximale du bâtiment ($z_e = 9$ m).

(RNV 2013, Partie II, §2,3.2, Page 50)

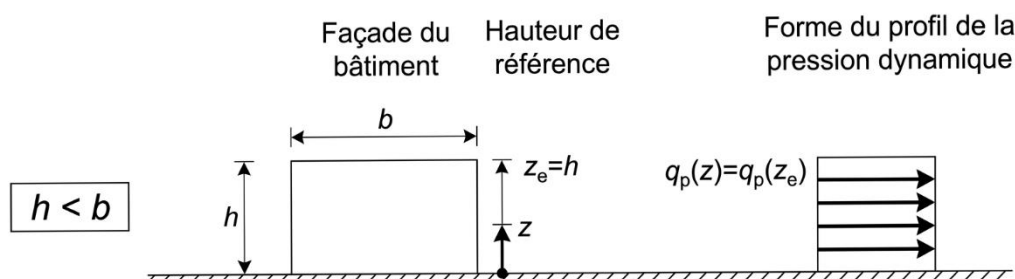


Figure II.1 : Hauteur de référence z_e et profil de la pression dynamique pour $h \leq b$

(RNV 2013, Partie II, Figure2,1, Page 51)

II.3.5 Coefficient d'exposition $C_e(z_e)$:

La loi :

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

(RNV 2013, Partie II, §2.4.2, Page 51)

II.3.6 Coefficient de topographie $C_t(z_e)$:

Le site est plat.

Donc :

$$C_t(z_e) = 1$$

(RNV 2013, Partie II, §2.4.5, Page 51)

II.3.7 Coefficient de rugosité $C_r(z_e)$:

La loi :

$$\left\{ \begin{array}{ll} C_r(z_e) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z_e}{z_0}\right) & \text{pour } z_{min} \leq z_e \leq 200 \text{ m} \\ C_r(z_e) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) & \text{pour } z_e < z_{min} \end{array} \right.$$

(RNV 2013, Partie II, §2.4.4, Page 53)

Ce coefficient dépend de la catégorie de terrain et de la hauteur de la structure ($z_e = 9\text{m}$).

Pour un terrain de catégorie **III** (Zones industrielles ou zones avec obstacles), nous calculons :

- Facteur de terrain : $k_r = 0.215$
- Longueur de rugosité : $z_0 = 0.3\text{m}$
- Hauteur minimale : $z_{min} = 5\text{m}$

(RNV 2013, Partie II, Tableau 2.4, Page 53)

➤ Comme :

$$z_e = 9 \text{ m}$$

➤ Alor :

$$z_{min} \leq z_e \leq 200 \text{ m} \longrightarrow 5 \leq 9 \leq 200 \text{ m}$$

➤ Donc :

La formule du coefficient de rugosité est suivante :

$$C_r(z_e) = k_r. \ln \left(\frac{z}{z_0} \right)$$

➤ Application numérique :

$$C_r(9) = 0.215. \ln \left(\frac{9}{0.3} \right) \approx \mathbf{0.731}$$

II.3.8 Intensité de la turbulence $I_v(z)$:

$$\left\{ \begin{array}{ll} I_v(z) = \frac{1}{Ct(z) \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right)} & \text{si } z_e > z_{min} \\ I_v(z) = \frac{1}{Ct(z) \cdot \ln \left(\frac{z_{min}}{z_0} \right)} & \text{si } z_e \leq z_{min} \end{array} \right.$$

(RNV 2013, Partie II, §2.4.6, Page 57)

➤ Comme :

$$z_e = 9 \text{ m}$$

➤ Alor :

$$z > z_{min} \longrightarrow 9\text{m} > 5\text{m}$$

➤ Donc :

La formule de l'intensité de la turbulence est suivante :

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

- Application numérique :

$$I_v(9) = \frac{1}{1 \cdot \ln \left(\frac{9}{0.3} \right)} \approx \mathbf{0.294}$$

II.3.9 Calcul coefficient d'exposition $C_e(z_e)$:

Le coefficient d'exposition est donné par la formule :

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

- Application numérique :

$$C_e(9) = 1^2 \cdot (0.731)^2 \cdot [1 + 7 \cdot 0.294] \approx \mathbf{1.634}$$

II.3.10 Calcul de la pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$:

La pression dynamique de pointe à la hauteur de référence $z = 9.00$ m est calculé en utilisant la pression dynamique de référence $q_{ref} = 435 \text{ kN/m}^2$ (Zone II) :

$$q_p(z_e) = q_{ref} \times C_e(z_e)$$

D'après nos calculs précédents :

- $q_{ref} = 0.435 \text{ kN/m}^2$
- $C_e(9) = 1.634$

D'où :

$$q_p(9) = 0.435 \times 1.634 = \mathbf{0.710 \text{ kN/m}^2}$$

II.3.11 Détermination de la pression aérodynamique $W(z_e)$:

La pression finale s'exerçant sur une paroi est calculée par la formule suivante :

$$W(z_e) = q_p(z) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

(RNV 2013, Partie II, §2.5.2, Page 57)

Avec :

- C_{pe} : Coefficient de pression extérieure
- C_{pi} : Coefficient de pression intérieure

II.3.12 Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

Le coefficient de pression extérieur 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 :

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

Avec :

- S : désigne la surface chargée de la paroi considérée en m^2

(RNV 2013, Partie II, §5.1.1.2, Page 80)

II.3.13 Calcul paramètre géométrique e :

La loi :

$$e = \min[b ; 2 \times h]$$

(RNV 2013, Partie II, §5.1.2, Page 80)

II.3.13.1 Pour les parois verticales ($z = 9\text{m}$) :

- **Vent perpendiculaire au pignon ($b=10\text{m}$)**

$$e = \min[b ; 2 \times h] = \min[10 ; 18] = \mathbf{10\ m}$$

- **Vent perpendiculaire au Long-pan ($b=48\text{m}$)**

$$e = \min[b ; 2 \times h] = \min[48 ; 18] = \mathbf{18\ m}$$

- **Zonage des parois verticales :**

Nous définissons les zones de pression (A, B, C, D, E) sur les parois selon la direction de vent :

- **Vent perpendiculaire au pignon :**

Dans ce cas, la dimension parallèle au vent est $d = 48\ \text{m}$ et $e = 10\ \text{m}$.

Puisque $d > e$, les parois latérales sont divisées en 3 zones (A, B, C) :

- Zone A : Largeur = $e/5 = 10/5 = \mathbf{2\text{m}}$
- Zone B : Largeur = $(4/5) e = 0.8 \times 10 = \mathbf{8\text{m}}$
- Zone C : Largeur = $d - e = 48 - 10 = \mathbf{38\text{m}}$
- Zone D : Paroi au vent ($\mathbf{10\ m}$)
- Zone E : Paroi sous le vent ($\mathbf{10\ m}$)

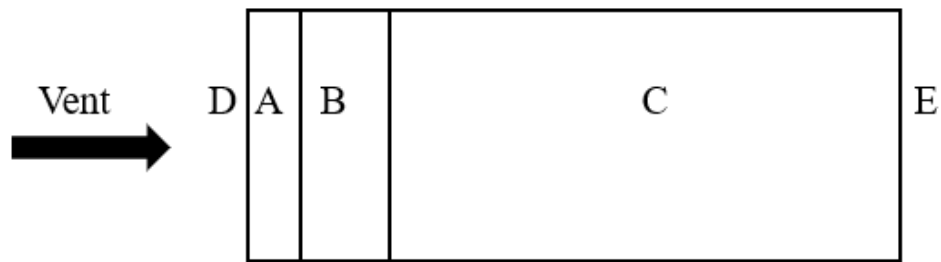


Figure II.2 : Zonage des parois verticales

Vent perpendiculaire au pignon

(RNV 2013, Partie II, Figure 5,1, Page 80)

- **Vent perpendiculaire au long-pan :**

Ici, la dimension parallèle au vent est $d = 10\text{m}$ et $e = 18$. Puisque $d \leq e$ et $d > e/5$ ($10\text{ m} > 3.2\text{ m}$), les parois latérales ne comportent que les zones A et B :

- Zone A : Largeur = $e/5 = 16/5 = 3.6\text{ m}$
- Zone B : Largeur = $d - e/5 = 10 - 3.6 = 6.4\text{m}$
- Zone D : Paroi au vent (**48 m**)
- Zone E : Paroi sous le vent (**48 m**)

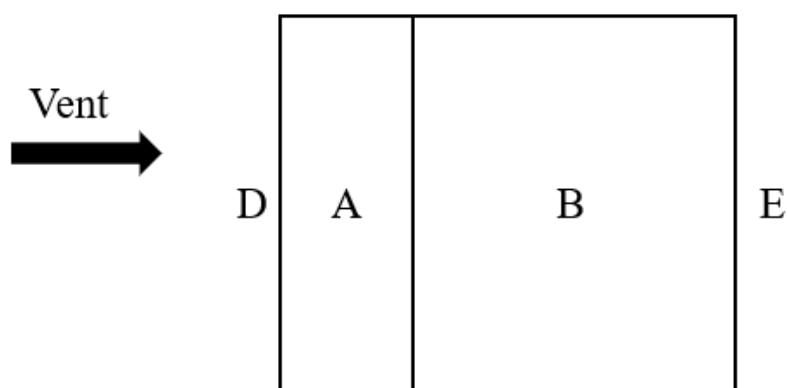


Figure II.3 : Zonage des parois verticales

Vent perpendiculaire au long-pan

(RNV 2013, Partie II, Figure 5,1, Page 80)

II.3.13.2 Pour la toiture ($z = 9\text{m}$) :

- Vent perpendiculaire au pignon ($b=10\text{m}$)

$$e = \min[b ; 2 \times h] = \min[10 ; 18] = 10\text{m}$$

- Vent perpendiculaire au long-pan ($b=48\text{m}$)

$$e = \min[b ; 2 \times h] = \min[48 ; 18] = 18\text{m}$$

- Zonage de la toiture :

Nous définissons les zones de pression (A, B, C, D, E) sur la toiture en fonction de la direction du vent par rapport au faitage :

- ✓ Vent perpendiculaire au pignon (vent parallèle au faitage) :

Dans ce cas, $e = 10\text{m}$. Les dimensions des zones sont calculées comme suit :

- Zone F : Largeur = $e/10 = 1\text{m}$; Longueur = $e/4 = 2.5\text{m}$
- Zone G : Largeur = $e/10 = 1\text{m}$
- Zone H : Largeur = $e/2 = 5\text{m}$
- Zone I : Le reste de la surface de la toiture.



Figure II.4 : Zonage de la toiture - vent

Perpendiculaire au pignon ($\theta = 90^\circ$)

(RNV 2013, Partie II, Figure 5,4, Page 86)

✓ **Vent perpendiculaire au long-pan (Vent perpendiculaire au faîtage) :**

Dans ce cas, $e = 18 \text{ m}$. Les dimensions des zones pour chaque versant sont :

- Zone F : Largeur = $e/10 = 1.8 \text{ m}$; Longueur = $e/4 = 4.5 \text{ m}$
- Zone G : Largeur = $e/10 = 1.8 \text{ m}$
- Zone H : Le reste du versant au vent.
- Zone I & J : Les zones du versant sous le vent.

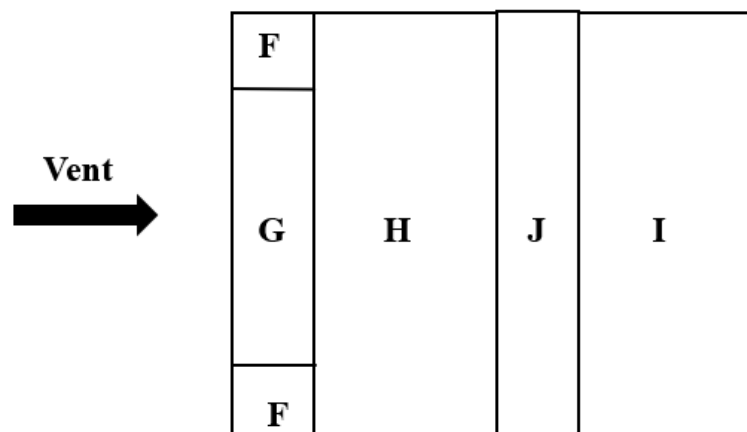


Figure II.5 : Zonage de la toiture - vent

Perpendiculaire au long-pan ($\theta = 0^\circ$)

(RNV 2013, Partie II, Figure 5,4, Page 86)

II.3.11 Calcul des surfaces :

II.3.11.1 Calcul des surfaces des parois verticales :

❖ **Vent perpendiculaire au pignon :**

($d = 48 \text{ m}$, $b = 10 \text{ m}$, $h = 9 \text{ m}$)

- **Surface Zone A :**
 $S_A = 2 \text{ m} \times 9 \text{ m} = 18 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$
- **Surface Zone B :**
 $S_B = 8 \text{ m} \times 9 \text{ m} = 72 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$
- **Surface Zone C :**
 $S_C = 38 \text{ m} \times 9 \text{ m} = 342 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$

- **Surface Zone D :**

$$S_D = 10 \text{ m} \times 9 \text{ m} = 90 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

- **Surface Zone E :**

$$S_E = 10 \text{ m} \times 9 \text{ m} = 90 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

❖ **Vent perpendiculaire au long-pan**

$$(d = 10 \text{ m}, b = 48 \text{ m}, h = 9 \text{ m})$$

- **Surface Zone A :**

$$S_A = 3.2 \text{ m} \times 9 \text{ m} = 28.8 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

- **Surface Zone B :**

$$S_B = 6.8 \text{ m} \times 9 \text{ m} = 61.2 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

- **Surface Zone D :**

$$S_D = 48 \text{ m} \times 9 \text{ m} = 432 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

- **Surface Zone E :**

$$S_E = 48 \text{ m} \times 9 \text{ m} = 432 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

II.3.11.2 Calcul des surfaces de la toiture :

- Pour trouver la valeur C_{pe} à $\alpha = 11.31^\circ$ en utilisons l'interpolation linéaire :

$$C_{pe}(\alpha) = C_{pe,1} + \frac{(\alpha - \alpha_1) \cdot (C_{pe,10} - C_{pe,1})}{\alpha_2 - \alpha_1}$$

Où : $\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 11.31^\circ \\ \alpha_1 = 5^\circ \\ \alpha_2 = 15^\circ \end{array} \right.$

(RNV 2013, Partie II, §Note pour le tableau 5,4, Page 88)

❖ **Vent perpendiculaire au pignon ($\theta = 90^\circ$) :**

- **Surface Zone F :**

$$S_F = 1 \text{ m} \times 2.5 \text{ m} = 2.5 \text{ m}^2 < 10 \text{ m}^2$$

Puisque la surface de la **Zone F** est comprise entre 1 m² et 10 m², la valeur de C_{pe} s'obtient par interpolation linéaire selon la formule suivante :

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

La pente α	F	
	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$
5°	– 2.2	– 1.6
11.31°	– 2.074	– 1.411
15°	– 2	– 1.3

Tableau II.1 : Interpolation des coefficients Cpe pour la Zone F en fonction de la pente α

(RNV 2013, Partie II, Tableau 5,4, Page 87)

D'où :

$$C_{pe, F} = -2.074 + (-1.411 - (-2.074)) \times \log_{10}(2.5) \approx -1.810$$

- **Surface Zone G :**

$$S_G = (5 - 2.5) \times 1 = 2.5 \text{ m} = 2.5 \text{ m}^2 < 10 \text{ m}^2$$

Puisque la surface de la **Zone F** est comprise entre 1 m² et 10 m², la valeur de C_{pe} s'obtient par interpolation linéaire selon la formule suivante :

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

La pente α	G	
	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$
5°	– 2	– 1.3
11.31°	– 2	– 1.3
15°	– 2	– 1.3

Tableau II.2 : Interpolation des coefficients Cpe pour la Zone G en fonction de la pente α

(RNV 2013, Partie II, Tableau 5,4, Page 87)

D'où :

$$C_{pe, G} = -2 + (-1.3 - (-2)) \times \log_{10}(2.5) \approx -1.721$$

- **Surface Zone H :**

$$S_H = 5 \text{ m} \times 10 \text{ m} = 50 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

- **Surface Zone I :**

$$S_I = 40.5 \text{ m} \times 10 \text{ m} = 405 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

❖ **Vent perpendiculaire au long-pan ($\theta = 0^\circ$) :**

- **Surface Zone F :**

$$S_F = 4.5 \text{ m} \times 1.8 \text{ m} = 8.1 \text{ m}^2 < 10 \text{ m}^2$$

Puisque la surface de la **Zone F** est comprise entre 1 m^2 et 10 m^2 , la valeur de C_{pe} s'obtient par interpolation linéaire selon la formule suivante :

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

La pente α	F	
	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$
5°	– 2.5	– 1.7
11.31°	– 2.185	– 1.195
15°	– 2	– 0.9

Tableau II.3 : Interpolation des coefficients C_{pe} pour la Zone F en fonction de la pente α

(RNV 2013, Partie II, Tableau 5,4, Page

87)

D'où :

$$C_{pe, F} = -2.185 + (-1.195 - (-2.185)) \times \log_{10}(8.1) \approx -1.286$$

- **Surface Zone G :**

$$S_G = 39 \text{ m} \times 1.8 \text{ m} = 70.2 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

- **Surface Zone H :**

$$S_H = 48 \text{ m} \times 3.3 \text{ m} = 158.4 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

- **Surface Zone I :**

$$S_I = 48 \text{ m} \times 3.3 \text{ m} = 405 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

- **Surface Zone J :**

$$S_J = 48 \text{ m} \times 1.8 \text{ m} = 86.4 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

II.3.12 Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

II.3.12.1 Pour les parois verticales :

- Calcul le rapport d'élancement :
(Par rapport pignon)

$$\lambda = h/d = 9/48 = 0.187$$

- Calcul le rapport d'élancement :
(Par rapport long-pan)

$$\lambda = h/d = 9/10 = 0.900$$

- Le tableau suivant résume les valeurs des coefficients de pression pour les deux directions du vent :

Direction du vent	d(m)	λ	Zone A	Zone B	Zone C	Zone D	Zone E
Vent par rapport au pignon	48	0.187	- 1	- 0.8	- 0.5	+ 0.8	- 0.3
Vent par rapport au long-pan	10	0.9	- 1	- 0.8	0	+ 0.8	- 0.3

Tableau II.4 : Coefficients de pression extérieure $C_{pe,10}$ pour les parois verticales

(RNV 2013, Partie II, Tableau 5.1, Page 81)

II.3.12.2 Pour La toiture ($\alpha = 11.31^\circ$) :

- Vent perpendiculaire au pignon ($\theta = 90^\circ$)

La pente α	F	G	H	I
	C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}
5°	/	/	- 0.7	- 0.6
11.31°	-1.810	-1.721	- 0.637	- 0.537
15°	/	/	- 0.6	- 0.5

Tableau II.5 : Coefficients de pression extérieure $C_{pe,10}$ pour la toiture ($\theta = 90^\circ$)

(RNV 2013, Partie II, Tableau 5.4, Page 87)

- Vent perpendiculaire au long-pan ($\theta = 0^\circ$) :

La pente α	F	G	H	I	J
	C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}
5°	/	- 1.2	- 0.6	- 0.6	- 0.6
11.31°	-1.286	-0.948	-0.411	-0.474	-0.852
15°	/	- 0.8	- 0.3	- 0.4	- 1

Tableau II.6 : Coefficients de pression extérieure $C_{pe,10}$ pour la toiture ($\theta = 0^\circ$)

(RNV 2013, Partie II, Tableau 5.4, Page 87)

II.3.13 Détermination du coefficient de pression intérieure C_{pi} :

Le coefficient de pression C_{pi} est fonction de l'indice de perméabilité, il est donc déterminé par cette méthode :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures ou } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

(RNV 2013, Partie II, §5,2,2,2, Page 96)

❖ Notre hangar possède :

- **Pignon 1 (V2)** : Une porte de dimensions (3×4).
- **Pignon 2 (V4)** : 2 fenêtres de dimensions (1.5×1.5).
- **Long-pan 1 (V1)** : 6 fenêtres de dimension (1.5×1.5) + une Porte de dimensions (2×2).
- **Long-pan 2 (V3)** : 6 fenêtres de dimensions (1.5×1.5).

❖ Calcul la surface totale des ouvertures :

$$S_{\text{totale}} = S_{\text{pignon 1}} + S_{\text{pignon 2}} + S_{\text{long-pan 1}} + S_{\text{long-pan 2}} = 12,00 + 4,50 + 17,50 + 13,5 = 47,5 \text{ m}^2$$

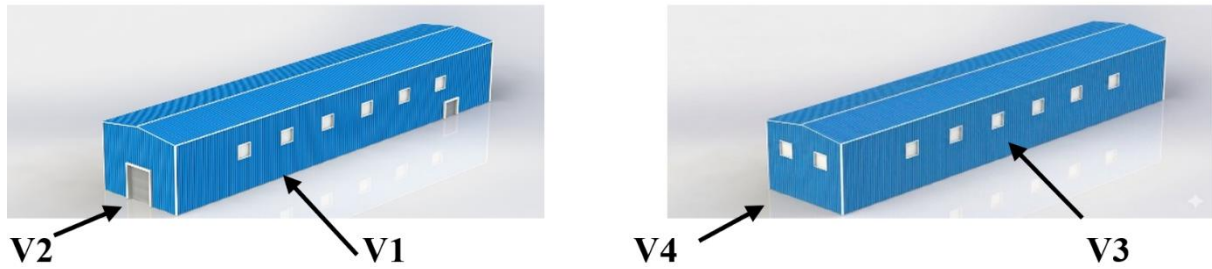
❖ Représentation des ouvertures et calcul de l'indice de perméabilité (μ_p) :

Figure II.6: Représentation 3D des ouvertures et leur nomenclature sur les différentes façades du bâtiment.

✓ Pour les pignons ($\lambda = h/d = 9/10 = 0.900$)

- V2 : $\mu_p = \frac{12}{47.5} = 0.25$
- V4 : $\mu_p = \frac{4.5}{47.5} = 0.095$

✓ Pour les long-pan ($\lambda = h/d = 9/48 = 0.187$)

- V1 : $\mu_p = \frac{17.5}{47.5} = 0.368$
- V3 : $\mu_p = \frac{13.5}{47.5} = 0.284$

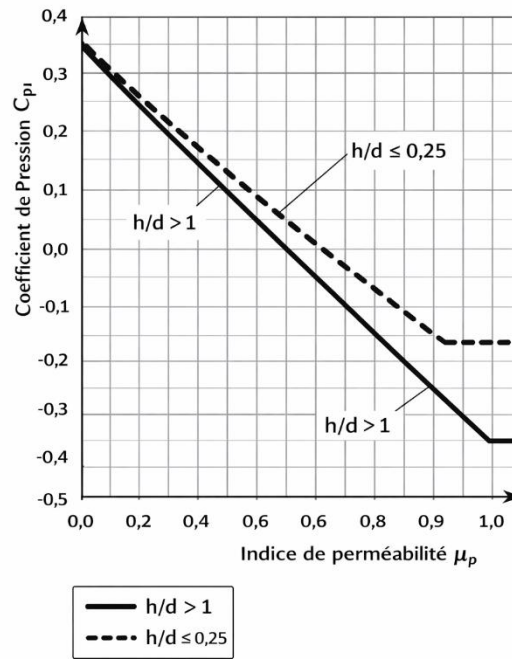


Figure II.7 : Coefficients de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante

✓ Par projection sur la courbe, on obtient :

- $V1 = V3 = V4 = 0.35$
- $V2 = 0.28$

Donc :

$$\begin{cases} C_{pi} = 0.28 \\ C_{pi} = 0.35 \end{cases}$$

II.3.14 Synthèse des pressions aérodynamiques $W(z)$ en (kN/m^2) :

En utilisant les valeurs de la pression dynamique $q_p(9) = 0.710 \text{ kN/m}^2$, nous calculons la pression nette pour chaque zone selon la formule :

$$W(z_e) = q_p(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

(RNV 2013, Partie II, §2.5.2, Page 57)

II.3.14.1 Vent perpendiculaire long-pan :

- $V1 = V3 = V4 = C_{pi} + 0.35$

Grande face									
Parois verticales					Toiture				
Zone	Cpe	Cpi	$Cd * q_{dyn}$	q_j En N/m ²	Zone	Cpe	Cpi	$Cd * q_{dyn}$	q_j En N/m ²
D	+0.80	+0.35	710.22	+320.05	F	-1.286	+0.35	710.22	-1163.56
A	-1.00	+0.35	710.22	-960.15	G	-0.978	+0.35	710.22	-944.50
B	-0.80	+0.35	710.22	-817.90	H	-0.411	+0.35	710.22	-541.24
E	-0.30	+0.35	710.22	-462.30	I	-0.474	+0.35	710.22	-586.05
					J (-)	-0.852	+0.35	710.22	-845.89
					J (+)	-0.557	+0.35	710.22	-645.08

Tableau II.7 : Les pressions Qj dans la Grande face avec Cpi= +0.35

Petit face									
Parois verticales					Toiture				
Zone	Cpe	Cpi	$Cd * q_{dyn}$	q_j En N/m ²	Zone	Cpe	Cpi	$Cd * q_{dyn}$	q_j En N/m ²
D	+0.80	+0.35	710.22	+320.05	F	-1.810	+0.35	710.22	-1536.24
A	-1.00	+0.35	710.22	-960.15	G	-1.72	+0.35	710.22	-1472.23
B	-0.80	+0.35	710.22	-817.90	H	-0.637	+0.35	710.22	-701.97
C	-0.50	+0.35	710.22	-604.54	I	-0.537	+0.35	710.22	-630.85
E	-0.30	+0.35	710.22	-462.30					

Tableau II.8 : Les pressions Qj dans la Petit face avec Cpi= +0.35

II.3.14.2 Vent perpendiculaire pignon :

- $V2 = C_{pi} = +0.28$

Grande face									
Parois verticales					Toiture				
Zone	Cpe	Cpi	$Cd * q_{dyn}$	q_j En N/m ²	Zone	Cpe	Cpi	$Cd * q_{dyn}$	q_j En N/m ²
D	+0.80	+0.28	710.22	+369.83	F	-1.286	+0.28	710.22	-1114.17
A	-1.00	+0.28	710.22	-910.36	G	-0.978	+0.28	710.22	-894.71
B	-0.80	+0.28	710.22	-768.12	H	-0.411	+0.28	710.22	-491.45
E	-0.30	+0.28	710.22	-412.51	I	-0.474	+0.28	710.22	-536.26
					J (-)	-0.852	+0.28	710.22	-805.10
					J (+)	-0.557	+0.28	710.22	-595.29

Tableau II.9 : Les pressions Qj dans la Grande face avec Cpi= +0.28

Petit face									
Parois verticales					Toiture				
Zone	Cpe	Cpi	$Cd * q_{dyn}$	q_j En N/m ²	Zone	Cpe	Cpi	$Cd * q_{dyn}$	q_j En N/m ²
D	+0.80	+0.28	710.22	+369.83	F	-1.810	+0.28	710.22	-1486.45
A	-1.00	+0.28	710.22	-910.36	G	-1.72	+0.28	710.22	-1422.44
B	-0.80	+0.28	710.22	-768.12	H	-0.637	+0.28	710.22	-652.19
C	-0.50	+0.28	710.22	-554.75	I	-0.537	+0.28	710.22	-581.07
E	-0.30	+0.28	710.22	-412.51					

Tableau II.10 : Les pressions Qj dans la petite face avec Cpi= +0.28

II.4 Conclusion :

En conclusion, ce chapitre nous a permis de quantifier les actions climatiques (neige et vent) appliquées à notre hangar, conformément au règlement RNV 2013.

Les calculs effectués ont mis en évidence l'influence directe de l'implantation géographique du projet (Zone A pour la neige, Zone II pour le vent) et de sa géométrie. L'introduction des forces de frottement s'est également révélée obligatoire en raison de l'élancement de la structure.

Ces résultats de pressions nettes et de charges de neige constituent les données d'entrée fondamentales pour les étapes suivantes, afin de procéder au prédimensionnement et à la vérification de la stabilité de l'ensemble des éléments de l'ossature métallique.

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1 Critères de sélection des panneaux sandwich :

Le système d'enveloppe par panneaux sandwich est une solution technologique avancée, consistant en un complexe isolant autoportant. Contrairement aux systèmes de couverture traditionnels, ce panneau est constitué de deux parements en acier (généralement galvanisé et prélaqué) qui agissent comme des membrures résistantes, enserrant une âme rigide en mousse de polyuréthane (PUR) ou polyisocyanurate (PIR).

L'adoption de cette solution pour notre structure à Oued El Berdi est justifiée par les performances multidimensionnelles suivantes : Comportement Thermo-Physique : Grâce à la faible conductivité thermique de l'âme isolante, ces panneaux permettent de maintenir une ambiance intérieure stable. C'est un facteur déterminant pour la zone de Bouira, où les conditions climatiques hivernales sont rigoureuses (froid intense et chutes de neige).

III.1.1 Caractéristiques et avantages des panneaux sandwich :

- **Capacité Structurelle et Rigidité** : La liaison intime entre l'isolant et les parements d'acier crée un effet "sandwich" qui confère au panneau une grande inertie. Cette rigidité permet de supporter des charges climatiques importantes (pression du vent et accumulation de neige) tout en autorisant des portées plus larges entre les pannes, optimisant ainsi le poids de la charpente.
- **Étanchéité et Protection Anticorrosion** : Le mode d'assemblage par emboîtement (joint à rainure et languette) assure une continuité parfaite de l'étanchéité à l'air et à l'eau. De plus, le revêtement multicouche de l'acier offre une protection durable contre les agents agressifs et la corrosion.
- **Efficience Constructive** : La légèreté des panneaux facilite les opérations de levage et de montage, réduisant ainsi les délais de réalisation et les sollicitations permanentes transmises aux portiques principaux.

III.2 Systèmes de couverture par panneaux :

Le système de couverture retenu est constitué de panneaux sandwich nervurés de type TL75.

Ce choix est justifié par leur conception monolithique combinant une double paroi en tôle d'acier galvanisé et une âme isolante en mousse rigide de polyuréthane. Ce système offre

une excellente performance en termes d'étanchéité, de résistance mécanique et d'isolation thermique, répondant ainsi parfaitement aux exigences climatiques de la région de Bouira.

III.2.1 Caractéristiques Géométriques et Dimensionnelles (TL75) :

- **Désignation** : Panneau Sandwich Toiture **TL75**.
- **Largeur utile** : 1035 mm
- **Largeur hors tout** : 1000 à 2000 mm
- **Épaisseur nominale** : 53 mm
- **Poids spécifique** : 14,2 kg/m².
- **Épaisseur tôle extérieure** : 0,75 mm
- **Épaisseur tôle intérieure** : 0,55 mm
- **Nuance d'acier** : DX51D ou S280GD.
- **Contrainte caractéristique ($R_p 0,2$)** : 3200 daN/cm².

III.2.2 Caractéristiques de l'Âme Isolante (Polyuréthane)

- **Matériau** : Mousse rigide de polyuréthane injectée en continu.
- **Masse volumique** : 40 kg/m³ $\pm$ 2 kg/m³.
- **Adhérence (Traction perpendiculaire)** : 80 kPa.
- **Compression sous 10% d'écrasement** : 100 kPa.

III.2.3 Performances Thermiques et Acoustiques :

- **Coefficient de conduction thermique (λ)** : 0,026 W/m.K.
- **Coefficient de transmission thermique (U)** : 0,40 W/m².K.
- **Isolation phonique** : 26 dB.

III.2.4 Tolérances de Fabrication :

- **Défaut d'équerrage** : 6,21 mm.
- **Défaut de planéité ($L > 700 \sim \text{mm}$)** : 1,5 mm.
- **Tolérance sur épaisseur** : ± 2 mm

Fiche Technique :

Panneau Sandwich Toiture TL75,

Unité de Production de

Béni-Mansour, Béjaïa, Algérie.

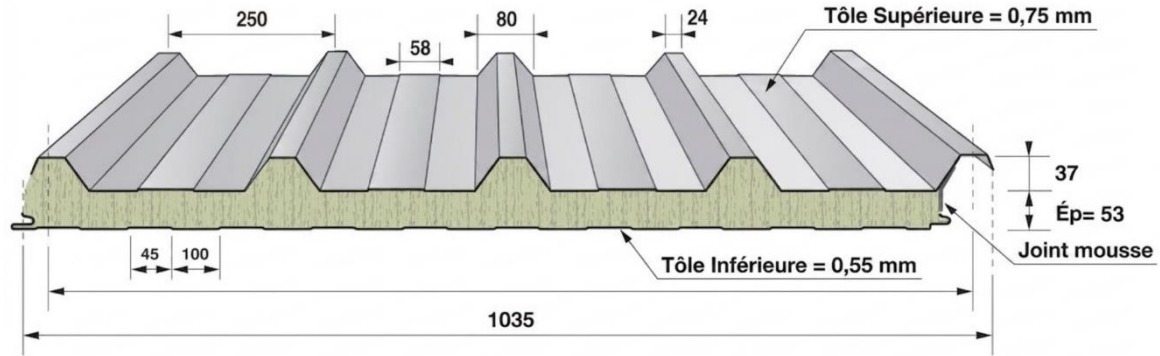


Figure III.1 : Profil et dimensions détaillées du panneau sandwich

(Fiche technique fabricant)

III.2.5 Évaluation du poids propre de la toiture :

Le poids propre de la couverture est une charge permanente (**G**) qui dépend de l'épaisseur du panneau sandwich.

En se référant aux données techniques du fabricant, le poids surfacique pour un panneau de type **TL75** (épaisseur 53 mm) est donné en (kg/m²).

Pour obtenir la valeur en (kN/m²), on utilise la formule de conversion suivante :

$$P_{\text{panneau}} (\text{kN/m}^2) = \frac{\text{Poids}(\text{kg/m}^2) \times g}{1000}$$

D'après les données techniques du fabricant, le poids est de 14,2 kg/m². En prenant $g = 9,81 \text{ m/s}^2$:

$$P_{\text{panneau}} = \frac{14,2 \times 9,81}{1000} = 0,139 \approx 0,14 \text{ kN/m}^2$$

III.2.6 La charge permanente totale (**G_{totale}**) :

La charge permanente totale de la toiture (G_{totale}) est la somme du poids propre des panneaux sandwich et du poids propre des éléments de support (les pannes). La formule générale est définie comme suit :

$$G_{\text{totale}} = P_{\text{panneau}} + G_{\text{pannes}}$$

- P_{panneau} : 0,14 kN/m² (Valeur convertie à partir du poids en kg/m²).
- G_{pannes} : Le poids des profilés métalliques supports (ex : IPE 140) doivent être calculé linéairement puis ramener au m².

III.2.7 Détermination de la portée maximale :

La portée maximale du panneau sandwich est déterminée en fonction de la charge de vent la plus défavorable agissant sur la toiture.

D'après l'étude climatique (**Chapitre II**), pour une direction de vent $\theta = 90^\circ$ (Vent sur pignon), la valeur maximale de la dépression est enregistrée dans la **Zone F** :

$$W_{\text{net}} = - 1.536 \text{ kN/m}^2$$

Pour le dimensionnement nous avons opté pour un entraxe qui garantit une distance libre suffisante entre les semelles des profilés (IPE 140), afin de faciliter la pose des panneaux de couverture. Avec une longueur de rampant de 5,1 m et en utilisant 5 pannes l'entraxe de calcul est fixé à :

$$e = \frac{5.1}{4} = 1.275 \text{ m}$$

Donc, l'entraxe entre les pannes $e = 1.275 \text{ m}$

III.3 Etude des pannes :

III.3.1 Définition :

Les pannes sont des éléments structuraux longitudinaux qui reposent sur les traverses des portiques. Elles constituent l'ossature secondaire supportant directement le système de

couverture. En raison de l'inclinaison de la toiture, elles sont soumises à un phénomène de flexion déviée, où les charges se décomposent selon deux axes : l'axe (z) perpendiculaire au versant et l'axe (y) parallèle à celui-ci.

III.3.2 Formes des profilés utilisés :

Les pannes peuvent être réalisées à partir de différents types de profilés selon la portée et les charges :

- **Profilés laminés à chaud** : Les plus courants sont les sections en **I** (type IPE) et **U** (type UPN).
- **Profilés formés à froid** : Utilisés pour plus de légèreté, comme les sections en **Z**, **C**, ou **Σ** .
- **Poutres en treillis** : Pour des portées très importantes (supérieures à **6m**).

✓ **Choix du profilé** : Dans notre projet, nous avons opté pour l'utilisation de profilés de type **IPE** pour la réalisation des pannes.

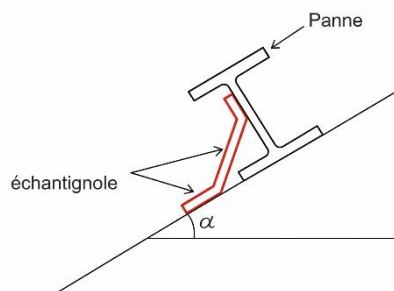


Figure III.2 : Disposition de la panne.

III.3.3 Bases de calcul et caractéristiques des pannes :

Les calculs de vérification des pannes sont basés sur les données géométriques et de charges suivantes :

❖ Données géométriques :

- **Portée de la panne (L)** : 6 m
- **Entraxe entre les pannes (e)** : 1,275 m
- **Angle d'inclinaison (Pente)** : $\alpha \approx 11,31^\circ$

❖ Choix du profilé :

Dans cette étape de calcul, nous optons initialement pour un profilé de type **IPE 180** à titre d'hypothèse. Ce choix sera justifié ultérieurement par les calculs de vérification à la flèche et à la résistance.

❖ Caractéristiques du profilé (IPE 180) :

D'après les tableaux des produits sidérurgiques (Mémotech), les propriétés de l'**IPE 180** sont :

- **Hauteur (h) :** 180 mm
- **Largeur (b) :** 91 mm
- **Poids propre (G_p) :** 0,188 kN/ml
- **Moment d'inertie (I_y) :** 1317 cm⁴
- **Moment d'inertie (I_z) :** 100.81 cm⁴
- **Les pannes sont en acier :** S275

Tableaux des produits sidérurgiques (Mémotech, page 47)

III.3.4 Détermination des sollicitations :

III.3.4.1 Evaluation des charges et surcharges :

❖ Les charges permanentes (G) :

La loi :

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

- **$P_{\text{couverture}}$:** Poids propre de **TL 75** (panneaux sandwichs) 0.14 kN/m²
- **P_{panne} :** Poids propre de la panne estimé (IPE180) 0.188 kN/ml
- **$P_{\text{accessoire}}$:** Poids propre d'accessoire d'attache..... 0.02 kN/m²
- **e :** l'entraxe entre les pannes 1.275 m

Application numérique :

$$G = (0.14 + 0.02) \times 1.275 + 0.188$$

Donc :

$$G = 0.392 \text{ kN/ml}$$

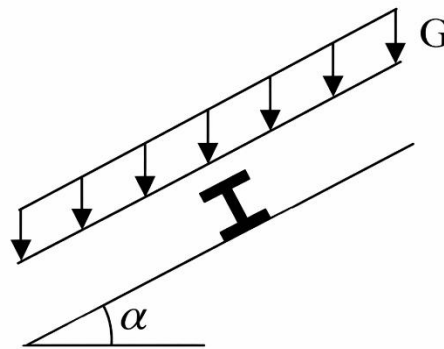


Figure III.3 : Schéma statique des charges permanentes G sur les pannes.

❖ **Surcharges d'entretien (P_{eq}) :**

Dans le cadre de la vérification de la sécurité des toitures inaccessibles, il est impératif de prendre en considération les actions temporaires liées aux interventions techniques. Selon les prescriptions du **DTR BC 2.2**, ces charges de maintenance sont modélisées par deux forces ponctuelles de 100 kg chacune, positionnées aux tiers ($L/3$ et $2L/3$) de la portée de la panne.

Afin d'harmoniser les procédures de calcul et de faciliter la vérification de la résistance et de la flèche, ces charges concentrées sont converties en une charge uniformément répartie équivalente (P_{eq}). Cette transformation est établie sur la base d'une égalité des moments fléchissant maximaux (M_{max}), permettant ainsi d'évaluer l'incidence réelle de ces surcharges sur le dimensionnement des profilés, tout en tenant compte de l'inclinaison de la toiture (angle α).

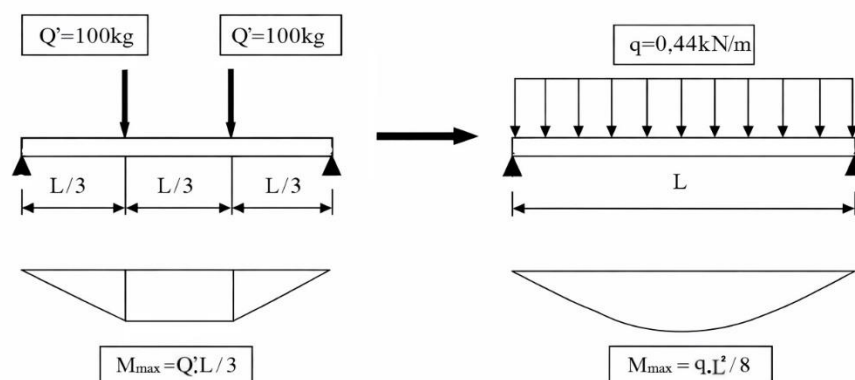


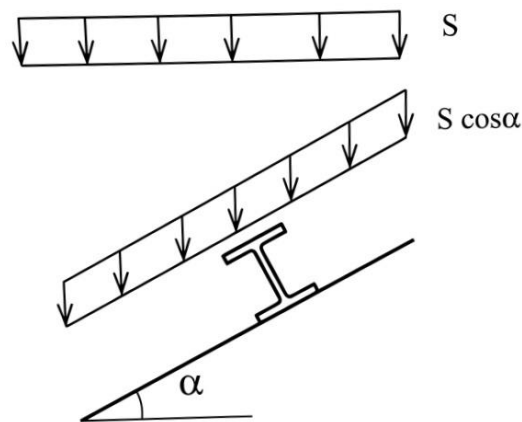
Figure III.4 : Répartition des surcharges d'entretien sur la portée de la panne.

$$\begin{aligned} \blacksquare \quad M_{\max} &= \frac{Q' \times L}{3} = \frac{q \times L^2}{8} \longrightarrow q_{\text{eq}} = \frac{8 \times Q' \times L}{3 \cdot L^2} = \frac{8 \times Q'}{3 \times L} = \frac{8 \times 1}{3 \times 6} = \mathbf{0.444 \text{ kN/ml}} \\ \blacksquare \quad M_{\max} &= \frac{Q' \times L}{3} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{0.444 \times 6^2}{8} \approx \mathbf{2 \text{ kN.m}} \end{aligned}$$

❖ **Les surcharges climatiques :**

• **Surcharge du neige (S) :**

$$S = 0.456 \text{ kN/m}^2 \times 1.275 \text{ m} = \mathbf{0.581 \text{ kN/ml}}$$

**Figure III.5 :** Schéma statique de panne sous surcharge de la neige.

• **Surcharge du vent (W) :**

$$W = -1.536 \text{ kN/m}^2 \times 1.275 \text{ m} = \mathbf{-1.957 \text{ kN/ml}}$$

• **Les charges et surcharges appliquées :**

$$G = 0.392 \text{ kN/ml}$$

$$W = -1.957 \text{ kN/ml}$$

$$S = 0.581 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 0.444 \text{ kN/ml}$$

III.3.4.2 Décomposition des charges :

- Suivant l'axe Z-Z :

$$G_{zz} = G \cos (\alpha) = 0.392 \times \cos (11.31) = \mathbf{0,384 \text{ kN/m}}$$

$$Q_{zz} = Q \cos (\alpha) = 0.444 \times \cos (11.31) = \mathbf{0,435 \text{ kN/m}}$$

$$W_{zz} = W = \mathbf{-1.957 \text{ kN/m}}$$

$$S_{zz} = S \cos (\alpha) = 0.581 \times \cos (11.31) = \mathbf{0.570 \text{ kN/m}}$$

- Suivant l'axe Y-Y :

$$G_{yy} = G \sin (\alpha) = 0.392 \times \sin (11.31) = \mathbf{0,076 \text{ kN/m}}$$

$$Q_{yy} = Q \sin (\alpha) = 0.444 \times \sin (11.31) = \mathbf{0,087 \text{ kN/m}}$$

$$W_{yy} = W = \mathbf{0 \text{ kN/m}}$$

$$S_{yy} = S \sin (\alpha) = 0.581 \times \sin (11.31) = \mathbf{0.114 \text{ kN/m}}$$

III.3.4.3 Combinaisons des charges :

- ❖ L'état limite ultime (ELU) :

- Suivant l'axe Z-Z :

$$\text{Combinaison 1} = 1.35G_{zz} + 1.5Q_{zz} = \mathbf{1.171 \text{ kN/ml}}$$

$$\text{Combinaison 2} = 1.35G_{zz} + 1.5S_{zz} = \mathbf{1.373 \text{ kN/ml}}$$

$$\text{Combinaison 3} = 1.35G_{zz} + 1.5W_{zz} = \mathbf{-2.417 \text{ kN/ml}}$$

$$\text{Combinaison 4} = 1.35G_{zz} + 1.35W_{zz} + S_{zz} = \mathbf{-1.553 \text{ kN/ml}}$$

La plus défavorable

$Q_{uz} = -2.417 \text{ kN/ml}$

- Suivant l'axe Y-Y :

$$\text{Combinaison 1} = 1.35G_{yy} + 1.5Q_{yy} = \mathbf{0.233 \text{ kN/ml}}$$

$$\text{Combinaison 2} = 1.35G_{yy} + 1.5S_{yy} = \mathbf{0.274 \text{ kN/ml}}$$

$$\text{Combinaison 3} = 1.35G_{yy} = \mathbf{0.103 \text{ kN/ml}}$$

La plus défavorable $Q_{uy} = \mathbf{0.274 \text{ kN/ml}}$

❖ L'état limite de service (ELS)

• Suivant l'axe Z-Z :

$$\text{Combinaison 1} = G_{zz} + Q_{zz} = \mathbf{0.819 \text{ kN/ml}}$$

$$\text{Combinaison 2} = G_{zz} + S_{zz} = \mathbf{0.954 \text{ kN/ml}}$$

$$\text{Combinaison 3} = G_{zz} + W_{zz} = \mathbf{-1.573 \text{ kN/ml}}$$

$$\text{Combinaison 4} = G_{zz} + W_{zz} + S_{zz} = \mathbf{-1.003 \text{ kN/ml}}$$

La plus défavorable $Q_{sz} = \mathbf{-1.573 \text{ kN/ml}}$

• Suivant l'axe Y-Y :

$$\text{Combinaison 1} = G_{yy} + Q_{yy} = \mathbf{0.163 \text{ kN/ml}}$$

$$\text{Combinaison 2} = G_{yy} + S_{yy} = \mathbf{0.190 \text{ kN/ml}}$$

$$\text{Combinaison 3} = G_{yy} = \mathbf{0.076 \text{ kN/ml}}$$

La plus défavorable $Q_{sy} = \mathbf{0.190 \text{ kN/ml}}$

III.4. Prédimensionnement des pannes :

Les pannes sont dimensionnées pour résister à la flexion bi-axiale, induite par l'inclinaison de la toiture. Le choix du profilé repose sur la vérification de la flèche à l'ELS.

III.4.1 Condition de flèche (Vérification à l'ELS) :

On doit vérifier que : $f_{\max} \leq f_{\text{adm}}$

$$\frac{5 \cdot Q_{sz} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq \frac{l}{200}$$

L'inertie minimale requise (I_y) est calculée par la formule suivante :

$$I_y \geq \frac{1000 \cdot Q_{sz} \cdot L^3}{384 \cdot E}$$

On a :

- $Q_{sz} = 1.573 \text{ kN/ml}$
- $L = 600 \text{ cm}$
- $E = 2.1 \times 10^6 \text{ daN/cm}^2$

Application numérique :

$$I_y \geq \frac{1000 \cdot 1.573 \cdot 600^3}{384 \cdot 2100000} = 421.34 \text{ cm}^4$$

❖ Conclusion de la vérification :

On remarque que l'inertie du profilé choisi ($I_y = 1317 \text{ cm}^4$) est supérieure à l'inertie minimale requise ($I_y = 421.34 \text{ cm}^4$). Par conséquent, l'hypothèse d'un profilé **IPE 180** est vérifiée et ce dernier est retenu pour la suite du calcul des pannes.

III.4.2 Dimensionnement des pannes :

III.4.2.1 Condition de la flèche :

❖ Suivant l'axe Z-Z :

On a : $f_{\max} \leq f_{\text{adm}}$

$$\frac{5 \cdot Q_{sz} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq \frac{1}{200}$$

- $f_{\max} = f_z = \frac{5 \cdot 1.573 \cdot 600^4}{384 \cdot 2100000 \cdot 1317} = 1 \text{ cm}$
- $f_{\text{adm}} = \frac{1}{200} = 3 \text{ cm}$

Alors : $f_z = 1 \text{ cm} \leq f_{\text{adm}} = 3 \text{ cm}$

Donc : **condition vérifiée**

❖ Suivant l'axe Y-Y :

On a : $f_{\max} \leq f_{\text{adm}}$

$$\frac{5 \cdot Q_{sy} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_z} \leq \frac{1}{200}$$

- $f_{\max} = f_y = \frac{5 \cdot 0.190 \cdot 600^4}{384 \cdot 2100000 \cdot 100.81} = 1.51 \text{ cm}$

- $f_{adm} = \frac{1}{200} = 3 \text{ cm}$

Alors : $f_y = 1.51 \text{ cm} \leq f_{adm} = 3 \text{ cm}$

Donc : **condition vérifiée**

III.4.2.2 Vérification de la flexion bi-axiale :

La vérification des pièces sollicitées en flexion déviée est donnée par la relation suivante :

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

(Eurocode3, §5.4.8.1)

Avec :

- $\alpha = 2$ (pour les profile en I).

- $\beta = 1$

- $M_{sd} = \frac{Q \cdot L^2}{8}$

- $M_{pl} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$

❖ Le moment fléchissant sur l'axe Z-Z :

- $M_{z, sd} = \frac{Q_{uy} \cdot L^2}{8} = \frac{0.274 \cdot 6^2}{8} = 1.233 \text{ kN.m}$

❖ Le moment fléchissant sur l'axe Y-Y :

- $M_{y, sd} = \frac{Q_{uz} \cdot L^2}{8} = \frac{2.417 \cdot 6^2}{8} = 10.877 \text{ kN.m}$

❖ Calcul M_{pl} :

$$M_{pl} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

Pour déterminer γ_{M_0} on doit déterminer la classe de profilé

• Détermination de la classe du profilé :

- $\hat{A}_{me} : \frac{d}{t_w} = \frac{112.2}{4.7} = 23.87 \leq 72\varepsilon$

Et : $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.924$

D'où : $72\varepsilon = 72 \times 0.924 = 66.5$

→ $23.87 \leq 66.5$

Donc : Âme de classe 1

• Semelle : $\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{36.5}{6.9} = 5.29 \leq 10\varepsilon$

Et : $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.924$

D'où : $5.29 \leq 9.24$

Donc : Semelle de classe 1

Donc la section est de classe 1

D'où : $\gamma_{M_0} = 1.1$

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{166.4 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = 41.6 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,z,Rd} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{34.6 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = 8.65 \text{ kN.m}$$

Donc :

$$\left[\frac{10.877}{41.6} \right]^2 + \left[\frac{1.233}{8.65} \right] = 0.21 \leq 1$$

→ La flexion déviée est vérifiée

III.4.2.3 Vérification au cisaillement :

$$\begin{cases} V_{z,sd} \leq V_{pl,z,rd} \\ V_{y,sd} \leq V_{pl,y,rd} \end{cases}$$

(Eurocode3, Page158)

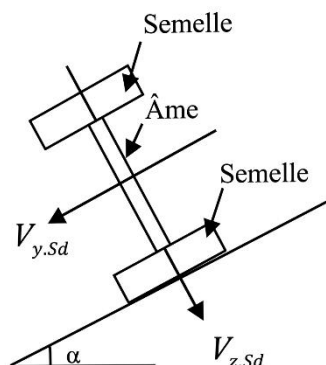


Figure III.6 : Représentation de cisaillement de la panne

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

$$V_{z, sd} = \frac{Q_{uz} \cdot L}{2} = \frac{2.417 \times 6}{2} = \mathbf{7.251 \text{ kN}}$$

$$V_{pl, z, rd} = A_{vz} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M_0}}$$

Avec :

$V_{pl, rd}$: Effort tranchant résistant de la section.

A_v : Aire de cisaillement.

$$A_{vz} = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) t_f$$

$$A_{vz} = 23.9 - 2 \times 9.1 \times 0.8 + (0.53 + 2 \times 0.9) 0.8 = \mathbf{11.204 \text{ cm}^2}$$

D'où :

$$V_{pl, z, rd} = 11.204 \frac{27.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = \mathbf{161.74 \text{ kN}}$$

Donc :

$$V_{z, sd} \leq V_{pl, z, rd} = \mathbf{7.251 \text{ kN} \leq 161.74 \text{ kN}}$$

La condition vérifiée

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

$$V_{y, sd} = \frac{Q_{uy} \cdot L}{2} = \frac{0.274 \times 6}{2} = \mathbf{0.822 \text{ kN}}$$

$$V_{pl, y, rd} = A_{vy} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M_0}}$$

$$A_{vy} = 2b \cdot t_f$$

$$A_{vy} = 2 \times 0.91 \times 0.8 = \mathbf{14.56 \text{ cm}^2}$$

D'où :

$$V_{pl, y, rd} = 14.56 \frac{27.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = \mathbf{210.16 \text{ kN}}$$

$$V_{y, sd} \leq V_{pl, y, rd} = \mathbf{0.822 \text{ kN} \leq 210.16 \text{ kN}}$$

La condition vérifiée

III.4.2.4 Vérification au déversement :

La résistance au déversement du profilé est vérifiée si la condition suivante :

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

(Eurocode3, §5,5,2)

$$M_{Sd, \max} = M_{y, sd} = \mathbf{10.877 \text{ kN.m}}$$

$$M_{b, Rd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl, y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

(Eurocode3, §5,48, Page 178)

Avec :

$$\beta_w = 1 \text{ (Section de classe 1)}$$

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{\sqrt{C_1 \left(1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right)^{0.25}}}$$

(Eurocode3, §5,49, Page 178)

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{600}{2.05}}{\sqrt{1.132 \left(1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{\frac{600}{2.05}}{\frac{18}{0.8}} \right)^2 \right)^{0.25}}} = \mathbf{157.18}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT} \times \sqrt{\beta_w}}{\lambda_1} = \bar{\lambda}_{LT} = \frac{157.18 \times \sqrt{1}}{86.76} = \mathbf{1.81 > 0.4} \longrightarrow \text{Il y a risque de déversement}$$

❖ Calcul $M_{b,Rd}$:

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

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + 0.21 (1.885 - 0.2) + 1.885^2]$$

$$\phi_{LT} = \mathbf{2.307}$$

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

$$\chi_{LT} = \frac{1}{2.307 + \sqrt{2.307^2 - 1.81^2}}$$

$$\chi_{LT} = \mathbf{0.267}$$

$$M_{b, Rd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl, y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0.267 \times 1 \times 166.4 \times 10^{-3} \times \frac{275}{1.1}$$

$$M_{b, Rd} \approx \mathbf{11.1 \text{ kN.m}}$$

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

$$10.877 \text{ kN.m} \leq 11.1 \text{ kN.m}$$

Condition vérifiée

III.5 Calcul de l'échantignolle :

L'échantignolle est une pièce de liaison structurelle, indispensable pour assurer la fixation rigide et stable des pannes sur les traverses (ou fermes) de la charpente. Son rôle ne se limite pas au simple assemblage, mais elle remplit des fonctions mécaniques critiques :

- **Stabilité géométrique** : Elle empêche le glissement de la panne le long de la pente du versant, maintenant ainsi l'écartement précis entre les éléments de toiture.
- **Résistance au basculement** : Elle est conçue pour contrer le moment de renversement généré par les charges excentrées, notamment lors des phénomènes de soulèvement dus aux pressions négatives du vent.
- **Transfert d'efforts** : Elle garantit une transmission optimale des charges (poids propre, neige et vent) vers l'ossature principale tout en limitant les déformations locales.

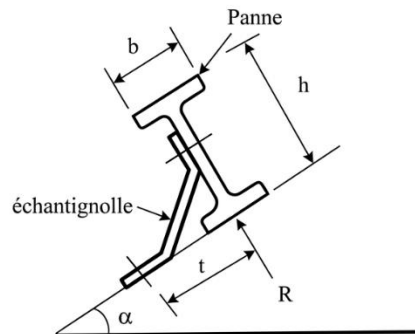


Figure III.8 : Représentation schématique et paramétrage géométrique de l'échantignolle.

❖ **L'excentrement (t) :**

$$2\left(\frac{b}{2}\right) \leq t \leq 3\left(\frac{b}{2}\right) \quad \longrightarrow \quad b = 91 \text{ mm (IPE 180)}$$

Donc :

$$81 \text{ mm} \leq t \leq 136.5 \text{ mm}$$

On adopte une valeur intermédiaire pour l'excentrement : $t = 110 \text{ mm}$

III.5.1 Principe de dimensionnement :

Le calcul de l'échantignolle consiste à vérifier sa tenue mécanique face aux sollicitations transmises par la panne. Ces efforts sont le résultat de la combinaison des charges permanentes (**G**) et des surcharges climatiques (Vent **W**).

L'analyse se fait selon deux axes principaux :

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

$$Q_y = 1.35G \sin \alpha + 1.5Ws = 1.35(0.392) \sin (11.31^\circ) + 1.5(0) = \mathbf{0.104 \text{ kN/m}}$$

$$R_y = 1.25 \times Q_y \frac{L}{2} = 1.25 \times 0.087 \times \frac{6}{2} = \mathbf{0.390 \text{ kN}}$$

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

$$Q_z = G \cos \alpha - 1.5Ws = 0.330 \cos (11.31^\circ) - 1.5 \times 1.536 = \mathbf{-1.920 \text{ kN/m}}$$

$$R_z = 1.25 \times Q_z \frac{L}{2} = 1.25 \times 1.980 \times \frac{6}{2} = \mathbf{7.2 \text{ kN}}$$

III.5.1.1 Moment de renversement :

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

$$M_r = 7.2 \times 0.11 + 0.390 \times \frac{0.18}{2}$$

$$M_r = \mathbf{0.827 \text{ kN.m}}$$

III.5.1.2 Dimensionnement de l'échantignolle :

- M_{pliage} : est le moment résistant au pliage de l'échantignolle.
- les échantignolles généralement sont des éléments formés à froid. La classe de la section est au moins de classe 3, donc $\gamma_{M_0} = 1$

$$M_{\text{pliage}} = \frac{W_{ely} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} > M_r \quad \longrightarrow \quad W_{ely} \geq \frac{M_r \cdot \gamma_{M_0}}{f_y}$$

Donc :

$$W_{ely} \geq \frac{82.7 \times 1}{27.5} = 3.007 \text{ cm}^3$$

III.5.1.3 Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle :

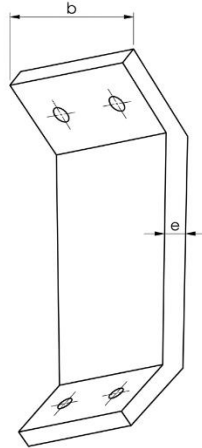


Figure III.9 : Dimensions de l'échantignolle

- **Calcul l'épaisseur (e) :**

Pour une section rectangulaire :

$$W_{ely} = \frac{b \times e^2}{6} \longrightarrow e = \sqrt{\frac{3.007 \times 6}{200}} \approx 3 \text{ mm}$$

Pour des raisons de rigidité et de soudabilité, on adopte une épaisseur minimale de

e = 15 mm.

D'après les résultats du calcul de résistance au pliage et pour assurer une bonne rigidité de l'attache nous adoptons une échantignolle avec les caractéristiques suivantes :

- **Acier : S275.**
- **Épaisseur (e) : 15 mm.**
- **Largeur (b) : 200 mm.**
- **Boulons de fixation : 2M14 de classe 8.8.**

III.6 Calcul des lisses de bardage :

❖ Définition et rôle :

Les lisses de bardage sont des éléments structuraux secondaires, constitués de poutrelles (généralement de type **IPE**, **UAP**, **UPE** ou des profilés formés à froid), disposées horizontalement le long des parois du bâtiment. Elles sont supportées soit par les poteaux de portiques, soit par les potelets intermédiaires.

Leur fonction principale est d'assurer la transmission des efforts appliqués sur l'enveloppe extérieure vers l'ossature primaire du bâtiment.

❖ Fonctions structurelles :

Ces éléments sont conçus pour répondre à deux sollicitations majeures :

- **Résistance au vent** : Elles reprennent les efforts horizontaux (pression et succion) exercés par le vent sur le bardage.
- **Support des charges verticales** : Elles supportent le poids propre des panneaux de bardage et le transmettent aux structures porteuses.

❖ Dispositions constructives :

- **L'entre-axe** : La distance verticale entre les lisses est déterminée par la portée admissible des bacs ou panneaux de bardage utilisés.
- **Stabilité** : Pour limiter la flèche verticale due au poids mort et prévenir le déversement, les lisses sont souvent stabilisées à mi-portée par des suspentes ou des tirants.

III.6.1 Choix et caractéristiques du bardage :

❖ Choix du type de panneau :

Pour le revêtement des façades de ce projet, le choix s'est porté sur le panneau sandwich **LL60**. Ce choix est justifié par le besoin d'un compromis optimal entre la rigidité mécanique, la performance thermique et la légèreté structurelle.

❖ Caractéristiques techniques du panneau LL60 :

Conformément à la fiche technique du fabricant **BATICOMPOS**, les spécifications du panneau **LL60** sont les suivantes :

- **Âme isolante** : Constitution en mousse rigide de polyuréthane injectée en continu avec une masse volumique de **38 kg/m³ ± 2**.
- **Parements métalliques** : Deux tôles d'acier galvanisé d'épaisseur nominale **0.5mm / 0.5mm** avec revêtement polyester.

- **Poids propre (G) :** Le poids spécifique de ce panneau est de **10,653 kg/m²**.
- **Performance thermique :** * Conductivité thermique (λ) : **0.023 w/m.k**.
- **Coefficient de transmission thermique (U) :** 0.32 W/m². K.
- **Résistance thermique (R) :** 2.95 m². K/W.
- **Dimensions :** Largeur utile standard de **1000 mm**.
- **Sécurité incendie :** Classement de réaction au feu **A1** (selon le type d'âme choisi).

SOCIETE BATICOMPOS Spa,

Fiche Technique :

Panneau Sandwich de bardage LL60,

Unité de Production de

Béni-Mansour, Béjaïa, Algérie.

❖ Justification du choix :

Pour le site d'Oued El Berdi Compte tenu de l'implantation du projet dans la zone industrielle **d'Oued El Berdi (Bouira)**, l'utilisation du **LL60** permet de garantir une excellente isolation contre les amplitudes thermiques importantes de la région, tout en offrant une surface rigide capable de supporter les pressions de vent spécifiques à la **Zone II**.

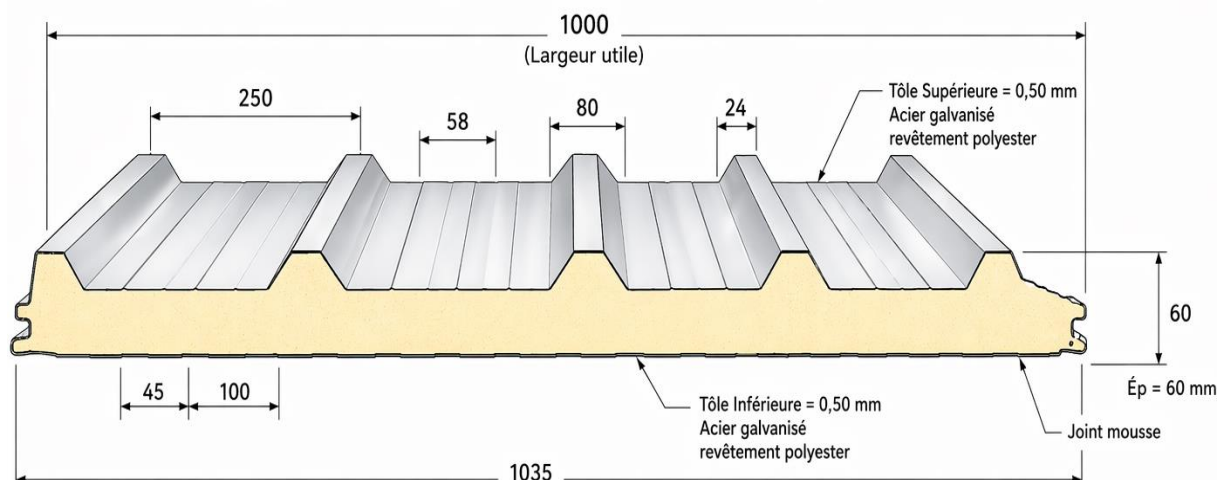


Figure III.10 : Détail de panneau sandwich (bardage, LL60)**III.6.2 Les lisses :****❖ Espacement des lisses :**

- La structure à une hauteur des poteaux de **8,00 m**.
- Espacement des lisses **$e = 1.333 \text{ m}$**
- Nombre des lisses à chaque parois **$n = 7$**

❖ Efforts sollicitant la lisse :

Pour l'étape du dimensionnement, il est nécessaire de retenir la sollicitation la plus défavorable issue de l'analyse du vent, en comparant les pressions exercées sur le long-pan et sur le pignon.

L'action maximale du vent retenue est : $W = -1.536 \text{ kN/m}^2$

D'où la charge linéique correspondante :

$$W = -1.536 \times e = 1.536 \times 1.333$$

$$W = - \mathbf{2.042 \text{ kN/ml}}$$

III.6.2.1 Evaluation des charges et surcharges :**❖ Choix du profilé :**

Dans cette étape de calcul, nous optons initialement pour un profilé de type **UPN 140** à titre d'hypothèse. Ce choix sera justifié ultérieurement par les calculs de vérification à la flèche et à la résistance.

❖ Les caractéristiques géométriques de l'UPN 140 :

D'après le tableau **MEMOTECH**, les caractéristiques du profilé choisi sont les suivantes :

Profilé	Dimensions	Caractéristique de calcul
UPN		

140	h	b	tw	t _f	r	P	A	I _y	W _{pl, y}	W _{pl, z}	i _z	W _{el, y}	W _{el, z}
	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm ³	cm ³
	140	60	7	10	10	16	20.4	605	103	28.3	1.75	86.4	14.8

Tableau III.1 : Les caractéristiques géométriques de l'UPN 140

❖ Les charges permanentes (G) :

La loi :

$$G = (P_{\text{Bardage}} + P_{\text{accessoire}}) \times e + P_{\text{lisse}}$$

- **P_{Bardage} : Poids** propre de LL 60 (panneaux sandwichs) 0.104 kN/m²
- **P_{accessoire} : Poids** propre d'accessoire d'attache..... 0.02 kN/m²
- **e :** l'entraxe entre les pannes 1.333 m
- **P_{lisse} : Poids** propre de la panne estimé (UPN 140) 0.160 kN/ml

Application numérique :

$$G = (0.104 + 0.02) \times 1.333 + 0.160$$

Donc :

$$G = 0.325 \text{ kN/ml}$$

❖ L'état limite ultime (ELU) :

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

$$Q_{uz} = 1.5W = 3.063 \text{ kN/ml}$$

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

$$Q_{uy} = 1.35G = 0.438 \text{ kN/ml}$$

❖ L'état limite service (ELS) :

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

$$Q_{sz} = W = 2.042 \text{ kN/ml}$$

- Suivant l'axe Y-Y :

$$Q_{sy} = G = 0.325 \text{ kN/ml}$$

III.6.2.2 Pré dimensionnement des lisses :

❖ Vérification à l'ELS (flèche) :

On doit vérifier que : $f \leq f_{adm}$

$$\frac{5 \cdot Q_{sz} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq \frac{l}{200}$$

L'inertie minimale requise (I_y) est calculée par la formule suivante :

$$I_y \geq \frac{5 \cdot Q_{sz} \cdot L^3}{384 \cdot E}$$

On a :

- $Q_{sz} = 2.042 \text{ kN/ml}$
- $L = 600 \text{ cm}$
- $E = 2.1 \times 10^6 \text{ daN/cm}^2$

Application numérique :

$$I_y \geq \frac{5 \cdot 2.042 \cdot 600^3}{384 \cdot 2.100000} = 546.96 \text{ cm}^4$$

Donc :

D'après le tableau (Mémotech), le profilé **UPN 140** est retenu, car son $I_y = 605 \text{ cm}^4$ est supérieure à l'inertie minimale requise $I_{y,min} = 546.96 \text{ cm}^4$. La condition de flèche est donc validée.

III.6.2.3 Dimensionnement des lisses :

III.6.2.3.1 Condition de la flèche :

❖ Suivant l'axe Y-Y :

On a : $f_{max} \leq f_{adm}$

$$\frac{5 \cdot Q_{sz} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq \frac{L}{200}$$

$$\bullet \quad f_{\max} = f_y = \frac{5 \cdot 2.042 \cdot 600^4}{384 \cdot 2100000 \cdot 605} = \mathbf{2.71 \text{ cm}}$$

$$\bullet \quad f_{\text{adm}} = \frac{L}{200} = \mathbf{3 \text{ cm}}$$

$$\text{Alors : } f_y = 2.71 \text{ cm} \leq f_{\text{adm}} = 3 \text{ cm}$$

Donc : **condition vérifiée**

❖ **Suivant l'axe Z-Z :**

$$\text{On a : } f_{\max} \leq f_{\text{adm}}$$

$$\frac{5 \cdot Q_{sy} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_z} \leq \frac{L}{200}$$

$$f_{\max} = f_z = \frac{5 \cdot 0.325 \cdot 600^4}{384 \cdot 2100000 \cdot 62.7} = \mathbf{4.16 \text{ cm}}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{L}{200} = \mathbf{3 \text{ cm}}$$

$$\text{Alors : } f_z = 4.16 \text{ cm} \geq f_{\text{adm}} = 3 \text{ cm}$$

Condition non vérifiée

Donc :

✓ **Donc on adopte des suspentes**

La condition de flèche suivant l'axe Z-Z n'étant pas vérifiée pour une portée libre de 6.00 m, nous adoptons la mise en place d'un rang de liernes (suspentes) à mi-travée.

Cette disposition permet de réduire la portée de calcul à $L = 3.00 \text{ m}$, assurant ainsi la vérification de la flèche maximale ($f_z \leq f_{\text{adm}}$) et garantissant le maintien latéral du profilé contre le déversement.

$$\text{Donc : } f_z = \frac{5 \cdot Q_{sz} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \cdot 0.325 \cdot 300^4}{384 \cdot 2100000 \cdot 62.7} = \mathbf{0.26 \text{ cm}}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{L}{200} = \mathbf{1.5 \text{ cm}}$$

$$f_z = 0.26 \text{ cm} \leq f_{\text{adm}} = 1.5 \text{ cm}$$

Donc :

Condition vérifiée

III.6.2.3.2 Vérification de la flexion bi-axiale :

La vérification des pièces sollicitées en flexion déviée est donnée par la relation suivante :

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

(Eurocode3, §5,4,8,1)

Avec :

- $\alpha = 2$
- $\beta = 1$
- $\gamma_{M_0} = 1.1$
- $M_{sd} = \frac{Q \cdot L^2}{8}$
- $M_{pl} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$

❖ Le moment fléchissant sur l'axe Z-Z :

$$M_{z, sd} = \frac{Q_{uz} \cdot L^2}{8} = \frac{0.438 \cdot 6^2}{8} = 1.971 \text{ kN.m}$$

❖ Le moment fléchissant sur l'axe Y-Y :

$$M_{y, sd} = \frac{Q_{uy} \cdot L^2}{8} = \frac{3.063 \cdot 6^2}{8} = 13.78 \text{ kN.m}$$

❖ Calcul M_{pl} :

$$M_{pl, yRd} = \frac{W_{pl, y} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{103 \times 275}{1.1} = 25.75 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl, zRd} = \frac{W_{pl, z} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{28.3 \times 275}{1.1} = 7.075 \text{ kN.m}$$

Donc :

$$\left[\frac{13.78}{25.75} \right]^2 + \left[\frac{1.971}{7.075} \right] = 0.564 \leq 1$$



La flexion déviée est vérifiée

III.6.2.3.3 Vérification au cisaillement :

$$\begin{cases} V_{z, sd} \leq V_{pl, z, rd} \\ V_{y, sd} \leq V_{pl, y, rd} \end{cases}$$

(Eurocode3, Page158)

- Suivant l'axe Z-Z :

$$V_{z, sd} = \frac{Q_{uz} \cdot L}{2} = \frac{3.063 \times 6}{2} = 9.189 \text{ kN}$$

$$V_{pl, z, rd} = A_{vz} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M_0}}$$

Avec :

 $V_{pl, rd}$: Effort tranchant résistant de la section. A_v : Aire de cisaillement.

$$A_{vz} = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) t_f$$

$$A_{vz} = 20.4 - 2 \times 6 \times 0.1 + (0.7 + 2 \times 0.1) 0.1 = 19.29 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$V_{pl, z, rd} = 19.29 \frac{27.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 278.42 \text{ kN}$$

Donc :

$$V_{z, sd} \leq V_{pl, z, rd} = 9.189 \text{ kN} \leq 278.42 \text{ kN}$$

La condition vérifiée

- Suivant l'axe Y-Y :

$$V_{y, sd} = \frac{Q_{uy} \cdot L}{2} = \frac{0.448 \times 6}{2} = 1.314 \text{ kN}$$

$$V_{pl, y, rd} = A_{vy} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M_0}}$$

$$A_{vy} = 2b \cdot t_f$$

$$A_{vy} = 2 \times 6 \times 0.1 = 1.2 \text{ cm}^2$$

D'où:

$$V_{pl, y, rd} = 1.2 \frac{27.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 17.320 \text{ kN}$$

$$V_{y, sd} \leq V_{pl, y, rd} = 1.314 \text{ kN} \leq 17.320 \text{ kN}$$

La condition vérifiée

III.6.2.3.4 Vérification au déversement :

Pour le calcul de la résistance au déversement, nous considérons que les liernes (suspentes) installées à mi-travée constituent des points de maintien latéral effectifs pour la semelle comprimée du profilé **UPN 140**. Par conséquent, la longueur de flambement latéral (longueur de déversement) est réduite à : $L = 3.00$ m.

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{\sqrt{C_1 \left(1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right)^{0.25}}}$$

(Eurocode3, §5.49, Page 178)

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{300}{1.75}}{\sqrt{1.132 \left(1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{\frac{300}{1.75}}{\frac{14}{1}} \right)^2 \right)^{0.25}}} = \mathbf{94.4}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT} \times \sqrt{\beta_w}}{\lambda_1} = \bar{\lambda}_{LT} = \frac{94.4 \times \sqrt{1}}{86.76} = \mathbf{1.088 > 0.4} \longrightarrow \text{Il y a risque de déversement}$$

❖ Calcul $M_{pl, zRd}$:

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

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + 0.21 (1.088 - 0.2) + 1.088^2]$$

$$\phi_{LT} = \mathbf{1.185}$$

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

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.185 + \sqrt{1.185^2 - 1.088^2}}$$

$$\chi_{LT} = \mathbf{0.604}$$

$$M_{b, Rd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl, y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0.604 \times 1 \times 103 \times 10^{-3} \times \frac{275}{1.1}$$

$$M_{b, Rd} \approx \mathbf{15.1 \text{ kN.m}}$$

$$M_{Sd, \max} = M_{y, sd} = \mathbf{13.78 \text{ kN.m}}$$

D'où:

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

$$\mathbf{13.78 \text{ kN.m} \leq 15.1 \text{ kN.m}}$$

Condition vérifiée

III.6.3 Calcul des suspentes (liernes) :

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

III.6.3.1 Calcul de l'effort dans la suspente :

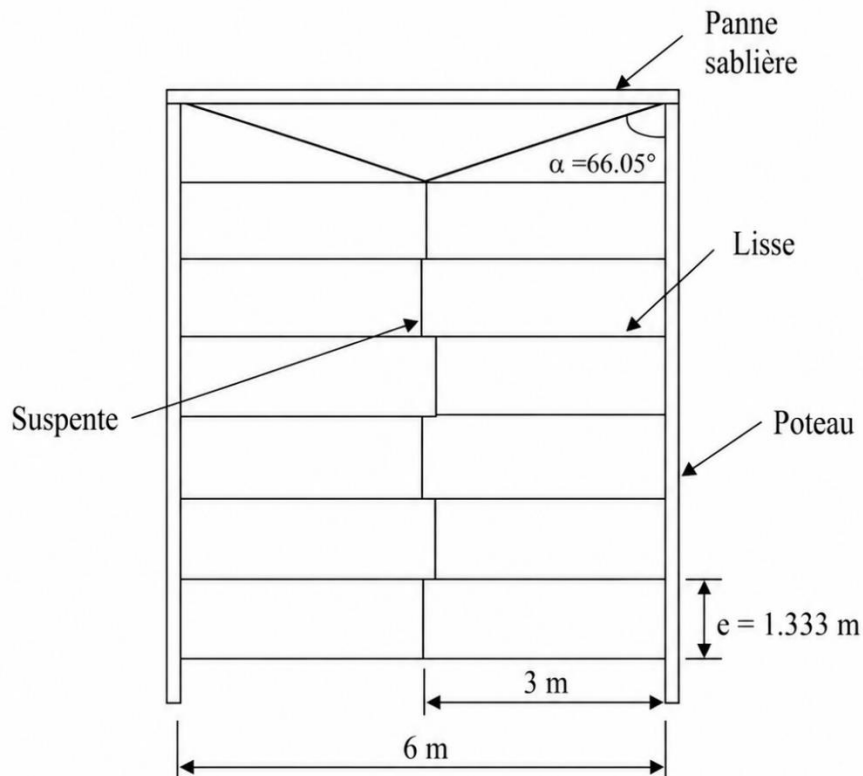


Figure. III.11 : Dispositions des liernes

- ✓ L'effort élémentaire transmis par chaque lisse est calculé par :

$$R = Q_{uy} \times L$$

$$R = 0.438 \times 3 = 1.314 \text{ KN}$$

- ✓ Les efforts de traction cumulés dans les tronçons de lierne (en partant de la lisse la plus basse vers la plus haute) :

- **Tronçon 1 (Lisse 1) :** $T_1 = R/2 = 0.657 \text{ kN}$

- **Tronçon 2 (Lisse 2) :** $T_2 = T_1 + R = 1.971 \text{ kN}$
- **Tronçon 3 (Lisse 3) :** $T_3 = T_2 + R = 3.285 \text{ kN}$
- **Tronçon 4 (Lisse 4) :** $T_4 = T_3 + R = 4.599 \text{ kN}$
- **Tronçon 5 (Lisse 5) :** $T_5 = T_4 + R = 5.913 \text{ kN}$
- **Tronçon 6 (Lisse 6) :** $T_6 = T_5 + R = 7.227 \text{ kN}$
- **Tronçon 7 (Lisse 7 - Max) :** $T_7 = \frac{T_6}{2\cos(66.05)} = 8.901 \text{ kN}$

Et :

$$\left\{ \begin{array}{l} A \geq \frac{T_{max}}{f_y} = \frac{8.901}{27.5} \longrightarrow A \geq 0.32 \text{ cm}^2 \\ D \geq \sqrt{\frac{4A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 0.32}{\pi}} \longrightarrow D \geq 0.64 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Donc :

Il faut prendre un rond de **D = 10 mm**

III.7 Etude des potelets :

Les potelets sont des composants structurels réalisés à partir de profilés laminés. Leur fonction principale au sein de l'ossature consiste à assurer le transfert des charges horizontales (pression du vent) vers la poutre au vent, ainsi que l'acheminement des charges verticales vers les fondations. Sur le plan sollicitation, ces éléments travaillent principalement en flexion composée sous l'effet des actions suivantes :

- **Charges axiales (Efforts normaux) :** résultant de la charge permanente (poids propre du potelet et des lisses de bardage).
- **Moments fléchissant (Efforts de flexion) :** générés par la pression transversale exercée par le vent sur la paroi.

III.7.1 Dimensionnement des potelets :

L'étude porte sur deux configurations de pignons distinctes :

- **Le premier pignon (à 2 potelets) :**

Nombre : Ce pignon comporte deux potelets intermédiaires.

Entraxe : La distance entre les axes est de $d_1 = 3,33$ m.

Hauteur : La hauteur de potelet est de $h_1 = 8,5$ m.

- **Le deuxième pignon (à 1 potelet) :**

Nombre : Ce pignon comporte un seul potelet central situé sous le faîtage.

Entraxe : La distance entre l'axe du poteau et le potelet est de $d_2 = 5$ m.

Hauteur : La hauteur de potelet est de $h_2 = 9$ m.

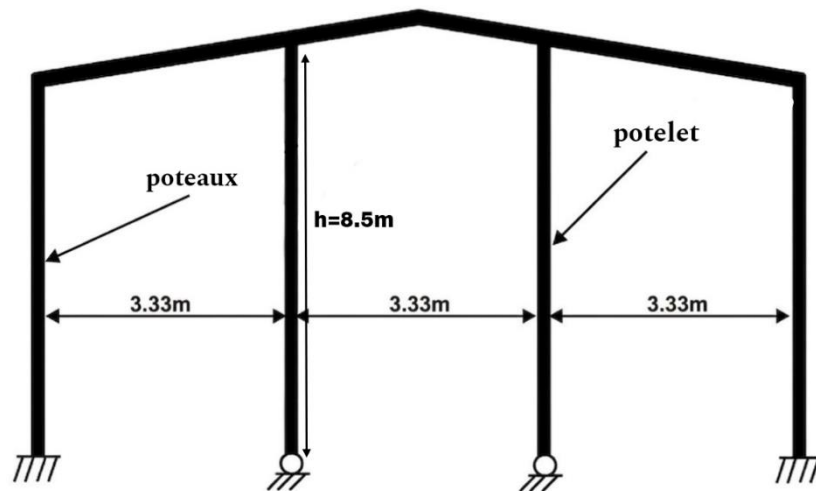


Figure. III.12 : Disposition des potelets (pignon 1)

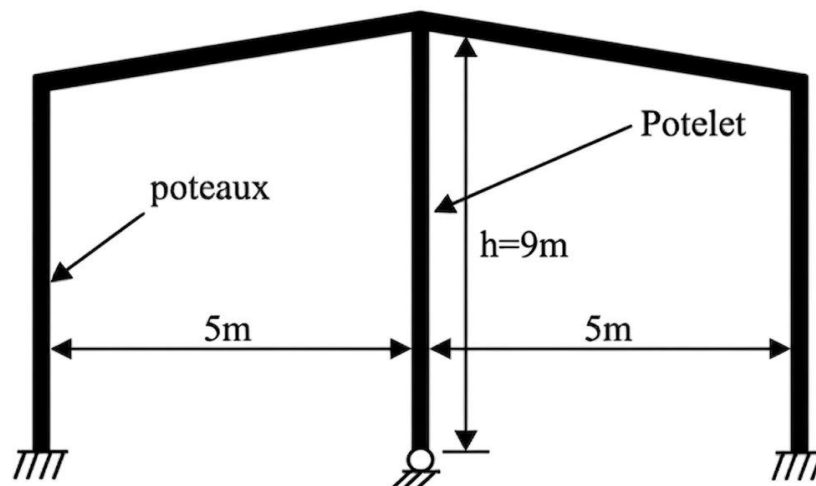


Figure.III.13 : Disposition des potelets (pignon 2)

III.7.2 Détermination de la section de potelet :

La charge du vent la plus défavorable sur le pignon est :

$$W_{\text{net}} = 0.369 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{s.1} = W_{\text{net}} \times d_1 = 0.369 \times 3.33 = 1.229 \text{ kN/m} \longrightarrow W_{s.L.1} = 1.229 \text{ kN/ml}$$

$$W_{s.2} = W_{\text{net}} \times d_2 = 0.369 \times 5 = 1.845 \text{ kN/m} \longrightarrow W_{s.L.2} = 1.845 \text{ kN/ml}$$

❖ Condition de flèche (Prédimensionnement) :

Pour le calcul, nous considérons le cas le plus défavorable (Pignon 1 avec $q = 1.845$ kN/ml, $d_2 = 5$ m et $h = 9$ m). Les potelets sont articulés aux extrémités. La flèche maximale est donnée par la formule :

$$f \leq f_{\text{adm}} \longrightarrow f = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{l}{200}$$

Avec :

$$\begin{cases} q = 1.845 \\ L = 9 \text{ m} \end{cases}$$

Donc :

$$I_y \geq \frac{1000 \times q \times L^3}{384 \times E} = \frac{1000 \times 1.845 \times 900^3}{384 \times 2100000} = 1667.91 \text{ cm}^4$$

D'après le tableau (Mémotech), le profilé **IPE 200** est retenu, car son $I_y = 1943.2 \text{ cm}^4$ est supérieure à l'inertie minimale requise $I_{y, \text{min}} = 1667.91 \text{ cm}^4$. La condition de flèche est donc validée.

❖ Les caractéristiques géométriques de l'IPE 200 :

D'après le tableau **MEMOTECH**, les caractéristiques du profilé choisi sont les suivantes :

Profilé	Dimensions							Caractéristique de calcul					
	h	b	tw	tf	r	P	A	I_y	$W_{pl, y}$	$W_{pl, z}$	i_z	$W_{el, y}$	$W_{el, z}$
	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm ³	cm ³
IPE 200	200	100	5.6	8.5	12	22.4	28.5	1943.2	220.6	44.6	2.24	194.3	28.46

Tableau III : Les caractéristiques géométriques de l'IPE 200

III.7.3 Evaluation des charges et surcharges :

❖ Les charges permanentes :

- Poids propre des lisses L'UPN 140

$$G_1 = 0,16 \times 5 \times 7 = \mathbf{5.6 \text{ kN}}$$

- Poids propre des panneaux sandwich (LL60) et accessoires

$$G_2 = (0,104 + 0.02) \times 5 \times 9 = \mathbf{5.58 \text{ kN}}$$

- Poids propre de potelet IPE 200

$$G_3 = 0,224 \times 9 = \mathbf{2.016 \text{ kN}}$$

$$G = G_1 + G_2 + G_3 = 13.196$$

$$G = \mathbf{13.196 \text{ Kn}}$$

❖ Combinaisons des charges

➤ L'état limite ultime « ELU »

- Suivant l'axe Z-Z :

$$Q_{uz} = 1,5 \times W_s = 1,5 \times 1.845 = \mathbf{2.768 \text{ kN/m}}$$

- Suivant l'axe Y-Y :

$$Q_{uy} = 1,35 \times G = 1,35 \times 13.196 = \mathbf{17.815 \text{ kN}}$$

➤ L'état limite de service « ELS »

- Suivant l'axe Z-Z :

$$Q_{sz} = W_s = \mathbf{1.845 \text{ kN}}$$

- Suivant l'axe Y-Y :

$$Q_{sy} = G = \mathbf{13.196 \text{ kN}}$$

III.7.4 Vérification de la flèche :

❖ La vérification à ELS :

On a : $f_z \leq f_{adm}$

$$\frac{5 \cdot Q_{sz} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq \frac{L}{200}$$

- $f_z = f_y = \frac{5 \cdot 1.845 \cdot 900^4}{384 \cdot 2100000 \cdot 1943.2} = \mathbf{3.86 \text{ cm}}$

- $f_{adm} = \frac{L}{200} = \mathbf{4.5 \text{ cm}}$

Alors : $f_z = 3.86 \text{ cm} \leq f_{adm} = 4.5 \text{ cm}$

Donc : **La flèche est vérifiée**

III.7.5 Détermination des résistances plastiques en section :

$$N_{pl.Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2850 \times 0.275}{1,1} = 712.5 \text{ kN}$$

$$M_{pl.y.Rd} = W_{pl.y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{220600 \times 0.275}{1,1} = 55.150 \text{ kN.m}$$

III.7.6 Vérification de la résistance au moment fléchissant :

Vérifiée la formule :

$$M_{y.sd} \leq M_{n.y. Rd}$$

$$\text{Si : } N_{sd} \leq \min \left[0.25N_{pl} ; 0.5 A_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \right]$$

$$M_{n.y. Rd} = M_{pl.y.Rd}$$

$$\text{Section de classe 1 : } \left\{ \begin{array}{l} \beta_A = 1 \\ \varepsilon = 1 \\ \lambda_1 = 86.78 \end{array} \right.$$

$$A_w = A - 2 \times b \times t_f = 28.5 - 2 \times 100 \times 8,5 \times 10^{-2} = 11.5 \text{ cm}^2$$

$$A_w = 11.5 \text{ cm}^2$$

$$0.25N_{pl} = 0,25 \times N_{pl.Rd} = 0,25 \times 712.5 = 178.125 \text{ KN}$$

$$0.5A_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0,5 \times \frac{1150 \times 275}{1,1} = 287.5 \text{ KN}$$

Et on a :

$$N_{sd} = 17.815 \text{ kN} < \min[178.125 \text{ KN}; 287.5 \text{ KN}] = 178.125 \text{ KN}$$

$$M_{y.sd} = \frac{2.768 \cdot 9^2}{8} = 28.026 \text{ kN.m}$$

$$\text{D'où : } M_{y.sd} = 28.026 \text{ kN.m} < M_{pl.y.Rd} = 55.150 \text{ kN.m}$$

La condition de la résistance au moment fléchissant est vérifiée

III.7.7 Vérification de la stabilité au flambement :

Vérifiée la formule :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}} + \frac{k_y \times M_{y,sd}}{W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}} + \frac{k_z \times M_{z,sd}}{W_{pl,z} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}} \leq 1$$

Avec :

$$\begin{cases} M_{z,sd} = 0 \\ \gamma_{M0} = 1.1 \end{cases}$$

❖ Calcul de $\bar{\lambda}_y$ et $\bar{\lambda}_z$:

Profil de classe 1 :

$$\begin{cases} \beta_A = 1 \\ \varepsilon = 0.924 \\ \lambda_1 = 86.78 \end{cases}$$

On a : $L_y = 9m$ et $L_z = 1,33m$.

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{9000}{82.6} = 108.95 \longrightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_A} = \frac{108.95}{86.78} \sqrt{1} = 1,25$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{1330}{22.4} = 59.375 \longrightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{59.375}{86.78} \times \sqrt{\beta_A} = \frac{35,21}{80,24} \sqrt{1} = 0,68$$

❖ Choix de la courbe de flambement correspondant à la section :

Section en H laminée IPE 200 :

$$\begin{cases} h = 200 \text{ mm}, \\ b = 100 \text{ mm}, \\ t_f = 8,5 \text{ mm}. \end{cases}$$

Donc :

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

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur de d'imperfection α
Y-Y	a	$\alpha_y = 0.21$
Z-Z	b	$\alpha_z = 0.34$

Tableau III.2 : Coefficients de flambement correspondant à la section IPE 200

❖ Calcul de $\chi_{\min}$:

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

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}}$$

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

$$\varphi_y = 0.5 [1 + 0.21 (1.25 - 0.2) + 1.25^2] = 1.39$$

$$\text{Donc : } \chi_y = 0.5$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}}$$

$$\varphi_z = 0.5 [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\varphi_z = 0.5 [1 + 0.34 (0.68 - 0.2) + 0.68^2] = 0.813$$

$$\text{Donc : } \chi_z = 0.795$$

D'où :

$$\chi_{\min} = \min (0.5 ; 0.795) \longrightarrow \chi_{\min} = 0.5$$

❖ Calcul de K_y :

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot N_{pl,Rd}} \quad \text{Avec } K_y \leq 1.5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \left[(\beta_{my} \times 2) - 4 \right] + \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}}$$

$$\mu_y = 1.25 \times [(1.3 \times 2) - 4] + \frac{220.6 - 194.3}{194.3} = -1.236$$

Donc :

$$k_y = 1 - \frac{-1.236 \times 17.815}{0.5 \times 712.5} = 1.061$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} H\beta_{MQ} = 1.3 & \longrightarrow \text{Le moment est dû à des charges transversales.} \\ \mu_y = -1.236 \leq 0.9 & \longrightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ k_y = 1.061 \leq 1.5 & \longrightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc :

$$\frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd} \cdot \gamma_{M1}}{M_{pl,y,Rd}} = \frac{17.815 \times 1.1}{0.5 \times 712.5} + \frac{1.061 \times 28.026 \times 1.1}{55.150} = 0.64 < 1$$

D'où : **La condition de la résistance au flambement est vérifiée.**

III.8 Conclusion :

L'analyse structurelle effectuée dans ce chapitre a permis de valider le dimensionnement des éléments secondaires de la structure. À l'issue des différentes vérifications réglementaires (résistance et stabilité), les profilés optimaux retenus pour garantir la sécurité de l'ouvrage sont les suivants :

- Les pannes : **IPE 180.**
- Les lisses de bardage : **UPN 140.**
- Les potelets : **IPE 200.**

Chapitre IV : Etude de plancher

IV.1 Introduction :

L'étude du plancher mixte (acier-béton) a pour but de concevoir un plan horizontal rigide capable de supporter les charges verticales (poids propre et surcharges d'exploitation) et de les transmettre efficacement aux éléments porteurs verticaux, tels que les poteaux et les palées de stabilité.

IV.2. Définition du plancher mixte :

Un plancher mixte est une structure composée d'une dalle en béton armé associée à des profilés en acier (solives). La liaison entre ces deux matériaux est assurée par des connecteurs (goujons).

Ces derniers empêchent le glissement relatif et permettent à la dalle d'être collaborant, ce qui augmente considérablement l'inertie globale et la résistance du plancher tout en optimisant les coûts.

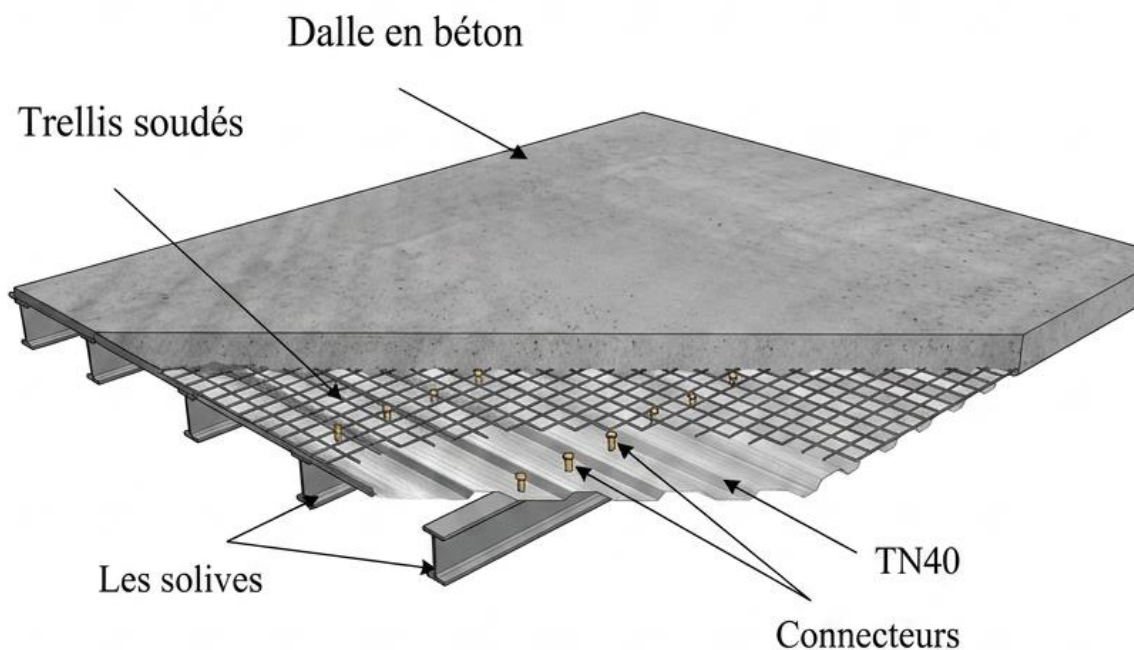


Figure IV.1 : Composantes d'un plancher mixte

IV.3. Disposition des solives :

Dans notre structure, les solives sont disposées de manière à optimiser la répartition des charges vers les poutres principales.

Pour une trame de dimensions $(6.00 \times 5.00) \text{ m}^2$, la disposition est fixée comme suit :

- **L'entre-axe des solives** : $d = 1.00 \text{ m}$.
- **La portée des solives** : $L = 6.00 \text{ m}$.
- **Nombre de solives** : On dispose 3 solives par travée (en plus des poutres secondaires aux extrémités).

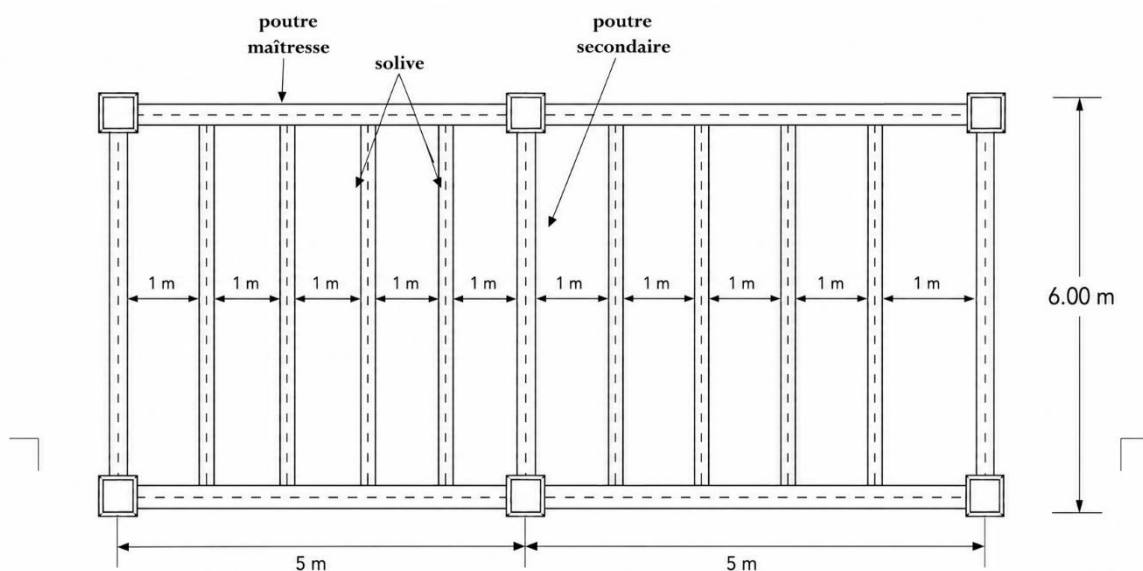


Figure IV.2 : Disposition des solives dans chaque trame

IV.4 Caractéristiques des éléments constructifs :

❖ L'acier :

On utilise des poutres en IPE, comme solives qui ont les caractéristiques suivantes :

Propriété	Symbole	Valeur	Unite
Module de YOUNG	E_a	21.10^4	Mpa
La limite élastique de traction	f_y	275	Mpa
La limite élastique de cisaillement	τ_e	$0.58.f_y$	Mpa

Tableau IV.1 : Caractéristiques de l'acier (S275)

❖ Le béton :

Pour les planchers, on utilise un béton **C25/30** d'épaisseur **e=10cm** qui ont les caractéristiques suivantes :

Propriété	Symbole	Valeur	Unite
La résistance caractéristique à la compression	f_{c28}	25	Mpa
La masse volumique	ρ	25	kN/m ³
Le module d'élasticité longitudinale	E_b	14000	Mpa
le coefficient de retrait du béton	ε	2×10^{-4}	/
le coefficient d'équivalence acier/béton	$n = \frac{E_a}{E_b}$	15	/

Tableau IV.2 : Caractéristiques de béton (C25/30)

IV.5 Vérification au stade de montage :

On va choisir l'IPE220 comme solives

❖ Les caractéristiques sont :

Profilé IPE 220	Dimensions							Caractéristique de calcul					
	h	b	tw	tf	r	P	A	I _y	W _{pl,y}	W _{pl,z}	i _z	W _{el,y}	W _{el,z}
	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm ³	cm ³
	220	110	5.9	9.2	18	26.2	33.4	2772	285	58	2.48	252	37.3

Tableau IV.3 : Caractéristiques et dimensions de l'IPE 220

IV.5.1 Evaluation des charges :

❖ Les charges permanentes G :

Désignation	Symbole	Valeur	Unité
La dalle en béton	$G_1 = \rho \cdot e$	2.5	kN/m ²
La tôle (TN40) + accessoire	G_2	0.147	kN/m ²
Treillis soudé	G_3	0.01	kN/m ²
Solive IPE220	P	0.262	kN/m

Tableau IV.4 : Les charges permanentes G

❖ Calcul G :

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) \times d + P = (2.5 + 0.147 + 0.01) \times 1,0 + 0.262 = 2,919 \text{ kN/m}$$

$$G = 2,919 \text{ kN/m}$$

❖ Les charges variables Q :

Charge concentrée de $Q'=100 \text{ Kg}$, chacune situées à $1/3$ et $2/3$ de la portée.

La charge Uniformément répartie q est obtenue en égalisant les deux moments maximums dues à Q'

$$M_{max} = \frac{Q' \times L}{3} = \frac{q \times L^2}{8}$$

$$q = \frac{8 \times Q'}{3 \times L} = \frac{8 \times 1}{3 \times 6} = 0.444 \text{ KN/m}$$

$$Q = 0.444 \text{ KN/m}$$

IV 5.2 Combinaison des charges :

Etat limite	Formule de Combinaison	Calcul détaillé	Résultat
ELS (Service)	$\Sigma G + Q$	$2,919 + 0.444$	$q_s = 3,363 \text{ Kn/m}$
ELU (Ultime)	$\Sigma \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q$	$(1,35 \times 2,919) + (1,5 \times 0.444)$	$q_u = 4,606 \text{ Kn/m}$

Tableau IV.5 : Calcul de combinaison des charges

IV 5.3 Vérification de la flèche :

❖ La vérification se fait à ELS :

On vérifie la condition suivante : $f_{\max} = \frac{5 q_s L^4}{384 E I_y} \leq f_{\text{adm}} = \frac{L}{250}$

$$f_{\max} = \frac{5 q_s L^4}{384 E I_y} = \frac{5 \cdot 3,363 \cdot 6000^4}{384 \cdot 210000 \cdot 2772 \cdot 10^4} = 9,748 \text{ mm}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{6000}{250} = 24 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = \frac{5 q_s L^4}{384 E I_y} = 9,784 \text{ mm} \leq f_{\text{adm}} = \frac{L}{250} = 24 \text{ mm}$$

Donc :

La condition vérifiée

IV.5.4 Vérification de l'effort tranchant:(cisaillement)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{Pl, Rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{4,606 \times 6}{2}$$

$$V_{sd} = 13.818 \text{ kN}$$

$$V_{Pl, Rd} = A_v \frac{f_y}{\sqrt{3} \gamma M_0}$$

Il faut déterminer la classe du profilé pour avoir la valeur de γM_0

- Détermination de la classe du profilé :

- **Âme :** $\frac{d}{t_w} = \frac{172}{5.9} = 29,15 < 72 \varepsilon$

Et : $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.92 \quad \longrightarrow \quad \text{Âme de classe 1}$

- **Semelle :** $\frac{c}{t_f} = \frac{55}{9.2} = 5,97 < 10 \varepsilon \quad \longrightarrow \quad \text{Semelle de classe 1}$

Donc :

La section est de classe 1

$$\gamma_{M0} = 1.1$$

D'où :

$$A_v = A - 2bt_f + (t + 2r) \cdot t_f$$

$$A_v = 3340 - (2 * 110 - 9.2) + (5,9 + 2 * 18)(9.2)$$

$$A_v = 3514,68 \text{ mm}^2$$

$$V_{PL,Rd} = A_v \frac{f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = 3514,68 \frac{275}{1.1 * \sqrt{3}} = 51.19 \text{ kN}$$

Donc :

$$V_{sd} = 13.818 \text{ kN} \leq V_{PL,Rd} = 51.19 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée

IV.5.5 Vérification au moment fléchissant (résistance) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$M_{sd} = \frac{q_u * L^2}{8} = \frac{4,606 * 6^2}{8}$$

$$M_{sd} = 20.727 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = W_{Ply} \frac{f_y}{\gamma M_0} = \frac{285 * 275 * 10^{-3}}{1.1}$$

$$M_{pl,rd} = 71.25 \text{ kN.m}$$

Donc:

$$M_{sd} = 20.727 \text{ kN.m} \leq M_{pl,rd} = 71.25 \text{ kN.m}$$

Condition est vérifiée

IV.6 Vérification au stade final (Après durcissement du béton) :

IV.6.1 Evaluation des charges

Désignation	Symbole	Valeur	Unite
La dalle en béton	G ₁	2.5	kN/m ²
La tôle (TN40) +accessoire	G ₂	0.15	kN/m ²
Solive IPE220	G ₃	0.262	kN/m
Revêtement de : Carrelage + Sable + mortier	G ₄	1.2	kN/m ²
Faux plafond	G ₆	0.2	kN/m ²
Cloison	G ₇	1	kN/m ²
L'enduit en mortier	G ₈	0.1	kN/m ²

Tableau IV.6 : Les charges permanentes G

❖ Les charges permanentes G :

❖ Calcul G :

$$G = (G_1 + G_2 + G_4 + G_5) \cdot d + (G_6 + G_7) \cdot h + G_3$$

$$G = (2,5 + 0,15 + 1,2 + 0,2) \cdot 1,00 + (1 + 0,1) \cdot 3,5 + 0,262$$

$$G = 8,188 \text{ kN/m}$$

❖ Les charges variables Q :

Surcharge d'exploitation : $P = 2,5 \text{ kN/m}^2$

$$Q = P \times d = 2,5 \times 1,00 = 2,5 \text{ kN/m}$$

$$Q = 2,5 \text{ kN/m}$$

IV.6.2 Combinaisons des charges

Etat limite	Formule de Combinaison	Calcul détaillé	Résultat
ELS (Service)	$\Sigma G + Q$	$8,188 + 2,5$	$q_s = 10,688 \text{ kN/m}$
ELU (Ultime)	$\Sigma \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q$	$(1,35 \times 8,188) + (1,5 \times 2,5)$	$q_u = 14,803 \text{ kN/m}$

Tableau IV.7 : Calcul de combinaison des charges

IV.6.3 Calcul de largeur efficace du béton :

$$B_{\text{eff}} = \min \left(\frac{2 \cdot l_0}{8} ; b \right)$$

Avec :

$$\begin{cases} b = 1,25 \text{ m} \\ l_0 = 6 \text{ m} \end{cases}$$

Donc :

$$B_{\text{eff}} = \min \left[\frac{2 \cdot 6}{8} ; 1,00 \right]$$

$$B_{\text{eff}} = 1,00 \text{ m}$$

IV.6.4 La position de l'axe neutre :

$$d = \left(B_{\text{eff}} \times \frac{t}{n} \right) \cdot \left(\frac{t+h}{2S} \right)$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} B_{\text{eff}} = 1 \text{ m.} \\ n = 15. \\ t = e = 10 \text{ cm} \\ S = A + \frac{B}{n} \rightarrow \text{Avec : } B = b \cdot t \end{array} \right.$$

$$S = (33.4) + \left(110 \times \frac{10}{15} \right) = 106.73 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$d = \frac{100.10}{15} \cdot \frac{10+22}{2 \cdot 106.73} = 9.994 \text{ cm}$$

$$d = 9.994 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{22}{2} = 11 \text{ cm}$$

Donc : **L'axe neutre est situé dans la semelle de l'acier.**

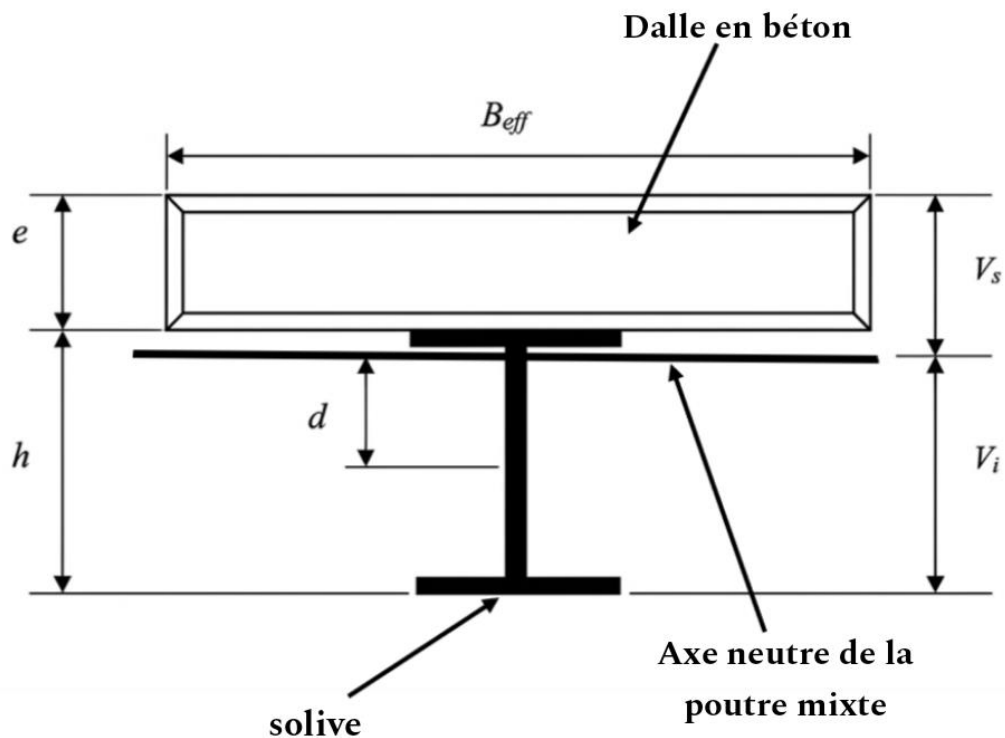


Figure IV.3 : Position de l'axe neutre

IV.6.5 L'inertie de l'ensemble poutre-dalle :

Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre (Δ) est :

$$I_{\Delta} = I_A + A \cdot d^2 + \frac{I_B}{n} + \frac{b_{eff}}{n} \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

$$\text{et } I_B = \frac{b_{eff} \cdot t^3}{12} = \frac{100 \cdot 10^3}{12} = 8333,33 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$I_{\Delta} = 2772 + 33,4(9,994)^2 + \frac{8333,33}{15} + \frac{100}{15} \left(\frac{10+22}{2} - 9,994 \right)^2 = 6904,03 \text{ cm}^4$$

$$I_{\Delta} = \mathbf{6904,03 \text{ cm}^4}$$

IV.6.6 Contrainte de flexion simple :

IV.6.6.1 Contrainte dans la poutre d'acier :

❖ **Semelle inférieure :(Traction)**

$$\sigma_{ai} = \frac{M_{max}}{I_{\Delta}} \cdot V_i$$

Avec : $V_i = \frac{h}{2} + d = \frac{22}{2} + 9,994 = \mathbf{20,994 \text{ cm}}$.

❖ **Moment fléchissant max :**

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_U \cdot l^2}{8} = \frac{14,803 \cdot (6)^2}{8} = \mathbf{66,6135 \text{ kN.m}}$$

Donc : $\sigma_{ai} = \frac{66,6135 \cdot 10^3}{6904,03 \cdot 10^4} \cdot 209,94 = \mathbf{-0,202 \text{ kN/mm}^2}$

❖ **Semelle supérieure :(Compression) :**

$$\sigma_{as} = \frac{M_{max}}{I_{\Delta}} \cdot (V_s - t) ,$$

Avec : $V_s = \frac{h}{2} + (t - d) = \frac{22}{2} + (10 - 9,994) = \mathbf{11,006 \text{ cm}}$

$$\sigma_{as} = \frac{66.6135}{6094,03 \cdot 10^{-8}} \cdot (11,006 - 10) \cdot 10^{-2} = \mathbf{0.011 \text{ kN/mm}^2}$$

Position	Formule	Résultat (kN/mm ²)	Résultat (Mpa)
Semelle inférieure (Traction)	$\sigma_{ai} = \frac{M_{\max}}{I_{\Delta}} \cdot v_i$	-0.202	-202
Semelle supérieure (Compression)	$\sigma_{as} = \frac{M_{\max}}{I_{\Delta}} \cdot (v_s - t)$	0.011	11

Tableau IV.8 : Les résultat contrainte de flexion simple acier

IV.6.6.2 Contrainte dans la dalle en béton :

❖ **Fibre supérieure (Compression) :**

$$\sigma_{bs} = \frac{M_{\max}}{n \cdot I_{\Delta}} \cdot v_s = \frac{66,6135}{15.6904,03 \cdot 10^{-8}} \cdot 11,006 \cdot 10^{-2} = 7,079 \cdot 10^{-3} \text{ kN/mm}^2$$

❖ **Fibre inférieure (Compression) :**

$$\begin{aligned} \sigma_{bi} &= \frac{M_{\max}}{n \cdot I_{\Delta}} \cdot (v_s - t) = \frac{66,6135}{15.6904,03 \cdot 10^{-8}} \cdot (11,006 - 10) \cdot 10^{-2} \\ &= 0.643 \cdot 10^{-3} \text{ kN/mm}^2 \end{aligned}$$

Fibre	Formule	Résultat (kN/mm ²)	Résultat (Mpa)
Supérieure (Compression)	$\sigma_{bs} = \frac{M_{\max}}{n \cdot I_{\Delta}} \cdot v_s$	$7,079 \times 10^{-3}$	7,079
Inférieure (Compression)	$\sigma_{bi} = \frac{M_{\max}}{n \cdot I_{\Delta}} \cdot (v_s - t)$	0.643×10^{-3}	0,643

Tableau IV.9 : Les résultat contrainte de flexion simple béton

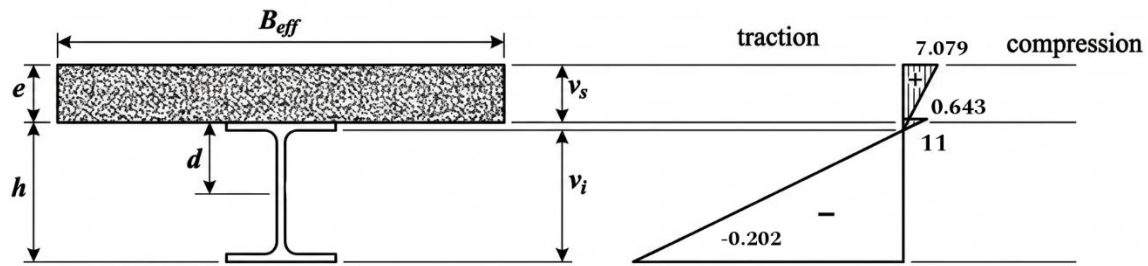


Figure IV.4 : Diagramme des contraintes de flexion simple

IV.6.7 Vérification de l'effort tranchant (cisaillement) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$\tau \leq \tau_e$$

$$V_{sd} = \frac{q_U \cdot l}{2} = \frac{14,804 \cdot 6}{2} = 44,412 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{V}{h \cdot t_w} = \frac{44.412}{220 \times 5,9} = 0,034 \text{ kN/mm}^2$$

Donc : $\tau = 0,034 \text{ kN/mm}^2 < \tau_e = 0,58 f_y = 0,159 \text{ kN/mm}^2$

La condition vérifiée

IV.6.8 Vérification de la flèche :

$$f_{\max} \leq f_{adm}$$

$$f_{\max} = \frac{5q_s l^4}{384EI_{\Delta}} = \frac{5 \times 12,344 \cdot 10^3 \times (6)^4}{384 \times 2,1 \times 10331.69} = 0,012 \text{ cm} < \frac{l}{250} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm}$$

Donc : $0.012 < 2.4$

Condition vérifiée

IV.6.9 Contraintes additionnelles de retrait :

Lors du processus de durcissement du béton, un phénomène de retrait (diminution de volume) se manifeste naturellement. Dans une structure mixte, la dalle ne peut pas se contracter librement car elle est liée mécaniquement aux poutres en acier par le biais des connecteurs. Cette liaison crée une interaction complexe : l'acier, beaucoup plus rigide, exerce une force de retenue qui s'oppose au raccourcissement du béton.

Cette opposition génère des contraintes de traction internes au sein de la dalle de béton et des contraintes de compression dans le profilé métallique. Si ces sollicitations ne sont pas correctement prises en compte lors du dimensionnement, elles peuvent entraîner une microfissuration du béton, réduisant ainsi la durabilité de l'ouvrage. De plus, il est crucial de noter que ces effets s'intensifient lorsqu'ils se conjuguent avec un gradient thermique négatif, accentuant ainsi les déformations globales de la structure.

❖ On calcul :

$$\beta = \frac{h+t}{2} = \frac{22+10}{2} = 16 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{I_a}{A_a \cdot \beta} = \frac{2772}{(33,4) \cdot (16)} = 5,187 \text{ cm}$$

$$K = \frac{A_c \cdot E_a \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot A_a}{n \cdot I_a \cdot A_a + A_c \cdot I_a + A_c \cdot A_a \cdot \beta^2} = \frac{(100 \cdot 10) (21000 \cdot 10^2) (2 \cdot 10^{-4}) (16) (33,4)}{(16 \cdot 2772 \cdot 33,4) + (100 \cdot 10) \cdot 2772 + (100 \cdot 10) \cdot 33,4 \cdot 16^2}$$

$$K = 0,175 \text{ kN/cm}^3$$

$$\text{➤ } z_1 = \frac{h}{2} + \alpha = \frac{22}{2} + 5,187 = 16,187 \text{ cm}$$

$$\text{➤ } z_2 = z_1 + t = 16,1878 + 10 = 26,187 \text{ cm}$$

$$\text{➤ } E_a \cdot \varepsilon = 210000 \times 2 \times 10^{-4} = 0.042 \text{ KN/mm}^2$$

IV.6.9.1 Dans l'acier :

❖ Semelle inférieure (Traction) :

$$\sigma_{ai} = K. (h - z_1) = 0,175. (220 - 161,8) = 10,185 \times 10^{-3} \text{ kN/mm}^2$$

❖ **Semelle supérieure (Compression) :**

$$\sigma_{as} = K. z_1 = 0,175.161,8 = 28,315 \times 10^{-3} \text{ kN/mm}^2$$

IV.6.9.2 Dans le béton :

❖ **Inférieure Fibre :**

$$\sigma_{bi} = \frac{1}{n} (E_a \varepsilon - K z_1) = \frac{1}{15} (42 - 28,315) = 0,912 \times 10^{-3} \text{ kN/mm}^2$$

❖ **Fibre supérieure :**

$$\sigma_{bs} = \frac{1}{n} (E_a \varepsilon - K z_2) = \frac{1}{15} (42 - 0,175 * 261,86) = -0,25 \text{ kN/mm}^2$$

Matériau	Emplacement	Type de contrainte	Résultat (KN/mm ²)	Résultat (Mpa)
Acier	Semelle inférieure	Traction	$10,185 * 10^{-3}$	10.19
Acier	Semelle supérieure	Compression	$28,315 * 10^{-3}$	28,315
Béton	Fibre inférieure	Compression	$0,912 * 10^{-3}$	0.912
Béton	Fibre supérieure	Traction	-0,25	-0.25

Tableau IV.10 : Récapitulatif des contraintes (acier / béton)

IV.6.10 Contraintes finales :

IV.6.10.1 Dans l'acier :

❖ Semelle inférieure (Traction)

$$\sigma_{ai} = -202 - 10.19 = -212,19 < f_y = 275 \text{ N/mm}^2$$

❖ Semelle supérieure (Compression)

$$\sigma_{as} = 11 + 28,315 = +39,315 < f_y = 275 \text{ N/mm}^2$$

IV.6.10.2 Dans le béton :

❖ Fibre inférieure (Compression)

$$\sigma_{bs} = 0.643 + 0.912 = 1.555 \text{ N/mm}^2 < 0,6 f_{c28}$$

❖ Fibre supérieure (Compression)

$$\sigma_{bi} = 7.079 + 0.25 = 7,329 \text{ N/mm}^2 < 0,6 f_{c28}$$

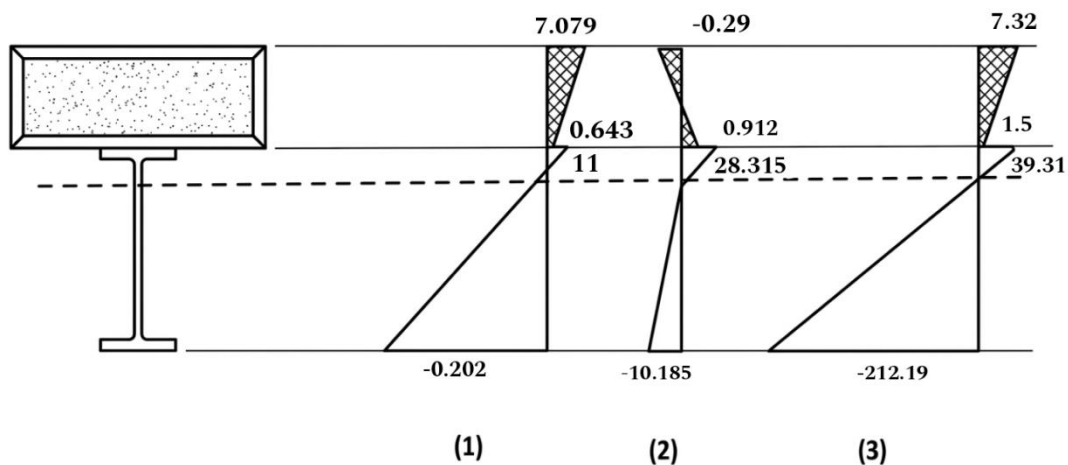


Figure IV.5 : Diagramme des contraintes finales

❖ Les diagrammes :

- (1) —————> Diagramme des contraintes de flexion simple.
- (2) —————> Diagramme des additionnelle de retrait.
- (3) —————> Diagramme des contraintes finales.

IV.7 Calcul et dimensionnement des connecteurs :

Dans une structure mixte, l'interaction entre le profilé métallique et la dalle en béton est assurée par les connecteurs. En l'absence de ces éléments, les deux composants agiraient de manière indépendante, provoquant un glissement longitudinal à leur interface lors de l'application des charges. Le rôle fondamental de la connexion est donc de garantir une liaison rigide et solidaire, permettant ainsi de transférer les efforts de cisaillement et d'optimiser la capacité portante globale de la poutre mixte.

IV.7.1 Choix des connecteurs :

Pour cela on utilise la cornière CAE 70×70×7

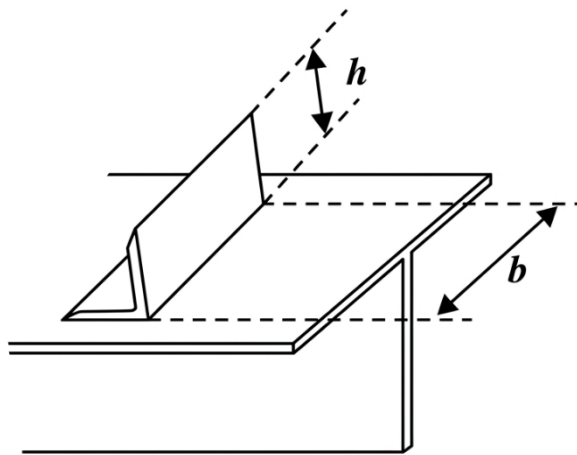


Figure IV.6 : Dimensions du connecteur

IV.7.2 Calcul du nombre de goujons :

Il doit être égale au moins à l'effet de cisaillement de calcul déterminé (*section 6.2 EC4*)

Divisé par la résistance de calcul d'un connecteur $Rd P$ (*section 6.3 (EC4)*)

Avec :

$$n_f \geq \frac{V_l}{P_{Rd}}$$

- V_{lf} : L'effort total de cisaillement longitudinal.
- P_{Rd} : La résistance de calcul du connecteur.

IV.7.3 Calcul de l'effort de cisaillement longitudinal :

L'effort total de cisaillement longitudinal de calcul Tel que :

On a : $V_l = f_{cf}$

Avec :
$$f_{cf} = \min \left\{ \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a}, \frac{0,85 \times A_c \times f_{ck}}{\gamma_l} + \frac{A_{se} \times f_{sk}}{\gamma_s} \right\}$$

- $A_a = 33,4 \text{ cm}^2$: L'aire de l'élément structural en acier
- $A_c = b_{eff} \times t = 100 \times 10 = 1000 \text{ cm}^2$: L'aire de la section efficace de béton
- $f_{ck} = 0,02 \text{ kN/mm}^2$: La résistance caractéristique sur cylindre du béton à l'âge considéré
- $A_{se} = 0$: (pas de ferrailage).
- $f_y = 0,275 \text{ kN/mm}^2$
- $\gamma_a = 1$
- $\gamma_s = 1,15$
- $\gamma_l = 1,5$

$$f_{cf} = \min \left\{ \frac{3340 \times 0,275}{1} = 918,5 \text{ kN}, \frac{0,85 \times 1250 \times 10^2 \times 0,025}{1,5} = 1416,66 \text{ kN} \right\}$$

Donc :

$V_l = 918.5 \text{ kN}$

IV.7.4 La résistance de calcul au cisaillement P_{Rd} :

$$P_{Rd} = 10 \times b \times h^{(3/4)} \times \frac{f_{ck}^{(2/3)}}{\gamma_v}$$

Avec :

- b : La longueur de la cornière.
- h : la hauteur de l'aile verticale de la cornière.
- f_{ck} : la résistance caractéristique sur cylindre du béton à l'âge considéré.
- γ_v : le facteur partiel de sécurité, pris égal à 1,25.

$$P_{Rd} = 10 \times 70 \times 70^{(3/4)} \times \frac{22^{(2/3)}}{1.25} = 106,40 kN$$

Donc :

$$n \geq \frac{V_1}{P_{Rd}} = \frac{918.5}{106,40} = 8,63$$

Alors :

$n = 9$ connecteurs

Soit **$n=9$** connecteurs sur la demi-longueur de la poutre c'est-à-dire **18** connecteurs sur la longueur totale de la poutre

IV.7.5 L'espacement des goujons :

On a : $S = \frac{L_{cr}}{n}$ Ou $L_{cr} = 0,5l$

Avec :

- S : L'espacement entre 2 goujons successifs
- L_{cr} : La longueur entre sections transversales critiques successives

- n : Nombre des goujons

$$S = \frac{L_{cr}}{n} = \frac{300}{9} = 33,33 \text{ cm}$$

On rendra :

$$S = 33,33 \text{ cm}$$

Donc :

Chaque 33,33 cm on a un goujon

IV.8. Conclusion

Cette étude a permis de valider la conception d'un plancher mixte, combinant une dalle en béton d'une épaisseur de **10 cm** et une structure porteuse constituée de solives **IPE 220**.

Pour garantir une interaction optimale et un comportement monolithique de l'ensemble, la liaison mécanique est assurée par l'installation de **18 connecteurs**. Ces derniers sont répartis de manière régulière le long de la poutre avec un espacement de **33.33 cm**, assurant ainsi la transmission efficace des efforts de cisaillement à l'interface acier-béton.

Chapitre V : Étude des escaliers

V.1 Introduction :

Les circulations verticales, et particulièrement les escaliers, constituent des éléments essentiels dans la conception d'un bâtiment ou d'un entrepôt industriel. Ils permettent d'assurer une liaison sûre et pratique entre les différents niveaux de la structure, tout en respectant les normes de sécurité en vigueur.

V.2 Définition de l'escalier :

L'escalier est un ouvrage architectural constitué d'une suite de marches, permettant de passer à pied d'un niveau à un autre dans un bâtiment.

V.2.1 Composants de l'escalier :

- **Palier** : Plate-forme horizontale située entre deux volées ou à l'arrivée d'un étage, servant de zone de repos ou de distribution.
- **Volée** : Suite ininterrompue de marches comprise entre deux paliers successifs.
- **Limon** : Pièce d'appui inclinée qui supporte les marches et les contremarches de l'escalier.
- **Garde-corps** : Barrière de protection placée sur les côtés de l'escalier pour prévenir les chutes et servir d'appui.

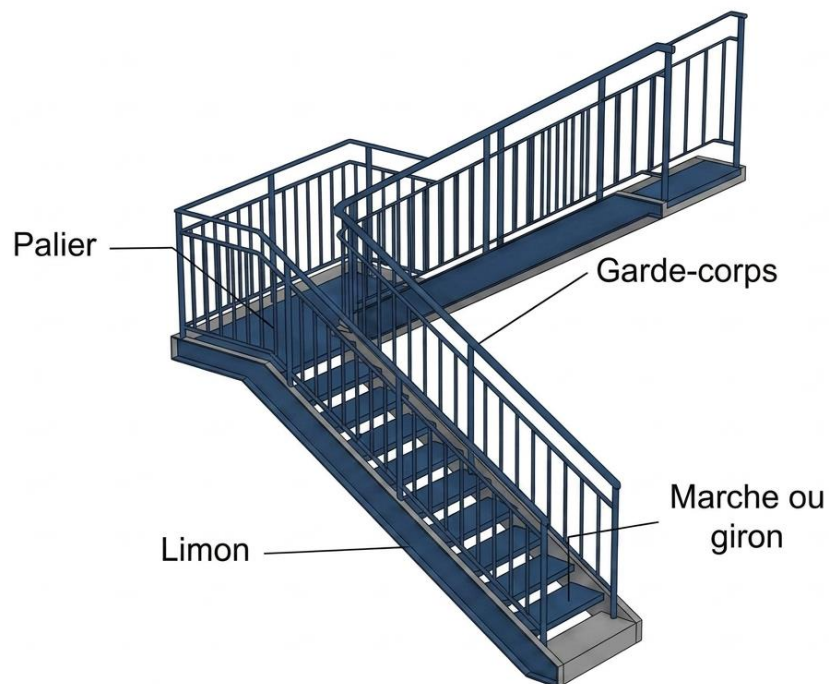


Figure V.1 : Présentation de l'escalier

V.3 Dimensionnement :

❖ Le choix de dimension :

- Hauteur de marche : $16,5 \text{ cm} < h < 18,18 \text{ cm}$
- Largeur de marche : $27 \text{ cm} < G < 30 \text{ cm}$
- Longueur de marche : $a=1,17 \text{ m}$
- Hauteur de l'étage : $H= 4.5 \text{ m}$
- On dispose 2 volées dans RDC : $\frac{h}{2} = 2.25 \text{ m}$
- Les autres étages $H= 3.5 \text{ m} : \frac{h}{2} = 1.75 \text{ m}$
- Le nombre des marches : on admet une hauteur de marche $H= 17,3 \text{ cm}$

$$N = \frac{H}{h} = \frac{450}{17,3} = 26,01 \text{ contre marche}$$

Donc : Nombre des marches = 26 marche

- Largeur de marche : $G = 360/13 = 30 \text{ cm}$
- Calcul l'Engel α :

$$\text{tg}\alpha = \frac{h}{g} = \frac{17,3}{28} \longrightarrow \boxed{\alpha = 31,7^\circ}$$

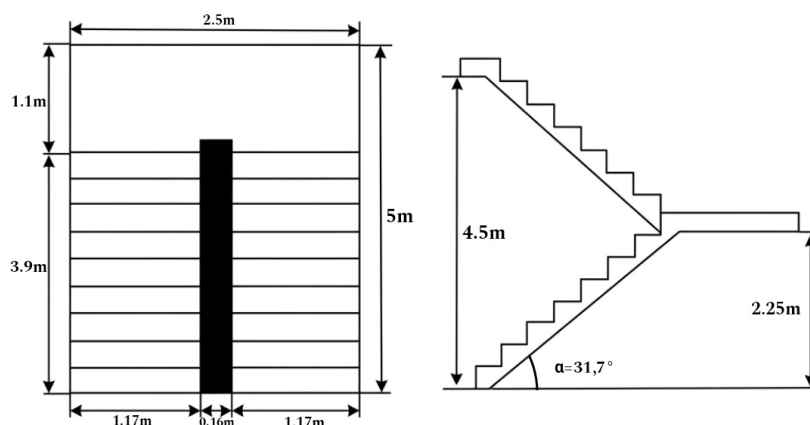


Figure V.2: Dimensionnements de l'escalier

❖ La vérification selon RONDELET :

Il faut vérifier que : $60 \text{ cm} \leq g+2.h \leq 66 \text{ cm}$

$$60 \leq 30+2.17,3 \leq 66$$

$$60 \leq 64.6 \leq 66$$

La condition est vérifiée.

V.4 Dimensionnement de cornière de support

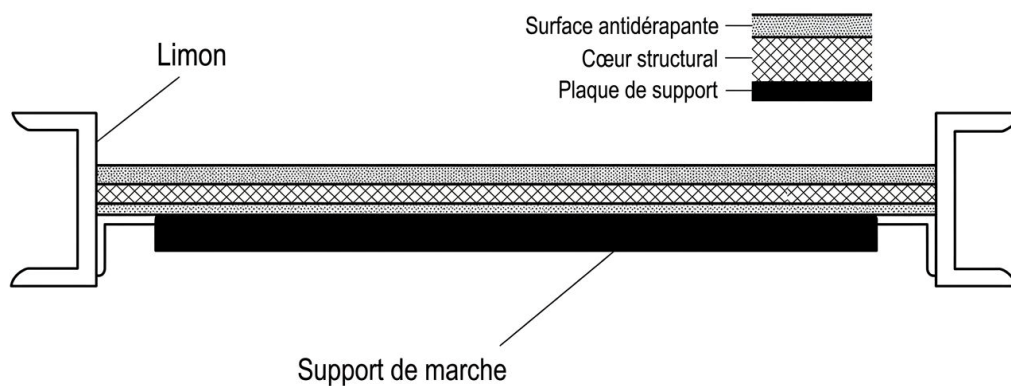


Figure V.3 : Disposition du support de marche

- La longueur de la marche $L = 1,17 \text{ m}$
- La largeur de la marche $g = 0,3 \text{ m}$

V.4.1 Evaluation des charges et surcharges :

❖ Charges permanentes :

- Coffrage perdu en tôle d'épaisseur (5mm) $G_1 = 0,45 \text{ kN/m}^2$
- Mortier de pose (20mm) $G_2 = 0,4 \text{ kN/m}^2$
- Revêtements carrelage $G_3 = 0,6 \text{ kN/m}^2$
- Poids de la cornière double $45 \times 45 \times 4.5$ (estimée) $G_4 = 0,06 \text{ kN/m}$

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) \times g + G_4 = (0,45 + 0,4 + 0,6) \times 0,3 + 0,06 = 0,495 \text{ kN/m}$$

$G = 0,495 \text{ kN/m}$

❖ Charge d'exploitation :

$$P = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = P \cdot g = 2,5 \times 0,3 = 0,75 \text{ kN/m}$$

$$Q = 0,75 \text{ kN/m}$$

V.4.2 Combinaison des charges :

❖ l'ELU :

$$q_u = \Sigma \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q = 1,35 \times 0,495 + 1,5 \times 0,75 = 1,793 \text{ kN/m}$$

❖ L'ELS :

$$q_s = G + Q = 0,495 + 0,75 = 1,245 \text{ kN/m}$$

V.4.3 Vérification de la flèche:(ELS) :

Il faut vérifier la condition : $I_y = 7,15 \text{ cm}^4 \times 2$

$$f_y = \frac{5 \cdot q_s \cdot l^4}{384 E I_y} \leq f_{ad} = \frac{L}{300}$$

$$f_y = \frac{5 \cdot 1,245 \cdot (1170)^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 7,15 \cdot 10^2 \cdot 2} = 1,01 \text{ mm} < f_{adm} = \frac{1170}{300} = 3,9 \text{ mm}$$

$$\frac{f_y}{2} = 0,505 \text{ mm} < f_{adm} = \frac{1170}{300} = 3,9 \text{ mm}$$

Donc :

La flèche est vérifiée

V.4.4 Vérification à la résistance :(ELU) :

Il faut vérifier la condition :

$$M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$$

$$M_{y.sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{1,73 \cdot (1,17)^2}{8} = 0,307 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl.Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2,2 \cdot 0,275}{1,1} = 0,55 \text{ kN.m}$$

Donc : $M_{y.sd} = 0,307 \text{ kN.m} < M_{pl.yRd} = 0,55 \text{ kN.m}$

La condition de la résistance est vérifiée

V.4.5 Vérification à l'effort tranchant :

Il faut vérifier la condition :

$$V_{sd} \leq V_{pl.rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{1,793 \cdot 1,17}{2} = 1,049 \text{ kN}$$

$$V_{pl.rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = 3,9 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{0,275 \cdot 10^6}{1,1 \cdot \sqrt{3}} = 56,29 \text{ kN}$$

Donc la condition sera : $V_{sd} = 1,049 \text{ kN} < V_{pl.rd} = 56,29 \text{ kN}$

L'effort tranchant est vérifié



La cornière 45×45×4.5 est adopté comme support de marches
(Double cornière)

V.5 Dimensionnement de limon :

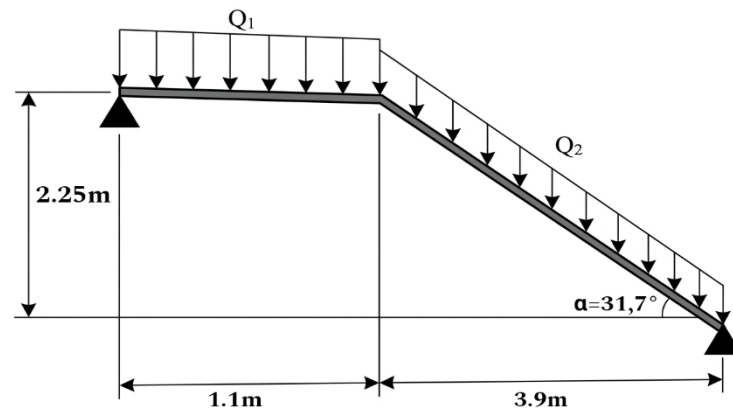


Figure V.4: La distribution des charges sur un limon

V.5.1 Détermination de la section de limon :

L'objectif de cette étape est de déterminer la section minimale du profilé **UPN** capable de supporter les charges tout en respectant les contraintes géométriques de l'escalier.

On suppose que le profilé **UPN 140** convient comme un limon.

D'après le tableau **MEMOTECH**, on adopte au minimum un **UPN 140** de $h = 160$ mm

❖ Les caractéristiques géométriques de l'UPN 140 :

D'après le tableau **MEMOTECH**, les caractéristiques du profilé choisi sont les suivantes :

Profilé	Dimensions							Caractéristique de calcul					
	h	b	tw	tf	r	P	A	I_y	$W_{pl,y}$	$W_{pl,z}$	i_z	$W_{el,y}$	$W_{el,z}$
	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm ³	cm ³
UPN 140	140	60	7	10	10	16	20.4	605	103	28.3	1.75	86.4	14.8

Tableau V.1 : Les caractéristiques géométriques de l'UPN 140

V.5.2 Évaluation des charges :**❖ Volée :****➤ Charges permanentes :**

- La tôle : $G_1 = \frac{1}{2} (0,45 \times 1,17) = 0,263 \text{ kN/ml}$
- Le mortier : $G_2 = \frac{1}{2} (0,4 \times 1,17) = 0,234 \text{ kN/ml}$
- Le revêtement : $G_3 = \frac{1}{2} (0,6 \times 1,17) = 0,351 \text{ kN/ml}$
- Le support de marche : $G_4 = \frac{1}{2} (0,03 \times 1,17 \times 12) / 3,8 = 0,055 \text{ kN/ml}$
- Le poids de UPN 140 : $G_5 = 0,16 \text{ kN/ml}$

➤ La charge G totale :

$$G_v = 0,263 + 0,243 + 0,351 + 0,055 + 0,16 = \mathbf{1,063 \text{ kN/ml}}$$

$$G_v = \mathbf{1.063 \text{ kN/m}}$$

➤ La charge d'exploitation :

$$Q_v = P \cdot g \quad \text{Avec :} \quad P = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_v = 2,5 \cdot 1,17 = \mathbf{2,925 \text{ kN/m}}$$

$$Q_v = \mathbf{2,925 \text{ kN/m}}$$

V.5.3 Combinaison des charges :**❖ L'ELU :**

$$q_u = \Sigma \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q = 1,35 \times 1,063 + 1,5 \times 2,925 = \mathbf{5,823 \text{ kN/m}}$$

❖ L'ELS :

$$q_s = G + Q = 1,063 + 2,925 = \mathbf{3,317 \text{ kN/m}}$$

V.5.4 Vérification de la flèche:(ELS) :

Il faut vérifier la condition :

$$I_y = \frac{5.3,983.(3800)^4}{384.2,1 \cdot 10^5 \cdot 12,66} = \mathbf{407,263 \text{ cm}^4}$$

$$f_y = \frac{5 \cdot q_s \cdot \cos \alpha \cdot l^4}{384 E I_y} \leq f_{ad} = \frac{L}{300} = \frac{3800}{300} = \mathbf{12,66 \text{ mm}}$$

$$Q_s = 3,988 \text{ kN/ml} \quad Q_{sx} = Q_s * \sin \alpha = \mathbf{2,095 \text{ kN/m}}$$

$$Q_{sy} = Q_y * \cos \alpha = \mathbf{3,393 \text{ kN/m}}$$

$$f_y = \frac{5.3,393. (3800)^4}{384.2,1 * 10^5. 605 * 10^4} = 7,25 \text{ mm} < f_{adm} = \frac{3800}{300} = \mathbf{12,66 \text{ mm}}$$

Donc : **La flèche est vérifiée**

V.5.5 Vérification à la résistance :(ELU) :

Il faut vérifier la condition : $M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$

$$M_{y.sd} = \frac{q_u \cdot \cos \alpha \cdot l^2}{8} = \frac{5,823.0,85(3,8)^2}{8} = \mathbf{8,93 \text{ kN.m}}$$

$$M_{pl.Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{103 * 275}{1,1} = \mathbf{25,25 \text{ kN.m}}$$

Donc : $M_{y.sd} = 8,93 \text{ kN.m} < M_{pl.yRd} = 25,25 \text{ kN.m}$

La condition de la résistance est vérifiée

V.5.6 Vérification à la compression :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$N_{rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 2040 \cdot \frac{0,275}{1,1} = \mathbf{510 \text{ kN}}$$

$$N_{sd} = Q_u \sin \alpha \cdot L = 5,823 * 0,53 * 3,8 = \mathbf{11,73 \text{ kN}}$$

Donc : $N_{sd}=11,73 \text{ kN} < N_{pl.rd} = 510 \text{ kN}$

La condition est vérifiée

V.5.7 Vérification au cisaillement :

$$V_{sd} \leq V_{pl.rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{5,823 \cdot 3,8}{2} = \mathbf{11,06 \text{ kN}}$$

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + r)t_f = 2040 - 2 \cdot 60 \cdot 10 + (7 + 10) \cdot 10 = \mathbf{1010 \text{ mm}^2}$$

$$V_{pl.rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M_0} \cdot \sqrt{3}} = 1010 \cdot \frac{275 \cdot 10^{-3}}{1,1 \cdot \sqrt{3}} = \mathbf{145,78 \text{ kN}}$$

$$V_{sd}=11,06 \text{ kN} < V_{pl.rd}=145,78 \text{ kN}$$

La condition de cisaillement est vérifiée

V.6 Calcul de la solive de palier de repos :

❖ Evaluation des charges :

✓ Charges permanentes :

- Tôle d'épaisseur (1cm) G1=0,785 kN/m²
- Mortier dépose(2cm) G2=0,4 kN/m²
- Revêtements en carrelages G3=0,6 kN/m²
- Poids de solive (UPN120) G4=10.4 kN/m²

$$G_t = 0.785 + 0.4 + 0.6 = 1.785 \text{ kN/m}^2$$

$$G = G_t \cdot 0,78 + G_4 = 1.785 \cdot 0.75 + 0.104 = 1,442 \text{ kN/m}^2$$

✓ Charge d'exploitation :

$$P = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_p = P \cdot 0,75 = 2,5 \cdot 0,75 = 1,875 \text{ kN/m}$$

$$Q_p = 1,875 \text{ kN/m}$$

V.6.1 Combinaison des charges :

➤ **L'ELU :**

$$q_u = \Sigma \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q = 1,35 \times 1,442 + 1,5 \times 1,875 = 4,76 \text{ kN/m}$$

➤ **L'ELS :**

$$q_s = G + Q = 1,442 + 1,875 = 3,317 \text{ kN/m}$$

V.6.2 Vérification de la flèche:(ELS) :

Il faut vérifier la condition :

$$f_y = \frac{5 \cdot q_s \cdot l^4}{384 E I_y} \quad , \quad f_{ad} = \frac{L}{300}$$

$$f_{ad} = \frac{L}{300} = \frac{3000}{300} = \mathbf{10 \text{ mm}}$$

$$I_y = \frac{5 \cdot 3,317 \cdot (3000)^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 10} = \mathbf{166,5 \text{ cm}}$$

D'après le catalogue de profiles lances donc on adopte **IPE 100**

$$G = 1.420 \text{ kn/m}$$

$$Q_u = 4.730 \text{ kn/m}$$

$$Q_s = 3.295 \text{ kn/m}$$

$$f_y = \frac{5.3,295. (3000)^4}{384.2,1 * 10^5. 171 * 10^4} = 9,67 \text{ mm} < f_{adm} = \frac{3000}{300} = 10 \text{ mm}$$

Donc : **la flèche est vérifiée**

V.6.3 Vérification à la résistance :(ELU) :

Il faut vérifier la condition :

$$M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$$

$$M_{y.sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{4,73. (3)^2}{8} = 5,321 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl.Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{39,4 * 27,5}{1,1} = 9,85 \text{ kN.m}$$

$$M_{y.sd}=5,321 \text{ kN.m} < M_{pl.yRd}=9,85 \text{ kN.m}$$

Donc : **La condition de la résistance est vérifiée**

Donc on adopte **IPE 100** comme solive de palier de repos

V.6.4 Vérification au cisaillement :

$$V_{sd} \leq V_{pl.rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{4,73.3}{2} = 7,095 \text{ kN}$$

$$V_{pl.rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = 466,27 \cdot \frac{275 \cdot 10^{-3}}{1,1 \cdot \sqrt{3}} = 67,30 \text{ kN}$$

$$V_{sd}=7,095 \text{ kN} < V_{pl.rd}=67,30 \text{ kN}$$

Donc :

La condition de cisaillement est vérifiée

V.7 Etude de la poutre palière :

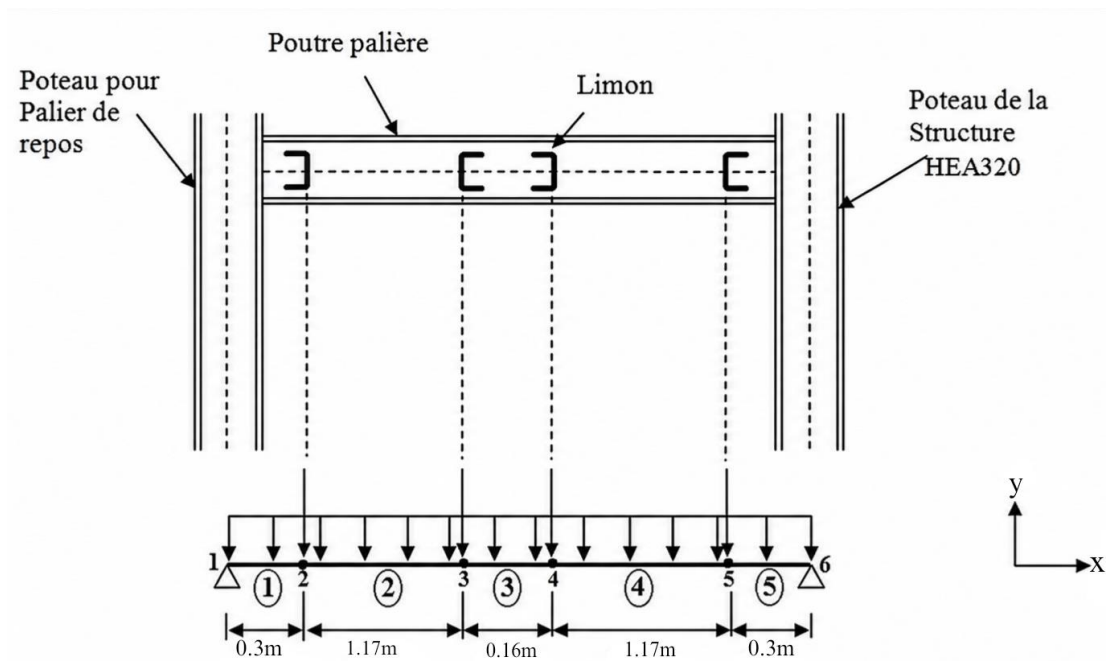


Figure V.5 : Distribution des charges sur la poutre palière

V.7.1 Evaluation de charges :

- Pour les marches : $G_m = 0,465 \text{ Kn/m}$
- Pour le palier de repos : $G_{pr} = 1,420 \text{ Kn/m}$

➤ **Palier :**

- Dalle en béton ($e_p=10$ cm) $G_1=2,5$ kN/m²
- Poids de TN40..... $G_2=0,12$ kN/m²
- Mortier de pose (2cm) $G_3=0,4$ kN/m²
- Revêtements en carrelages $G_4=0,6$ kN/m²

$$G_p=2,5+1,12+0,4+0,6=3,62 \text{ kN/m}^2$$

- Le poids de limon : $G=0,16$ kN/m²

$$G=3,62 \times 0,66 = 2,39 \text{ kN/m}^2$$

❖ Charges ponctuelles :

Les quatre limons sont assemblés avec la poutre porteuse dans quatre points, cette poutre supporte dans chaque point d'assemblage une charge ponctuelle F_{éale} à ¼ du poids propre de volée.

V.7.2 Le poids propre de volée :

- $G_1 = (0,16 \times 3 \times 2) = 0,96 \text{ kN/m}$
- $G_2 = (0,45 + 0,4 + 0,6) \times 0,3 \times 1,17 \times 12 = 6,1074 \text{ kN}$
- $G_3 = (0,03 \times 2 \times 1,17 \times 12) = 0,842 \text{ kN}$

$$G=0,96+6,107+0,842 = 7,909 \text{ kN}$$

$$F_1=7,909/4 = 1,97 \text{ kN}$$

V.7.3 Charge d'exploitation :

$$P=2,5 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_p = P \cdot 0,66 = 2,5 \cdot 0,66 = 1,65 \text{ kN/m}$$

$$Q_p = 1,65 \text{ kN/m}$$

➤ **Charge ponctuelles :**

$$F_2 = \frac{2,5 \cdot 3,8 \cdot 1,17}{4} = 2,78 \text{ kN}$$

V.7.4 La charge a ELS :

- **La Charge repartee :**

$$Q_1 = G + Q = 1,117 + 1,65 = 2,767 \text{ kN/m}$$

- **Charge ponctuelles :**

$$F = F_1 + F_2 = 1,97 + 2,78 = 4,75 \text{ kN/m}$$

V.7.5 La charge ponderer :

- **La Charge repartee :**

$$Q_2 = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 3,983 \text{ kN/m}$$

- **Charge ponctuelles :**

$$F' = 1,35 \times F_1 + 1,5 \times F_2 = 6,830 \text{ kN/m}$$

V.7.6 Vérification à la flèche :

On a quatre charges ponctuelles et des charges réparties sur la poutre (on suppose UPN 160). Pour calculer la flèche, on utilise le théorème de superposition qui annonce que la flèche totale est la somme des flèches due à chacune de ces charges. D'après l'aide de RDM, la flèche au milieu de la poutre, due à une charge ponctuelle F appliquée à une distance a de l'extrémité de la poutre :

$$f = \frac{F \cdot a}{48EI_y} (3L^2 - 4a^2)$$

Avec :

$$f_1 = \frac{F * a_1}{48EI_y} (3L^2 - 4a_1^2)$$

$$f_2 = \frac{F * a_2}{48EI_y} (3L^2 - 4a_2^2)$$

$$f_3 = \frac{F * a_3}{48EI_y} (3L^2 - 4a_3^2)$$

$$f_4 = \frac{F * a_4}{48EI_y} (3L^2 - 4a_4^2)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} a_1 = 0,22 \text{ m} \\ a_2 = 0,22 + 1,17 = 1,39 \text{ m} \\ a_3 = 1,61 \text{ m} \\ a_4 = 2,78 \text{ m} \end{array} \right.$$

On :

$$f_4 = f_1 = \frac{4,75 * 220}{48 * 2,1 * 925 * 10^4 * 10^5} (3 * 3000^2 - 4 * 220^2) = \mathbf{0,3m}$$

$$f_3 = f_2 = \frac{4,75 * 1390}{48 * 2,1 * 925 * 10^4 * 10^5} (3 * 3000^2 - 4 * 1390^2) = \mathbf{1,36m}$$

❖ La flèche due aux charges réparties :

$$f_s = \frac{5 \cdot q_s \cdot l^4}{384EI_y} = \frac{5 * 2,767 * 3000^4}{384 * 2,1 * 925 * 10^4 * 10^5} = \mathbf{1,50 \text{ mm}}$$

❖ La flèche totale :

$$F = 2f_1 + 2f_2 + f_3 = 2*0,3+2*1,36+1,50= \mathbf{4,8mm}$$

$$F = 4,8 < \frac{L}{300} = \frac{3000}{300} = \mathbf{10 \text{ mm}}$$

V.7.8 Calcul de la résistance :

$$M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$$

Calcule moment max :

$$R_a = R_b = \frac{Q_2 * L * 4 * F}{2} = \frac{3,983 * 3 + 4 * 6,830}{2} = 19,63 \text{ kN}$$

$$M_{max} = R_a (l/2) - Q_2(l/2)^2 - f'(l-a_1-a_2)$$

$$M_{max} = 19,63 * (3/2) - 3,983 * (3/8)^2 - 6,830 * (3 - 0,22 - 1,39) = \mathbf{15,47 \text{ KN.m}}$$

$$M_{pl.Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{138 * 275 * 10^{-3}}{1,1} = \mathbf{34,5 \text{ kN.m}}$$

La condition de la résistance est vérifiée

V.8 Conclusion :

Dans l'étude des escaliers, on a expliqué les raisons des dimensions envisagées en tenant compte des mesures de la cage d'escalier.

- Cornière de support **(L 45×45×4.5) *2**
- Limon **UPN 140**
- Poutre palière **IPE 160**
- Palier de repos **IPE 100**

CHAPITRES VI : Etude sismique

VI.1 Introduction

L'objectif primordial de ce chapitre est d'analyser les réponses dynamiques et de quantifier les sollicitations induites par une éventuelle activité sismique sur les différents éléments de la structure. Cette démarche vise essentiellement à garantir la sécurité des occupants et à préserver l'intégrité structurelle de l'ouvrage face aux secousses telluriques.

Notre analyse s'appuie rigoureusement sur les dispositions du nouveau Règlement Parasismique Algérien (**RPA 2024**). Ce référentiel technique définit les critères de conception et de dimensionnement nécessaires pour assurer une stabilité optimale. L'étude approfondie du comportement de la charpente métallique permettra de vérifier sa ductilité, sa capacité de dissipation d'énergie, ainsi que sa résistance globale.

Pour ce faire, le calcul sera mené en tenant compte des paramètres intrinsèques au site d'implantation, notamment la nature du sol, la zone de sismicité, ainsi que la catégorie d'importance du projet.

VI.2 Critères de classification par l'RPA 2024 :

Pour obtenir la Classification Sismique de la wilaya de Bouira ainsi que sa Zone Sismique, il convient de se référer au **RPA2024**.

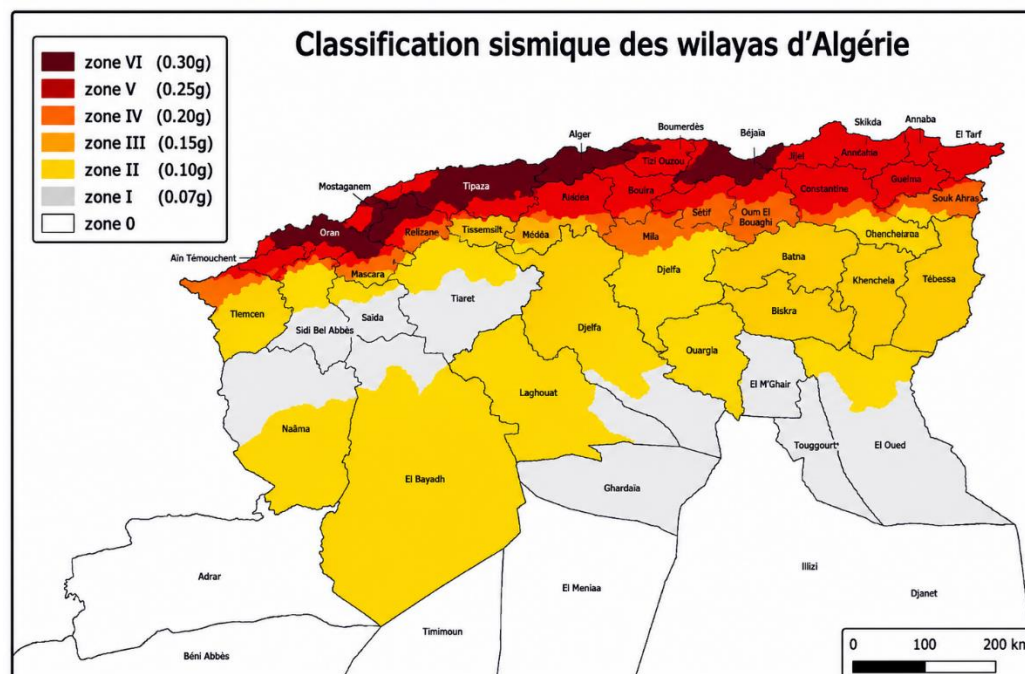


Figure VI.1 : Zonage sismique de l'Algérie

(RPA 2024, Figure 3.1, Page 47)

Sismicité	Zone	A
Très faible	0	-
Faible	I	0,07
Faible à moyenne	II	0,10
Moyenne	III	0,15
Moyenne à élevée	IV	0,20
Elevée	V	0,25
Elevée	VI	0,30

Tableau VI.1: Zones sismiques*(RPA 2024, Tableau 3.1, Page 45)*

D'après les prescriptions du **RPA 2024**, notamment la carte de zonage (**Figure VI.1**) et le tableau des zones sismiques (**Tableau VI.1**), nous constatons que la wilaya de **BOUIRA** est désormais classée en **Zone V**. Ce zonage correspond à une sismicité '**Moyenne à élever**', caractérisée par un coefficient d'accélération de zone **A = 0,25**.

VI.3 Catégories et critères de classification :

Conformément aux prescriptions techniques du **RPA 2024**, la caractérisation sismique d'un terrain repose sur une nomenclature de cinq (05) catégories distinctes, définies selon les paramètres géotechniques et les propriétés mécaniques des couches constitutives du sol. Alors que les quatre premières classes s'appuient sur une évaluation des propriétés moyennes jusqu'à une profondeur de 30 mètres, la cinquième catégorie (Ss) est réservée aux sites aux caractéristiques atypiques exigeant des études approfondies. En se référant au rapport géotechnique spécifique à notre projet, le sol en question est identifié comme un site meuble de **catégorie S3**. Ce type de terrain se distingue par la présence de couches consistantes de sables et de graviers (densité moyenne) ou d'argiles moyennement rigides sur des épaisseurs importantes. Sur le plan cinématique, ce site se caractérise par une vitesse de propagation des ondes de cisaillement (V_{s30}) comprise entre 180 m/s et 360 m/s.

VI.4 Méthode de calcul (RPA2024) :

Le calcul sismique se fait selon le Règlement parasismique Algérien RPA version 2024, qui met à notre disposition trois types d'analyses :

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

❖ Vérification de la condition d'utilisation de la M.S.E :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans la condition suivant :

- ❖ Le bâtiment étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et, en élévation prescrites, il est classé en zone de moyenne à élever sismicité (Zone IV) sa hauteur $h = 9 \text{ m}$

Donc :

$$H = 9 \text{ m} \leq 32 \text{ m}$$

Condition vérifiée

(RPA 2024, §4.1.2, Page77)

D'après la vérification de la condition exigée dans le **RPA 2024**, la méthode adoptée dans le cas de cette étude est **la méthode statique équivalente**.

VI.5 Principe de la méthode statique équivalente :

Cette méthode simplifiée simule l'impact sismique par des forces horizontales statiques appliquées suivant les axes principaux de l'ouvrage. Elle est privilégiée pour les structures régulières et simples en raison de sa facilité de mise en œuvre par rapport à l'analyse dynamique. Bien qu'elle offre une approche sécuritaire, sa pertinence dépend rigoureusement de la ductilité de la structure et du respect des détails constructifs pour pallier toute sous-estimation des efforts réels.

VI.6 La force sismique total (V) :

La force sismique totale (V), agissant à la base de la structure, doit être déterminée séparément pour chacune des deux directions horizontales orthogonales. Cette valeur est obtenue par l'application de l'équation suivante :

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot W$$

Avec :

(RPA 2024, §4.2.3, Page79)

❖ λ : Coefficient de correction.

Telle que : $\lambda = 1$ (car le bâtiment a égalé de 2 niveaux)

(RPA 2024, §4.2.3, Page79)

❖ $\frac{S_{ad}}{g} (T_0)$: spectre de calcul normalise par rapport à la valeur de I 'accélération de la pesanteur (g).

Telle que :

$$\frac{S_{ad}}{g} (T_0) = \begin{cases} A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si } 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] & \text{si } T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & \text{si } T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T} \right] & \text{si } T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

- R : Coefficient de comportement global de la structure.
- Q_F : Facteur de qualité.

❖ W : Poids total de la structure.

VI.6.1 Calcul des différents paramètres :

VI.6.1.1 Coefficient de comportement global de la structure R :

La valeur du coefficient de comportement **R** est déterminée conformément aux prescriptions du **RPA 2024 (Tableau 3.18)**. Pour une analyse précise de notre structure, nous distinguons deux valeurs de R selon les directions principales du hangar :

❖ **Sens transversal R_x (Pignon) :**

Dans cette direction, la stabilité de la structure est assurée par un système de portiques auto stables. En se référant à l'article 10 du Tableau 3.18 (Structures en acier), qui concerne les ossatures en portiques sans remplissage, nous adoptons :

$$R_x = 6.5$$

Ce coefficient élevé traduit la grande capacité de déformation ductile des cadres en acier dans ce sens.

❖ **Sens longitudinal R_y (Long-pan) :**

Pour le sens longitudinal, la résistance aux forces horizontales est confiée à un système de contreventement. Conformément à l'article 12a du même tableau, relatif aux ossatures avec palées de contreventement à barres centrées en X, la valeur retenue est :

$$R_y = 4$$

L'introduction de ces palées de stabilité justifie l'utilisation de ce coefficient pour garantir la sécurité structurelle face aux sollicitations sismiques.

(RPA 2024, Tableau3,18, Page69)

VI.6.1.2 Facteur de qualité Q_F :

Le facteur de qualité est défini par la formule :

$$Q_F = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q$$

(RPA 2024, §3,8, Page72)

En raison de la configuration spécifique de notre hangar, nous distinguons deux valeurs :

❖ **Sens transversal R_x (Pignon) :**

Dans ce sens, la structure présente une dissymétrie due à la disposition des potelets (une face avec un potelet et l'autre avec deux). Cela entraîne une pénalité pour la régularité en plan :

- Régularité en plan : **Non observée**

$$\longrightarrow P_q = 0,05$$

- Autres critères (Régularité en élévation, Redondance, etc.) : **Observés**

$$\longrightarrow P_q = 0$$

Donc :

$$Q_{F,x} = 1 + 0.05 = 1.05$$

❖ Sens longitudinal R_y (Long-pan) :

Pour le sens longitudinal, si la distribution des palées de stabilité (Contreventements en X) est uniforme et symétrique sur les deux longs-pans, nous considérons que les critères de qualité sont satisfaits :

- Régularité en plan : **Observée**

$$\longrightarrow P_q = 0$$

- Régularité en élévation : **Observée**

$$\longrightarrow P_q = 0$$

- Redondance en plan : **Observée**

$$\longrightarrow P_q = 0$$

Donc :

$$Q_{F,y} = 1 + 0 = 1.00$$

VI.6.1.3 Calcul de la période fondamentale de la structure T :

La période fondamentale de la structure est estimée par des formules empiriques ($T_{\text{empirique}}$). Pour une structure métallique (Hangar), la formule est :

$$T = C_T \cdot H_n^{\frac{3}{4}}$$

$T_{\text{empirique}}$ (s) : période fondamentale

H_n : hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$$\longrightarrow H_n = 9 \text{ m}$$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par (RPA 2024, le tableau 4.3).

Donc : $C_T = 0.085$

(RPA 2024, Tableau 4.3, Page 80)

❖ Application numérique :

$$T = 0.085 \cdot 9^{\frac{3}{4}} = 0.44 \text{ s}$$

$$T = 0.44 \text{ s}$$

❖ Calcul T_0 :

• D'après RPA 2024 :

Cas	Période à utiliser
$T_{\text{calcul}} < 1.3 T_{\text{empirique}}$	$T_0 = T_{\text{calcul}}$
$T_{\text{calcul}} \geq 1.3 T_{\text{empirique}}$	$T_0 = 1.3 T_{\text{empirique}}$

Tableau VI.2 : Valeur de la période (T_0) pour le calcul de l'effort tranchant à la base V

(RPA 2024, Tableau 4.4, Page 81)

On a : $1.3 \times T_{\text{empirique}} = 1.3 \times 0.44 = 0.572 \text{ s}$

• D'après logiciel Robot Structural Analysis (RSA) :

On a :

$$T_{\text{calcul}} = 0.69 \text{ s}$$

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas UX [kg]	Tot.mas UY [kg]	Tot.mas UZ [kg]
6/ 1	1,46	0,69	100,00	0,00	0,0	100,00	0,00	0,0	55638,17	55638,17	0,0
6/ 2	10,02	0,10	100,00	99,37	0,0	0,00	99,37	0,0	55638,17	55638,17	0,0
6/ 3	15,19	0,07	100,00	99,37	0,0	0,00	0,00	0,0	55638,17	55638,17	0,0
6/ 4	26,56	0,04	100,00	100,00	0,0	0,00	0,63	0,0	55638,17	55638,17	0,0
6/ 5	64,19	0,02	100,00	100,00	0,0	0,00	0,00	0,0	55638,17	55638,17	0,0
7/ 1	1,46	0,69	100,00	0,00	0,0	100,00	0,00	0,0	55638,17	55638,17	0,0
7/ 2	10,02	0,10	100,00	99,37	0,0	0,00	99,37	0,0	55638,17	55638,17	0,0
7/ 3	15,19	0,07	100,00	99,37	0,0	0,00	0,00	0,0	55638,17	55638,17	0,0
7/ 4	26,56	0,04	100,00	100,00	0,0	0,00	0,63	0,0	55638,17	55638,17	0,0
7/ 5	64,19	0,02	100,00	100,00	0,0	0,00	0,00	0,0	55638,17	55638,17	0,0
8/ 1	1,46	0,69	100,00	0,00	0,0	100,00	0,00	0,0	55638,17	55638,17	0,0
8/ 2	10,02	0,10	100,00	99,37	0,0	0,00	99,37	0,0	55638,17	55638,17	0,0
8/ 3	15,19	0,07	100,00	99,37	0,0	0,00	0,00	0,0	55638,17	55638,17	0,0
8/ 4	26,56	0,04	100,00	100,00	0,0	0,00	0,63	0,0	55638,17	55638,17	0,0
8/ 5	64,19	0,02	100,00	100,00	0,0	0,00	0,00	0,0	55638,17	55638,17	0,0

Tableau VI.3 : Résultats de l'analyse modale (Périodes, fréquences et masses cumulées).

D'où : $T_{\text{calcul}} = 0.69 \text{ s} \geq 1.3 T_{\text{empirique}} = 0.572 \text{ s}$

Donc : $T_0 = 1.3 T_{\text{empirique}} = 0.572 \text{ s}$

VI.6.1.4 Classification du site et paramètres du spectre

Le choix du site est primordial pour définir l'amplification des secousses sismiques transmises à la structure. En se basant sur les données géotechniques (sol argileux), le terrain est classé comme **Site Meuble (S₃)** selon les critères du **RPA 2024**.

Étant donné que le projet est situé en **Zone IV**, nous utilisons le **Spectre de Type 1**. Les paramètres correcteurs extraits du **RPA 2024, Tableau 3.4** pour un site **S3** sont les suivants :

- Facteur d'amplification du sol : **S = 1.30**
- Période caractéristique $\left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.60 \text{ s} \\ T_3 = 2.00 \text{ s} \end{array} \right.$

VI.6.1.5 Calcul du spectre de calcul normalise par rapport I 'accélération de la pesanteur :

❖ Vérification du domaine de la période (T) :

La période fondamentale calculée précédemment est $T = 0,44 \text{ s}$. En comparant cette valeur aux périodes caractéristiques du site S_3 :

$$T_1(0.15 \text{ s}) \leq T(0.44 \text{ s}) < T_2(0.60 \text{ s})$$

Cette condition confirme que notre structure se situe dans la zone du plateau du spectre, là où l'accélération sismique est maximale, ce qui correspond à la configuration de calcul la plus sécuritaire.

Donc : $\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right]$

Avec :

- **A = 0,25** : Coefficient d'accélération (Zone V).
- **I = 1,00** : Facteur d'importance (Groupe 2).

Ce coefficient reflète le niveau de protection requis pour l'ouvrage en fonction de sa destination et de son importance sociale ou économique. Notre hangar est classé dans le Groupe d'usage 2 (Ouvrages d'importance moyenne), englobant les bâtiments industriels et commerciaux courants. Conformément aux dispositions du **RPA 2024 (Tableau 3.3)**, la valeur retenue pour ce coefficient est : **I = 1,00**

- **S = 1,30** : Facteur d'amplification du site (S_3).
- **$\eta = 1,00$** : Facteur de correction d'amortissement (pour un amortissement critique $\xi = 5\%$).

Telle que :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = \sqrt{\frac{7}{2+5}} = \sqrt{1} = 1$$

➤ **Application numérique :**

Étant donné que le coefficient de comportement R et le facteur de qualité Q diffèrent selon la direction, nous calculons deux valeurs :

❖ **Sens transversal (Pignon) :**

$$\text{Avec : } \begin{cases} R_x = 6,5 \\ Q_x = 1,05 \end{cases}$$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = 0.572 \times 0.25 \times 1 \times 1.3 \times \left[2.5 \times \frac{1.05}{6.5} \right] \approx \mathbf{0.075}$$

❖ **Sens Longitudinal (Long-pan) :**

$$\text{Avec : } \begin{cases} R_y = 4 \\ Q_y = 1 \end{cases}$$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = 0.572 \times 0.25 \times 1 \times 1.3 \times \left[2.5 \times \frac{1}{4} \right] \approx \mathbf{0.116}$$

➤ **Analyse des coefficients d'accélération :**

D'après vos applications numériques, les valeurs de l'accélération spectrale calculées sont les suivantes :

❖ **Sens Transversal (Pignon) : $\frac{S_{ad}}{g} = 0,075$**

Cela signifie que la structure doit être dimensionnée pour supporter une force sismique horizontale équivalente à **7.5%** de son poids total (**W**) dans ce sens.

❖ **Sens Longitudinal (Long-pan) : $\frac{S_{ad}}{g} = 0.116$**

Ici, la sollicitation est plus importante : la force sismique représente **11.6%** du poids total (**W**).

VI.6.1.6 Calcul poids total (W):

La loi :

$$W = G + \beta Q$$

Avec : $\beta = 0.3$ $\longrightarrow$ le coefficient de pondération
 $Q = 60 \times 2.5 = 150 \text{ kN}$ $\longrightarrow$ 2.5 : Valeur de la surcharge d'exploitation
 G $\longrightarrow$ Charges permanentes

➤ **Calcule G :**

L'estimation des charge permanentes de la structure s'effectue par une approche analytique segmentée en deux étapes distinctes :

- **Étape 1 :** Évaluation de l'ossature primaire (Charpente du Hangar).
- **Étape 2 :** Évaluation de la structure secondaire (Plancher de la Mezzanine).

❖ **Étape 1 (Charpente du Hangar) $G_{1, \text{TOT}}$:**

- **Les Poteaux (HEA 200) :** $0.423 \times 8 \times 18 = 60.912 \text{ kN}$
- **Les Potelets (IPE 200) :** $(0.224 \times 9) + (0.224 \times 2 \times 8.5) = 5.824 \text{ kN}$
- **Les Sablières (HEA 140) :** $0.314 \times 6 \times 16 = 30.144 \text{ kN}$
- **Les Traverses (IPE 300) :** $0.422 \times 5.1 \times 18 = 39.78 \text{ kN}$
- **Les Pannes (IPE 180) :** $0.118 \times 10 \times 48 = 90.24 \text{ kN}$
- **Les Lisses (UPN 140) :** $(0.204 \times 7 \times 48 \times 2) + (0.204 \times 7 \times 10 \times 2) = 165.648 \text{ kN}$
- **Les liernes (tube plan 10mm) :** Les liernes = **1.197 kN**
- **Couverture Toiture (TL 75) :** $0.142 \times 48 \times 10.2 = 69.523 \text{ kN}$
- **Bardage des Parois (LL 60) :** $(0.107 \times 48 \times 10 \times 2) + (0.107 \times 10 \times 8 \times 2) = 119.84 \text{ kN}$
- **Contreventement de Toiture (50 × 50 × 5) :** $0.0377 \times 16 \times 6.46 = 3.896 \text{ kN}$
- **Contreventement de Parois (80 × 80 × 8) :** $(0.0963 \times 8 \times 7.5) \times 2 + (0.0963 \times 8 \times 6.95) \times 2 = 22.264 \text{ kN}$
 $\longrightarrow = 692.428 \text{ kN}$
- **Accessoires :** 5% de 692.428 = **34.621 kN**

$$G_{1, \text{TOT}} = 727.049 \text{ kN}$$

❖ Étape 2 (Plancher de la Mezzanine) $G_{2, \text{TOT}}$:

- Les solives (IPE 220) : $0.262 \times 6 \times 8 = 12.576 \text{ kN}$
- Les poutres secondaires (IPE 240) : $0.307 \times [(3 \times 6) + (4 \times 5)] = 11.666 \text{ kN}$
- Poteaux (IPE 200) : $0.224 \times 4.5 = 1.008 \text{ kN}$
- Dalle béton épaisseur 10mm (25/30) : $60 \times 0.10 \times 25 = 150 \text{ kN}$
- Coffrage perdu (TN40) : $60 \times 0.15 = 9 \text{ kN}$
- Treillis soudés : $60 \times 0.05 = 3 \text{ kN}$

$$\longrightarrow = 187.25 \text{ kN}$$

- Accessoires : 5% de 187.25 = 9.36 kN

$$G_{2, \text{TOT}} = 196.61 \text{ kN}$$

D'où: $G_{1, \text{TOT}} + G_{2, \text{TOT}} = G_{\text{TOT}}$

$$G_{\text{TOT}} = 923.659$$

Donc :

$$W = 923.659 + (150 \times 0.3)$$

$$W = 953.659 \text{ kN}$$

D'après les résultats obtenus par le logiciel Robot Structural Analysis, le poids total des deux étages est :

$$G = 936,24 \text{ kN}$$

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	lx [kgm2]	ly [kgm2]	lz [kgm2]	ex0 [m]	ey0 [m]	ex2 [m]	ey2 [m]
1/ 1	Etage 1	70200,94	,00 41,51 4,11	,00 23,95 2,62	8108407,89	551705,40	8479149,77	0,00	17,56	0,0	0,0
1/ 2	Etage 2	23424,85	,16 24,41 7,73	,00 24,13 7,73	5589617,75	393776,22	5896058,02	0,16	0,28	0,0	0,0
2/ 1	Etage 1	70200,94	,00 41,51 4,11	,00 23,95 2,62	8108407,89	551705,40	8479149,77	0,00	17,56	0,0	0,0
2/ 2	Etage 2	23424,85	,16 24,41 7,73	,00 24,13 7,73	5589617,75	393776,22	5896058,02	0,16	0,28	0,0	0,0
3/ 1	Etage 1	70200,94	,00 41,51 4,11	,00 23,95 2,62	8108407,89	551705,40	8479149,77	0,00	17,56	0,0	0,0
3/ 2	Etage 2	23424,85	,16 24,41 7,73	,00 24,13 7,73	5589617,75	393776,22	5896058,02	0,16	0,28	0,0	0,0
4/ 1	Etage 1	70200,94	,00 41,51 4,11	,00 23,95 2,62	8108407,89	551705,40	8479149,77	0,00	17,56	0,0	0,0
4/ 2	Etage 2	23424,85	,16 24,41 7,73	,00 24,13 7,73	5589617,75	393776,22	5896058,02	0,16	0,28	0,0	0,0
5/ 1	Etage 1	70200,94	,00 41,51 4,11	,00 23,95 2,62	8108407,89	551705,40	8479149,77	0,00	17,56	0,0	0,0
5/ 2	Etage 2	23424,85	,16 24,41 7,73	,00 24,13 7,73	5589617,75	393776,22	5896058,02	0,16	0,28	0,0	0,0
6/ 1	Etage 1	0,0	0,0 0,0	0,0 0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
6/ 2	Etage 2	0,0	0,0 0,0	0,0 0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
7/ 1	Etage 1	0,0	0,0 0,0	0,0 0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
7/ 2	Etage 2	0,0	0,0 0,0	0,0 0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
8/ 1	Etage 1	0,0	0,0 0,0	0,0 0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
8/ 2	Etage 2	0,0	0,0 0,0	0,0 0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Tableau VI.3 : Résumé des charges permanentes et poids total de la structure.

Donc : $W = 936.24 + (150 \times 0.3)$

$$W = 981.24 \text{ kN}$$

On constate que les résultats du calcul manuel ($W = 953,659 \text{ kN}$) et ceux du logiciel Robot ($W = 981,24 \text{ kN}$) sont très proches. Pour la suite de nos calculs, nous adopterons la valeur donnée par le logiciel, soit $W = 981,24 \text{ kN}$

IV.6.1.7 Calcul de la force sismique total :

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot W$$

❖ Sens Transversal (Pignon) V_x :

$$V_x = 1 \times 0,131 \times 0.572 \times 981.24$$

$$V_x = 70.155 \text{ kN}$$

❖ Sens Longitudinal (Long-pan) V_y :

$$V_y = 1 \times 0.203 \times 0.572 \times 936.258$$

$$V_y = 108.714 \text{ kN}$$

VI.7 Vérification de la structure :

VI.7.1 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

$$V = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

$$F_t = 0 \longrightarrow T_0 = 0,32 < 0,7 \text{ s}$$

$$F_i = \frac{(v - F_t) w_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n w_j \cdot h_j}$$

(RPA 2024, 4.4, Page 81)

❖ Sens Transversal (Pignon) :

Niv	h_i	w_i	$w_i \cdot h_i$	F_i	$V_{(p)}$ (kN)	M (kN)
1	9	747	6723	59.107	59.107	531.963
2	4.5	279.248	1256.616	11.048	70.155	874.660

❖ Sens Longitudinal (Long-pan) :

Niv	h_i	w_i	$w_i \cdot h_i$	F_i	$V_{(p)}$ (kN)	M (kN)
1	9	747	6723	91.594	91.594	824.346
2	4.5	279.248	1256.616	17.12	108.714	1313.559

❖ Interprétation des résultats

L'analyse des tableaux de distribution de la force sismique (selon les deux sens : Transversal et Longitudinal) permet de tirer les conclusions suivantes :

- **Distribution de la force latérale (F_i) :**

On remarque que la force sismique F_i est plus importante au niveau supérieur (Niveau 1, $h = 9\text{m}$) qu'au niveau intermédiaire. Cela est conforme au principe de la méthode statique équivalente du RPA 2024, où la force est proportionnelle à la hauteur et à la masse de chaque niveau.

- **Effort tranchant aux étages (V_p) :**

Les valeurs de l'effort tranchant V_p augmentent au fur et à mesure que l'on descend vers la base de la structure.

- ✓ **À la base ($h = 0$) :** l'effort tranchant cumulé doit être égal à la résultante des forces sismiques calculée précédemment (V). Ce sont ces efforts qui seront utilisés pour vérifier le cisaillement dans les poteaux et les systèmes de contreventement (palées de stabilité).

- **Moment de renversement (M) :**

Le moment fléchissant M est maximal au niveau de l'encastrement (la base).

- ✓ Dans le sens longitudinal, le moment de renversement total est de 1313.559 kN.m.

- ✓ Ces valeurs de moments seront injectées dans les combinaisons d'actions, pour vérifier la stabilité au renversement de l'ouvrage et le dimensionnement des fondations.

VI.8 Conclusion

En conclusion, l'analyse sismique rigoureuse selon le RPA 2024 a permis de valider la stabilité globale du hangar. La convergence entre les calculs manuels et la modélisation numérique ($W \approx 981 \text{ kN}$) confirme la fiabilité des données de base.

Grâce à la distribution précise des efforts tranchants et des moments de renversement, nous avons pu justifier l'efficacité du système de contreventement choisi. Cette étape est cruciale, car elle nous fournit les sollicitations réelles nécessaires pour procéder au dimensionnement sécuritaire des éléments structuraux et des assemblages dans la suite de notre étude.

CHAPITRES VII : Etude de Contreventement Et stabilité

VII.1 Introduction :

Le rôle principal des dispositifs de contreventement est d'assurer la stabilité globale de l'ouvrage en absorbant les actions horizontales, principalement celles générées par le vent. Ces mécanismes assurent le transfert direct de ces sollicitations jusqu'aux infrastructures de fondation.

❖ Configuration du système

Pour une structure métallique type hangar, la stabilisation est organisée dans deux plans distincts :

- **En toiture (Plan horizontal/incliné) :** Utilisation de poutres au vent situées dans le plan des versants.
- **En façade (Plan vertical) :** Installation de palées de stabilité positionnées au niveau des pignons et des longs-pans.

❖ Morphologie et choix techniques :

Les structures de stabilisation peuvent adopter diverses géométries selon les contraintes architecturales ou mécaniques (profils en **X**, **K**, **V** ou **V renversé**). Dans le cadre de ce projet spécifique, le choix s'est porté sur une configuration en **X** (croix de Saint-André) pour les poutres au vent et les palées de stabilité.

❖ Analyse selon les directions :

La résistance aux efforts horizontaux est répartie comme suit :

- **Sens Longitudinal :** La rigidité est garantie par la combinaison des poutres au vent et des palées de stabilité verticales.
- **Sens Transversal :** La stabilité est assurée par la rigidité propre des portiques auto-stables ordinaires.

VII.2. Contreventement de la toiture (poutre au vent) :

La stabilisation de la structure au niveau du comble est assurée par des dispositifs de contreventement installés parallèlement aux versants de la toiture. Ces éléments sont préférentiellement implantés dans les travées de rive afin de constituer un cadre rigide dès les extrémités du bâtiment.

Les diagonales de ces poutres, généralement conçues à partir de cornières, sont solidarisées aux traverses (ou aux fermes) de la charpente. La fonction principale de ce système

est de capter les sollicitations horizontales dues au vent agissant sur les pignons, pour les acheminer ensuite vers les palées de stabilité verticales.

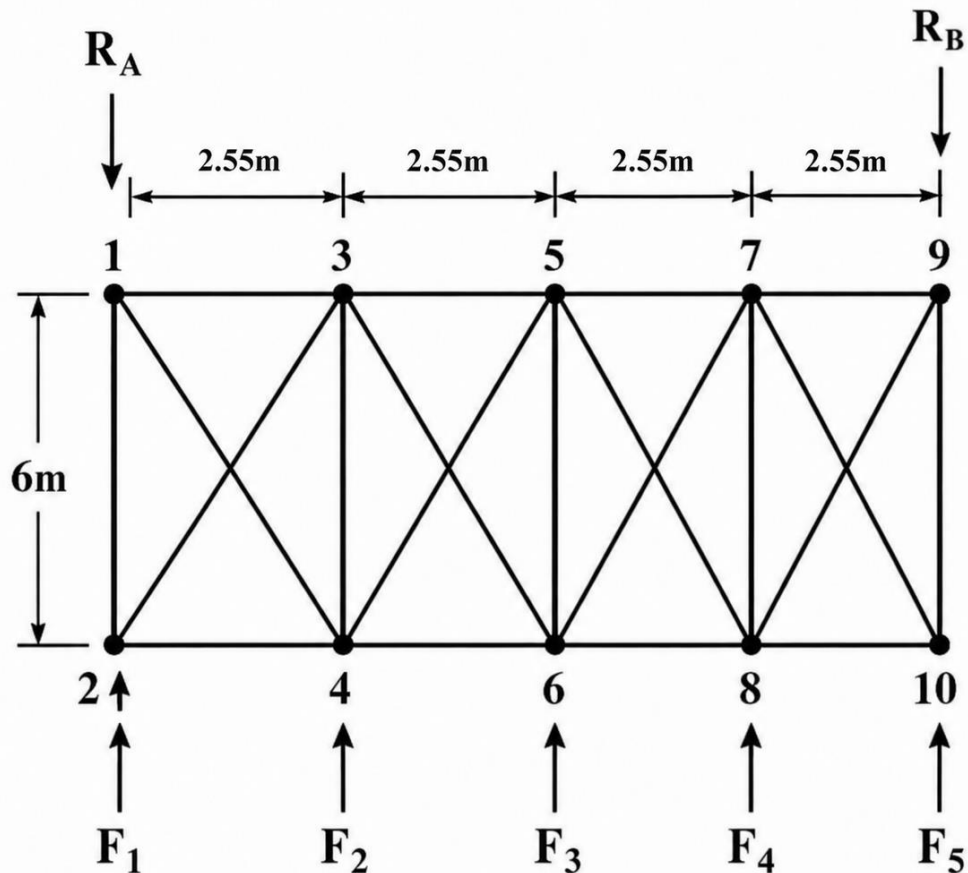


Figure VII.1 : Schématisation des efforts sur la poutre au vent

VII.2.1 Évaluation des actions horizontales :

Afin de dimensionner les éléments de contreventement, il est nécessaire de déterminer l'effort horizontal global agissant sur la structure. Cet effort, noté (F_i), correspond à la force transmise par le vent au niveau de chaque nœud de la poutre au vent.

L'expression mathématique pour le calcul de cet effort est la suivante :

$$F_i = (V_e \times S_i) + \frac{F_{fr}}{n}$$

Avec :

- F_i : Représente l'effort horizontal au nœud considéré (i).
- V_e : La pression dynamique du vent extrême appliquée sur le pignon, soit 1,536 kN/m².

- S_i : La surface d'influence revenant au nœud i (surface exposée au vent).
- F_{fr} : La force de frottement exercée par le vent sur les parois verticales (long-pans).
- n : Le nombre de nœuds de treillis de la poutre au vent.

VII.2.1.1 Calcul de force de frottement :

Conformément au règlement **RNV 2013**, on calcul :

- **Rapport longueur/largeur :** $\frac{d}{b} = \frac{48}{10} = 4.8 > 3$
- **Rapport longueur/hauteur :** $\frac{d}{h} = \frac{48}{9} = 5.33 > 3$

- **Analyse des résultats :**

Les deux rapports sont supérieurs à **3**. Par conséquent, l'une des conditions du règlement est largement vérifiée, ce qui rend l'intégration des forces de frottement obligatoire pour le calcul des efforts horizontaux.

- **Paramètres de calcul :**

Le revêtement (bardage et couverture) présentant des nervures perpendiculaires à la direction du vent, l'état de surface est classé comme "très rugueux". Le coefficient de frottement correspondant est :

$$C_f = 0.04$$

(RNV 2013, Partie II, Tableau 2.8, Page 59)

- ❖ **Pour la toiture :**

$$S_{fr} = 48 \cdot \frac{10}{\cos 11.31} = 489.505 \text{ m}^2$$

$$F_{fr} = q_{dy} \times C_{fr} \times S_{fr} = 1,536 \times 0,04 \times 489,505 = \mathbf{30,075 \text{ kN}}$$

- ❖ **Pour la paroi verticale :**

$$S_{fr} = 48 \times 8 \times 2 = 768 \text{ m}^2$$

$$F_{fr} = q_{dy} \times C_{fr} \times S_{fr} = 0,679 \times 0,04 \times 768 = \mathbf{20,858 \text{ kN}}$$

Donc :

$$\text{La force de frottement : } F_{fr} = 30,075 + 20,858 = \mathbf{50.933 \text{ kN}}$$

- ❖ **Les résultats de F_i :**

$$\text{On a : } \begin{cases} F_{fr} = 50,933 \text{ kN} \\ V_e = 1.536 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

Donc :

- $F_1 = (V_e \times S_1) + \frac{F_{fr}}{n} = \left(1.536 \cdot \frac{8}{2} \cdot \frac{2.55}{2}\right) + \frac{50,933}{8} = 14,2 \text{ kN}$
- $F_2 = (V_e \times S_2) + \frac{F_{fr}}{n} = \left(1.536 \cdot \frac{8.45}{2} \cdot 2.55\right) + \frac{50,933}{4} = 29,282 \text{ kN}$
- $F_3 = (V_e \times S_1) + \frac{F_{fr}}{n} = \left(1.536 \cdot \frac{8.9}{2} \cdot 2.55\right) + \frac{50,933}{4} = 30,163 \text{ kN}$

Donc :

$$\sum \vec{F}_{ext} = 0$$

$$R_A = R_B = \frac{(F_1 + F_2) \times 2 + F_3}{2} = 73,645 \text{ kN}$$

VII.2.2 Effort de traction dans les diagonales :

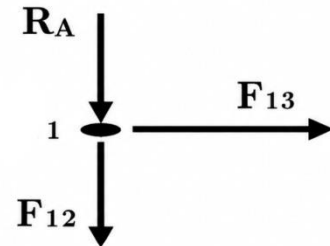
On a :

$$\tan \alpha = \frac{6}{2.55} = 2,353$$

$$\alpha = 67^\circ$$

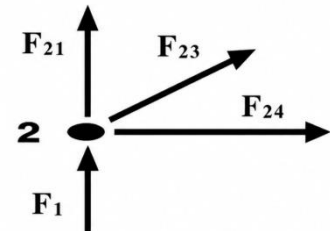
• Nœud 1 :

$$\begin{cases} Y \rightarrow -R_A - F_{12} = 0 \rightarrow F_{12} = -73,645 \text{ kN} \\ X \rightarrow F_{13} = 0 \end{cases}$$



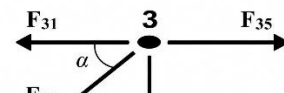
• Nœud 2 :

$$\begin{cases} Y \rightarrow F_1 + F_{21} + F_{23} \cdot \sin \alpha = 0 \rightarrow F_{23} = 59.445 \text{ kN} \\ X \rightarrow F_{24} + F_{23} \cdot \cos \alpha = 0 \rightarrow F_{24} = -23.227 \text{ kN} \end{cases}$$



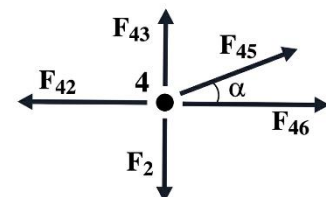
• Nœud 3 :

$$\begin{cases} Y \rightarrow F_{34} - F_{32} \cdot \sin \alpha = 0 \rightarrow F_{34} = -65.101 \text{ kN} \\ X \rightarrow F_{35} - F_{31} - F_{32} \cdot \cos \alpha = 0 \rightarrow F_{35} = 23.22 \text{ kN} \end{cases}$$



• Nœud 4 :

$$\begin{cases} Y \rightarrow F_2 + F_{43} + F_{45} \cdot \sin \alpha = 0 \rightarrow F_{45} = -127.242 \text{ kN} \\ X \rightarrow F_{46} - F_{42} + F_{45} \cdot \cos \alpha = 0 \rightarrow F_{46} = 26.49 \text{ kN} \end{cases}$$



D'où :

L'effort extrême dans les diagonales est de :

$$N_{sd} = 127.242 \text{ kN}$$

VII.2.3 Dimensionnement des diagonales :

❖ Section des diagonales :

On a :

$$A \geq \frac{N_{sd}}{f_y} = \frac{127.242}{27.5} = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$A \geq 4.62 \text{ cm}^2$$

Donc :

On prend une cornière (**L50×50×5**) de section **A= 4.80 cm²** avec des boulons ordinaires de **ϕ = 12 mm** et de classe **8.8**.

❖ Vérification des diagonales à la traction :

Il faut vérifier que :

$$N_{t,sd} \leq N_{Rd}$$

On a : $N_{Rd} = \min (N_{pl}; N_u; N_{net})$

- $N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$
- $N_u = \frac{0.9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}}$
- $N_{net} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M0}}$

Avec :

$$\left[\begin{array}{l} \gamma_{M0} = 1.1 \\ \gamma_{M2} = 1.25 \\ f_y = 275 \text{ N/mm}^2 \\ f_u = 430 \text{ N/mm}^2 \end{array} \right.$$

$$A = 4.80 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{net}} = A - A_b = 4.80 - (0.5 \times 1.3) = 4.15 \text{ cm}^2$$

- **Application numérique :**

$$N_{\text{pl}} = \frac{480 \times 275}{1,1} = 120 \text{ kN}$$

$$N_{\text{u}} = \frac{0,5 \times 415 \times 430}{1,25} = 71.380 \text{ kN}$$

$$N_{\text{net}} = \frac{415 \times 275}{1,1} = 125 \text{ kN}$$

D'où : $N_{\text{Rd}} = \min (120 ; 71.380 ; 125)$

$$N_{\text{Rd}} = 71.380 \text{ kN}$$

Alors :

$$N_{\text{t,sd}} = 127.242 \text{ kN} > N_{\text{Rd}} = 71.380 \text{ kN}$$

Donc :

N'est pas vérifié, on augmente la section

On choisit la cornière (**L50×50×8**)

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Section } A = 7.41 \text{ cm}^2 \\ \text{Boulons ordinaires } \phi = 12 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Avec

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 7.41 \text{ cm}^2 \\ A_{\text{net}} = A - A_b = 7.41 - (0.8 \times 1.3) = 6.36 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

- **Application numérique :**

$$N_{\text{pl}} = \frac{741 \times 275}{1,1} = 185.25 \text{ kN}$$

$$N_{\text{u}} = \frac{0,8 \times 636 \times 430}{1,25} = 175.027 \text{ kN}$$

$$N_{\text{net}} = \frac{636 \times 275}{1,1} = 159 \text{ kN}$$

D'où : $N_{\text{Rd}} = \min (185.25 ; 175.027 ; 159)$

$$N_{\text{Rd}} = 159 \text{ kN}$$

Alors :

$$N_{\text{t,sd}} = 127.242 \text{ kN} < N_{\text{Rd}} = 159 \text{ kN}$$

Donc :

La cornière (L50×50×8) est vérifiée comme diagonale pour la poutre au vent.

VII.3 Vérification de la membrure inférieure :

La sablière est sollicitée à un effort de compression N_{sd} et à un moment de flexion $M_{\text{sd,y}}$ dû à son poids propre.

Profilé	Acier	Effort de compression	Poids propre
HEA 140	S275 $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$	$N_{\text{sd}} = 73.645 \text{ kN}$	$G = 24.7 \text{ Kg/m}$

Tableau VII.1: caractéristique profilé HEA 140

❖ **Moment de flexion :**

$$M_{\text{sd,y}} = \frac{G \cdot L^2}{8} = \frac{0.247 \times 6^2}{8} = 1,11 \text{ KN.m}$$

❖ **Classe du profilé :**

D'après les élancements de l'âme et de la semelle pour un HEA 140 en S275 :

- Ame : $\frac{b}{t_w} = 25.45 < 66,5$ Classe 1.

- Semelle : $\frac{c}{t_f} = 6.5 < 9,2$ Classe 1.

- **Conclusion :** Le profilé est de Classe 1.

❖ **Section de classe 1 (S275) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta_A = 1 \\ \varepsilon = 0.924 \\ \lambda_1 = 86.8 \end{array} \right.$$

VII.3.1 Vérification de la résistance :

La résistance du profilé est vérifiée à l'état de limite ultime si la condition suivante est satisfaite :

$$\left(\frac{N_{sd}}{N_{pl.Rd}} \right) + \left(\frac{M_{sd,y}}{M_{pl,y.Rd}} \right) + \left(\frac{M_{sd,z}}{M_{pl,z.Rd}} \right) \leq 1$$

(Eurocode 3)

On a : $M_{sd,z} = 0$

Donc : $\left(\frac{N_{sd}}{N_{pl.Rd}} \right) + \left(\frac{M_{sd,y}}{M_{pl,y.Rd}} \right) \leq 1$

$$M_{pl,y} = W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 173.5 \times \frac{0.275}{1.1} = \mathbf{43.375 \text{ kN.m}}$$

$$N_{pl.Rd} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 31.4 \times 100 \times \frac{0.275}{1.1} = \mathbf{780 \text{ kN}}$$

D'où : $\left(\frac{73.645}{780} \right) + \left(\frac{1.11}{43.375} \right) = 0.12 < 1$

Donc : **la résistance du profilé HEA140 est vérifiée.**

VII.3.2 Vérification au flambement :

Il faut vérifier : $\frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M1}}{\chi \min N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y.sd} \cdot \gamma_{M1}}{M_{pl,y.Rd}} \leq 1$

:

❖ Calcul de $\bar{\lambda}_y$ et $\bar{\lambda}_z$:

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{389.3}{5.73} = \mathbf{67.94}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} = \frac{67.94}{86.8} \sqrt{1} = \mathbf{0.785}$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{389.3}{3.52} = \mathbf{110.597}$$

$$\bar{\lambda}_Z = \frac{\lambda_Z}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} = \frac{110.597}{86.8} \sqrt{1} = \mathbf{1,28}$$

❖ **Calcul de $\chi_{\min}$:**

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

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}}$$

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

$$\varphi_y = 0.5 [1 + 0.21 (0.785 - 0.2) + 0.785^2] = \mathbf{0.869}$$

Donc : $\chi_y = \mathbf{0.8}$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}}$$

$$\varphi_z = 0.5 [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\varphi_z = 0.5 [1 + 0.34 (1.28 - 0.2) + 1.28^2] = \mathbf{1.503}$$

Donc : $\chi_z = \mathbf{0.43}$

D'où :

$$\chi_{\min} = \min (0.8 ; 0.43) \longrightarrow \chi_{\min} = \mathbf{0.43}$$

❖ **Calcul de k_y :**

On a: $k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot N_{pl.Rd}}$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (\beta_{my} \cdot 2 - 4) + \frac{W_{pl.y} - W_{el.y}}{W_{el.y}}$$

$$\mu_y = 0.785 (1.1 \cdot 2 - 4) + \frac{173.5 - 155.4}{155.4} = \mathbf{-1.297}$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot N_{pl.Rd}} = 1 - \frac{-1.297 \times 73.645}{0.80 \times 785.5} = \mathbf{1.152}$$

$$\frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{\min} N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y.sd} \cdot \gamma_{M1}}{M_{pl.y.Rd}} = \mathbf{0.272 \leq 1}$$

Donc :

HEA 140 convient comme panne sablière pour la poutre au vent.

VII.4 Etude des palées de stabilités :

L'analyse de la palée de stabilité est une étape cruciale pour assurer la rigidité globale de la structure face aux actions horizontales. Ce dispositif structurel a pour rôle principal de reprendre et de transmettre jusqu'aux fondations les efforts de vent s'exerçant sur les pignons, acheminés initialement par le contreventement des versants (poutre au vent).

Dans ce calcul, et par mesure de sécurité, on considère généralement que seules les diagonales tendues participent à la reprise des efforts, en négligeant la résistance des barres comprimées afin d'éviter tout risque de flambement.

$$R_A = 76.83$$

$$R_B = 91.2$$

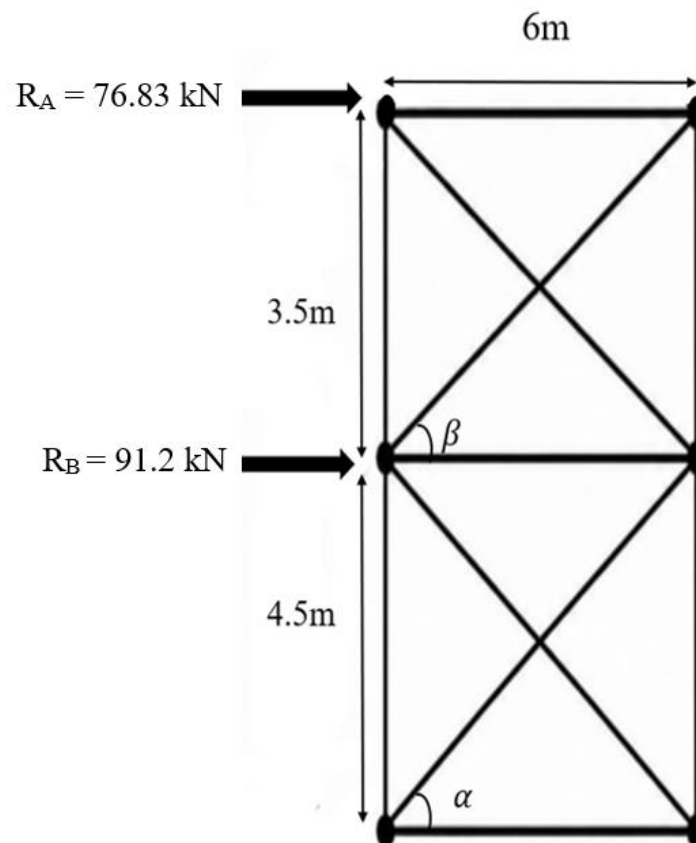


Figure VII.2 : Schématisation des efforts sur la palée de stabilité

VII.4.1 Dimensionnement des diagonales :

❖ Calcul des diagonales et des angles :

$$tg\alpha = \frac{4.5}{6} = 0.013 \longrightarrow \alpha = 36.87^\circ \longrightarrow D_1 = \sqrt{6^2 + 4.5^2} = 7.5 \text{ m}$$

$$tg\beta = \frac{3.5}{6} = 0.010 \longrightarrow \beta = 30.26^\circ \longrightarrow D_2 = \sqrt{6^2 + 3.5^2} = 6.8 \text{ m}$$

❖ Uniformisation des sections des diagonales :

Pour des raisons de simplification constructive et afin d'éviter les erreurs de montage, nous avons procédé à une uniformisation des sections. Le calcul est mené pour la diagonale **D₁** (angle **α**), étant la plus sollicitée. Le profilé retenu sera appliqué à l'ensemble des diagonales de la palée.

❖ Section des diagonales D₂ :

Il faut vérifier que : $A \geq \frac{N_{sd}}{f_y}$

Calcul N_{sd} :

$$N_{sd} = \frac{R_A}{\cos\beta} = \frac{76.83}{\cos 36.87} = 96.038 \text{ kN} \longrightarrow N_{sd} = 96.038 \text{ kN}$$

$$A \geq \frac{96.038}{27.5} = 3.53 \text{ cm}^2 \longrightarrow A \geq 3.53 \text{ cm}^2$$

Donc :

On adopte une double cornière de (**L 80×80×8**) de section **A = 2 × 12.27 cm²** avec des boulons ordinaires de **$\phi = 16 \text{ mm}$** et de classe **8.8**.

❖ Vérification des diagonales à la traction :

Il faut vérifier que :

$$N_{t,sd} \leq N_{Rd}$$

On a : $N_{Rd} = \min (N_{pl}; N_u; N_{net})$

- $N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$

- $N_u = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}}$
- $N_{net} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M0}}$

Avec :

$$\left[\begin{array}{l} \gamma_{M0} = 1.1 \\ \gamma_{M2} = 1.25 \\ f_y = 275 \text{ N/mm}^2 \\ f_u = 430 \text{ N/mm}^2 \\ A = 2 \times 12.27 \text{ cm}^2 \\ A_{net} = A - A_b = 2 \times 12.27 - 2 \times (0.8 \times 1.8) = 21.66 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

- **Application numérique :**

$$N_{pl} = \frac{2454 \times 275}{1,1} = 613.5 \text{ kN}$$

$$N_u = \frac{0,8 \times 2166 \times 430}{1,25} = 372.5 \text{ kN}$$

$$N_{net} = \frac{2166 \times 275}{1,1} = 541.5 \text{ kN}$$

D'où : $N_{Rd} = \min (613.5 ; 372.5 ; 541.5)$

$$N_{Rd} = 372.5 \text{ kN}$$

Alors :

$$N_{t,sd} = 96.038 \text{ kN} \leq N_{Rd} = 372.5 \text{ kN}$$

Donc :

La double cornière (L 80×80×8) est vérifiée comme diagonale pour la palée de stabilité.

VII.5. Conclusion :

Les éléments étudiés dans ce chapitre servent à stabiliser la structure dans le sens longitudinal contre les différentes actions extérieures. Par contre, dans l'autre sens, la stabilité est assurée par des portiques auto-stables ordinaires qui font l'objet d'étude du chapitre suivant. Les calculs de dimensionnement et de vérification ont donné les résultats suivants :

- **Pour la poutre au vent :** Nous avons adopté des cornières simples **L 50×50×8**, assemblées par des boulons de diamètre **M12**.
- **Pour les palées de stabilité :** Nous avons opté pour une uniformisation des sections en utilisant des doubles cornières **2L 80×80×8** (calculées sur la base de la diagonale la plus défavorable D_1), fixées par des boulons de diamètre **M16**.
- **Pour la panne sablière :** La vérification a confirmé l'utilisation d'un profilé **HEA 140** comme élément de transition pour la poutre au vent.

CHAPITRES VIII : Etude des portiques

VIII.1 Introduction

Le dimensionnement d'une structure métallique repose sur la vérification rigoureuse de ses éléments constitutifs face aux diverses sollicitations afin de garantir une stabilité globale pérenne. Dans ce contexte, l'étude transversale de notre ouvrage est assurée par des portiques, qui constituent l'ossature principale de résistance.

Cette étude nécessite, en premier lieu, une évaluation précise de l'ensemble des charges agissantes (permanentes, d'exploitation et climatiques). L'analyse structurelle est ensuite menée sous les combinaisons d'actions les plus défavorables, conformément aux règlements en vigueur, pour simuler les conditions critiques durant la vie de l'ouvrage.

Les efforts internes (moments fléchissant, efforts normaux et tranchants) ainsi obtenus permettent de justifier les profilés choisis pour les poteaux et les traverses, et servent de base pour le calcul des assemblages et des fondations. Pour une précision optimale, la modélisation et l'extraction des sollicitations maximales ont été réalisées via le logiciel **ROBOT Structural Analyses**.

Dans le cadre de notre projet, l'étude porte sur deux types de portiques :

- **Type 1** : Portique relatif à la zone mezzanine.
- **Type 2** : Portique de la zone atelier.

VIII.2 Vérification des poteaux (HEA200) :

Après avoir achevé la modélisation et l'analyse de la structure sous le logiciel **Robot Structural Analysis**, nous procédons à l'extraction des sollicitations les plus défavorables agissant sur le portique central.

Les valeurs du moment fléchissant maximal (M_{sd}) et de l'effort normal (N_{sd}) sous la combinaison de l'état limite ultime (**ELU : 1.35G + 1.5Q**) sont illustrées dans la capture d'écran suivante

Résultats - norme - EN 1993-1:2005/AC:2009

Pièce: 86 Poteau_86
Point / Coordonnée: 1 / x = 0.00 L = 0.00 m
Cas de charge: 9 COMB/ELU (1+2)*1.35+3*1.50

HEA 200

Profil correct

OK

Changer

Résultats simplifiés Déplacements Résultats détaillés

FORCES

$N_{Ed} = 46.95 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = 10.79 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = -0.02 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = 0.01 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 1480.36 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = -19.03 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed,max} = 1.04 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,T,Rd} = 716.37 \text{ kN}$
$N_{b,Rd} = 331.57 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 118.12 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 56.05 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = -3.42 \text{ kN}$
	$M_{N,y,Rd} = 118.12 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{N,z,Rd} = 56.05 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,T,Rd} = 287.07 \text{ kN}$
			$T_{t,Ed} = -0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$
			Classe de la section = 1

DEVERSEMENT

☒ XLT = 1.00

FLAMBEMENT y

$L_y = 8.00 \text{ m}$ $Lam_y = 1.11$
 $L_{cr,y} = 8.00 \text{ m}$ $X_y = 0.53$
 $Lam_y = 96.60$ $k_{zy} = 0.33$

FLAMBEMENT z

$L_z = 8.00 \text{ m}$ $Lam_z = 1.85$
 $L_{cr,z} = 8.00 \text{ m}$ $X_z = 0.22$
 $Lam_z = 160.61$ $k_{zz} = 0.85$

CONTROLE DE LA SECTION

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.03 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.6-7)

CONTROLE DE LA STABILITE DE LA BARRE

$Lam_y = 96.60 < Lam_{max} = 210.00$ $Lam_z = 160.61 < Lam_{max} = 210.00$ STABLE
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{c,Rd}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rd}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rd}/gM1) = 0.21 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Efforts

Détaillée

Note de calcul

Paramètres

Aide

Figure VIII.1 : Note de calcul de vérification de la stabilité et de la résistance à

l'ELU - Poteau HEA 200 - M_{sd} Max.

Résultats - norme - EN 1993-1:2005/AC:2009

Pièce: 103 Poteau_103
Point / Coordonnée: 1 / x = 0.00 L = 0.00 m
Cas de charge: 9 COMB/ELU (1+2)*1.35+3*1.50

HEA 200

Profil correct

OK

Changer

Résultats simplifiés Résultats détaillés

FORCES

$N_{Ed} = 255.60 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -0.11 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = 3.97 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = 27.13 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 1480.36 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = -2.74 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed,max} = 3.97 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,T,Rd} = 716.38 \text{ kN}$
$N_{b,Rd} = 331.57 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 118.12 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 56.05 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = -0.41 \text{ kN}$
	$M_{N,y,Rd} = 112.13 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{N,z,Rd} = 56.05 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,T,Rd} = 287.07 \text{ kN}$
			$T_{t,Ed} = -0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$
			Classe de la section = 1

DEVERSEMENT

☒ XLT = 1.00

FLAMBEMENT y

$L_y = 8.00 \text{ m}$ $Lam_y = 1.11$
 $L_{cr,y} = 8.00 \text{ m}$ $X_y = 0.53$
 $Lam_y = 96.60$ $k_{zy} = 0.33$

FLAMBEMENT z

$L_z = 8.00 \text{ m}$ $Lam_z = 1.85$
 $L_{cr,z} = 8.00 \text{ m}$ $X_z = 0.22$
 $Lam_z = 160.61$ $k_{zz} = 0.43$

CONTROLE DE LA SECTION

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.17 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.04 < 1.00$ (6.2.6-7)

CONTROLE DE LA STABILITE DE LA BARRE

$Lam_y = 96.60 < Lam_{max} = 210.00$ $Lam_z = 160.61 < Lam_{max} = 210.00$ STABLE
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{c,Rd}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rd}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rd}/gM1) = 0.81 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Efforts

Détaillée

Note de calcul

Paramètres

Aide

Figure VIII.2 : Note de calcul de vérification de la stabilité et de la résistance à

l'ELU - Poteau HEA 200 - N_{sd} Max.

❖ D'après les figures VIII.1 et VIII.2, On a :

$$\begin{cases} M_{sd} = 10.79 \text{ KN.m} \\ N_{sd} = 255.6 \text{ KN} \end{cases}$$

VIII.2.1 Vérification de la résistance de la section :

Avant de procéder à la vérification de la stabilité globale (flambement), il est impératif de vérifier que la section du profilé lui-même ne dépasse pas sa limite élastique sous les sollicitations appliquées.

- **Contrainte due à l'effort normal (Compression) :**

$$\sigma_N = \frac{N_{sd}}{A} = \frac{255.6 \times 10^3}{28.5 \times 100} = 89.684 \text{ MPa}$$

- **Contrainte due au moment fléchissant (Flexion) :**

$$\sigma_N = \frac{M_{sd}}{W_{pl,y}} = \frac{10.79 \times 10^6}{220.6 \times 10^3} = 48.912 \text{ MPa}$$

Vérifie que :

$$\sigma_{tot} < f_y$$

D'où :

$$\sigma_{tot} = 138.596 \text{ MPa} < f_y = 275 \text{ MPa}$$

Donc :

La section du poteau HEA 200 est vérifiée pour la résistance structurelle.

VIII.2.2 Vérification de poteau au flambement :

- ❖ **Calcul élancement du poteau λ_y :**

$$\lambda_y = \frac{L_{cr}}{i_y} = \frac{800}{8.26} = 96.852$$

- ❖ **Calcul élancement réduit $\bar{\lambda}_y$:**

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{86.4} = \frac{96.852}{86.4} = 1.12$$

- ❖ **Calcul coefficient de réduction χ :**

D'après les courbes de flambement de l'Eurocode 3 (Courbe b pour un profilé HEA 200), pour $\bar{\lambda}_y = 1.12$, nous obtenons :

$$\chi = 0.53$$

❖ **Vérification par la formule d'interaction :**

$$\frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M1}}{A \cdot f_y} + \frac{k_y \cdot M_{y, sd} \cdot \gamma_{M1}}{W_{pl,y} \cdot f_y} \leq 1$$

$$\text{D'où : } \frac{255.6}{713.25} + \frac{10.79 \times 1}{181.1} = \mathbf{0.418} \leq 1$$

Donc :

Le profilé HEA 200 est vérifié.

VIII.2.3 Calcul des déplacements en tête des poteaux :

D'après l'analyse effectuée sous le **logiciel ROBOT** pour la combinaison **ELS (G + Q)**, le déplacement horizontal maximal en tête de poteau est :

$$\delta_{max} = 0.8 \text{ cm}$$

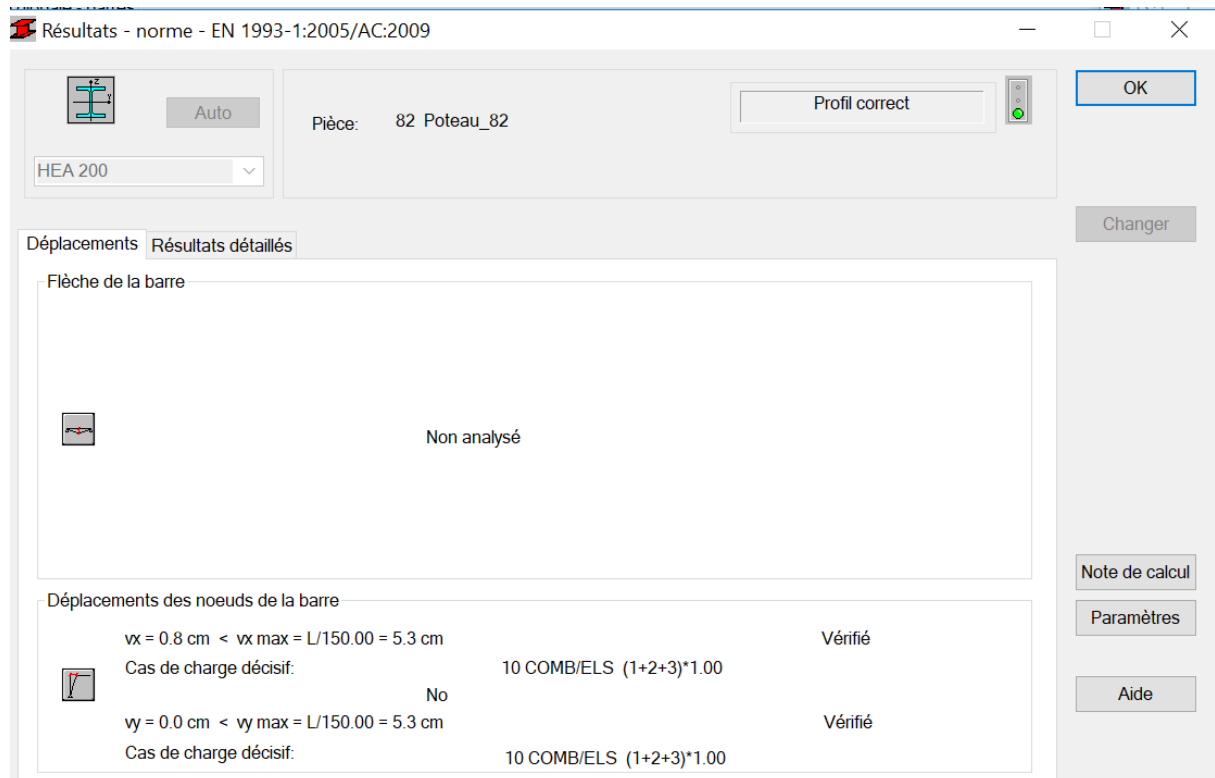


Figure VIII.3 : Vérification du déplacement horizontal global (ELS) - Poteau HEA 200

❖ **Vérification :**

On doit vérifier que :

$$\delta_{max} \leq \delta_{adm}$$

Avec :

$$\delta_{adm} = \frac{H}{150} = \frac{800}{150} = 5.33 \text{ cm}$$

D'où :

$$\delta_{max} = 0.8 \text{ cm} \leq \delta_{adm} = 5.33 \text{ cm}$$

Donc :

La condition est vérifiée.

VIII.3 Vérification de la traverse (IPE 300) :

VIII.3.1 Vérification de la résistance à la flexion (ELU) :

La traverse doit résister au moment fléchissant maximal sollicitant sous la combinaison la plus défavorable.

- **Moment sollicitant :** $M_{sd} = 18.89 \text{ kN.m}$
- **Moment résistant :** $M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{628.4 \times 275}{1} \times 10^{-3} = 172.81 \text{ kN.m}$

Vérifie que :

$$M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$$

D'où ;

$$M_{sd} = 18.89 \text{ kN.m} \leq M_{pl,Rd} = 172.81 \text{ kN.m}$$

Donc :

La condition est vérifiée

VIII.3.2 Vérification de l'effort tranchant (ELU) :

On vérifie la résistance de l'âme du profilé au cisaillement.

❖ D'après logiciel **Robot Structural Analyses** :

- **Effort tranchant** : $V_{sd} = 15.98 \text{ kN}$

- **Résistance au cisaillement** : $V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M_0}} = \frac{25.68 \times \frac{275}{\sqrt{3}}}{1} \times 10^{-1} = 407.71 \text{ kN}$

Vérifie que :

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$$

D'où ;

$$V_{sd} = 15.98 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd} = 407.71 \text{ kN}$$

Donc :

La condition est vérifiée

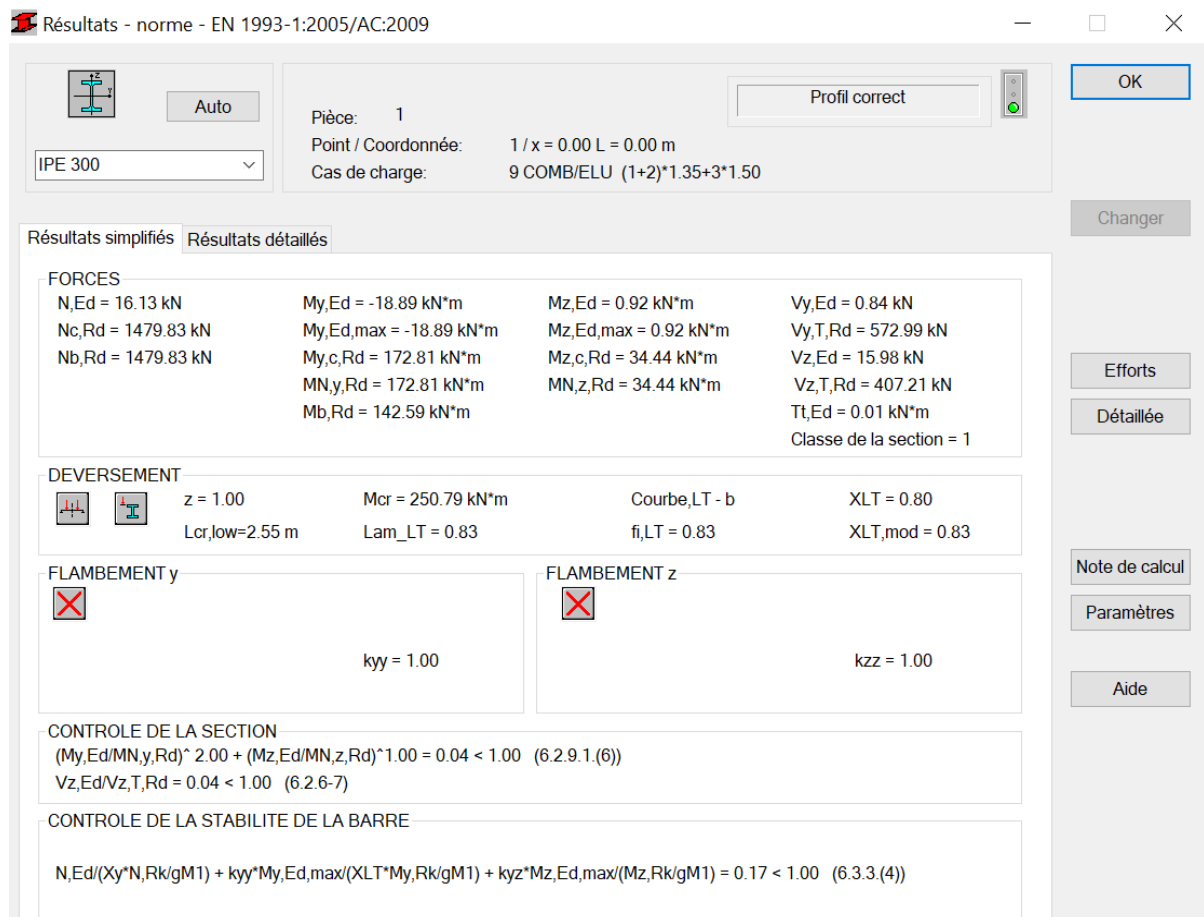


Figure VIII.4 : Résultats de vérification à l'ELU (Flexion et Cisaillement) pour la traverse IPE 300

VIII.3.3 Vérification de la flèche (ELS) :

Cette vérification permet de s'assurer que la déformation verticale ne dépasse pas les limites admissibles pour le confort et l'esthétique.

- **Flèche calculée : $f_{\max} = 0.3 \text{ cm}$**
- **Flèche admissible : $f_{\text{adm}} = \frac{L}{200} = \frac{510}{200} = 2.55 \text{ cm}$**

Vérifie que :

$$f_{\max} \leq f_{\text{adm}}$$

D'où ;

$$f_{\max} = 0.3 \text{ cm} \leq f_{\text{adm}} = 2.55 \text{ cm}$$

Donc :

La condition est vérifiée

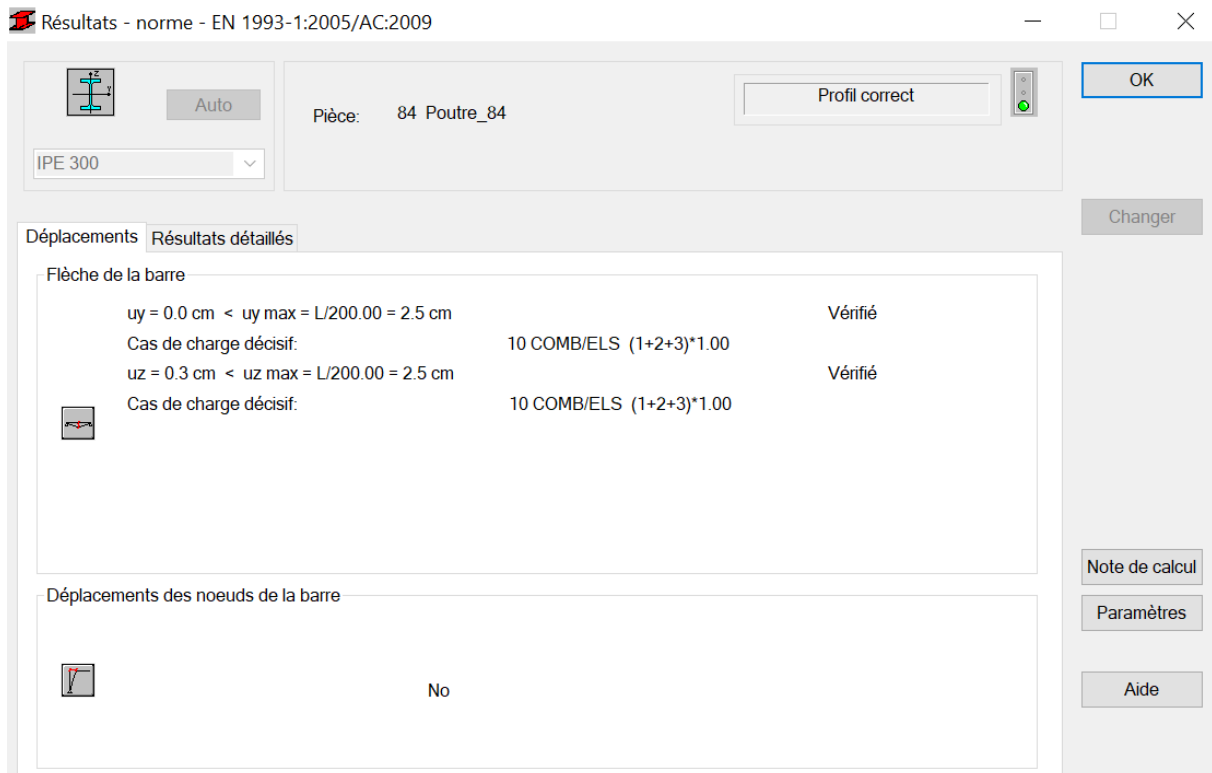


Figure VIII.4 : Vérification du déplacement horizontal global (ELS) - traverse IPE 300

VIII.4 Conclusion :

L'étude de la structure principale (le portique) sous les différentes combinaisons de charges (ELU et ELS) nous a permis de justifier le choix des profilés. Les résultats obtenus par le logiciel Robot Structural Analysis confirment que :

- **Les poteaux :** Le profilé **HEA 200** en acier **S275** présente une rigidité suffisante pour supporter les efforts de compression et de flexion, tout en respectant les limites de déplacement horizontal.
- **Les traverses :** Le profilé **IPE 300** en acier **S275** satisfait toutes les exigences de résistance mécanique et de flèche (déformation verticale).

CHAPITRE IX : Etude des assemblages

IX.1 Introduction :

Les assemblages constituent les points de liaison vitaux garantissant la continuité structurelle et la transmission des efforts entre les différents éléments de la charpente. Leur rôle est de canaliser les flux de forces (moments, efforts tranchants et normaux) depuis la toiture jusqu'aux fondations, tout en assurant la stabilité globale de l'ouvrage.

Le dimensionnement de ces connexions est une étape critique, car la sécurité d'une structure métallique dépend autant de la résistance de ses profilés que de la fiabilité de ses nœuds. Une attention particulière est portée à la distinction entre les liaisons rigides (encastrement) et articulées, afin de respecter les hypothèses de calcul initiales.

L'objectif de ce chapitre est de justifier, selon les règlements en vigueur (Eurocode 3), la conception des principaux assemblages du projet :

- Les pieds de poteaux (liaison infrastructure-superstructure).
- Les assemblages traverses-poteaux et de faîtage.
- Les connexions des systèmes de contreventement (par goussets).
- Les attaches des éléments secondaires (pannes et lisses).

IX.2. Modes d'exécution et fonctionnement des liaisons

La conception de notre structure repose sur l'utilisation complémentaire de trois procédés d'assemblage, chacun répondant à des exigences de montage et de résistance spécifiques :

- **Les assemblages soudés :** Utilisés principalement en atelier pour assurer une liaison rigide et continue entre les composants. Ce mode offre une excellente transmission des efforts par fusion de la matière.
- **Les assemblages boulonnés :** Privilégiés pour le montage sur site, ils offrent une grande flexibilité. Ils permettent une démontrabilité aisée et une récupération des éléments, tout en travaillant soit par obstacle (boulons ordinaires), soit par adhérence (boulons HR).
- **Les assemblages rivetés :** Bien que plus traditionnels, ils sont intégrés dans certaines liaisons spécifiques pour assurer une fixation permanente et robuste par écrasement de la tige du rivet.

Mécaniquement, ces trois types de fonctionnement se traduisent par deux méthodes de transfert des charges : le contact direct (obstacle) ou la friction entre les plaques (adhérence). La combinaison de ces techniques dans notre étude permet d'optimiser la stabilité structurelle tout en tenant compte des contraintes de mise en œuvre et de maintenance.

IX.3 Assemblage Poteau – traverse (HEA200 - IPE300) :

L'assemblage est réalisé par une platine d'extrémité soudée à la traverse (IPE 300) et boulonnée à l'aile du poteau (HEA 200).

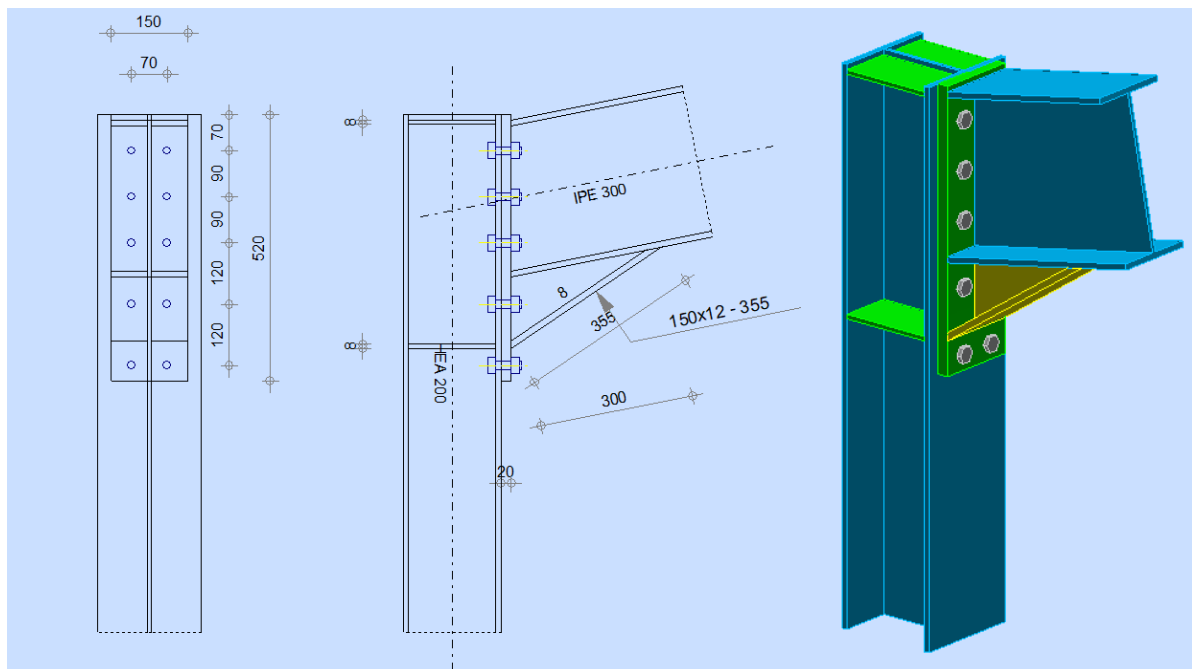


Figure IX.1 : Schéma de l'assemblage et rendu 3D du nœud Poteau-Traverse

IX.3.1. Détermination des efforts dans les boulons :

Sous l'effet du moment fléchissant M_{sd} , les boulons de la zone tendue sont sollicités. Nous utilisons la méthode de la répartition linéaire des efforts.

❖ Données de calcul :

- **Moment sollicitant** : $M_{sd} = 10.79 \text{ kN.m}$

- Effort tranchant : $V_{sd} = 3.21 \text{ kN}$
- Nombre de rangées de boulons tendus : $n = 2$

❖ **Caractéristiques des boulons choisis :**

Nous optons pour des boulons à haute résistance **HR 8.8 M16**

Type de boulon	Diamètre nominal (d)	Section résistante (A_s)	Limite d'élasticité(f_{yb})	Résistance à la traction(f_{ub})
HR 8.8 M16	16 mm	157 mm ²	640 MPa	800 MPa

Tableau IX.1 : Caractéristiques géométriques et mécaniques des boulons HR 8.8 M16

❖ **Effort de précontrainte ($F_{p,Cd}$)**

Conformément à l'Eurocode 3, l'effort de précontrainte est calculé par :

$$F_{p,Cd} = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$F_{p,Cd} = 0.7 \times 800 \times 157 \times 10^{-3} = \mathbf{87.92 \text{ kN}}$$

❖ **Calcul de la répartition ($\sum d_i^2$) :**

Soit d_i la distance entre l'axe de chaque rangée de boulons et le centre de rotation (aile comprimée).

- $d_1 = 0.35 \text{ m}$
- $d_2 = 0.25 \text{ m}$
- $\sum d_i^2 = 2 \times ((0.35)^2 + (0.25)^2) = \mathbf{0.37 \text{ m}^2}$

❖ **L'effort de traction maximal (N_1) :**

L'effort dans le boulon le plus sollicité est donné par la formule :

$$N_i = \frac{M_{sd} \cdot d_1}{\sum d_i^2}$$

$$N_i = \frac{10.79 \times 0.35}{0.37} = \mathbf{10.20 \text{ kN}}$$

Donc :

$$F_{p,Cd} \longrightarrow \mathbf{10.20 \text{ kN} \leq 87.92 \text{ kN}}$$

La condition est vérifiée

IX.3.2. Vérification des soudures :

Le calcul des cordons de soudure liant la traverse à la platine est effectué selon la méthode simplifiée de l'Eurocode 3.

❖ **Vérifié que :**

$$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd} = a \cdot L \cdot f_{vw,d}$$

❖ **Données de calcul :**

- **Épaisseur du cordon de soudure (gorge) :** $a = 8 \text{ mm}$ (pour les ailes)
- **Nuance d'acier :** S275 ($\beta_w = 0.85$; $\gamma_{M_0} = 1.25$)

❖ **Contrainte de cisaillement ($\tau_{\perp}$) :**

La résistance de calcul par unité de longueur est donnée par :

$$f_{vw,d} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M_2}}$$

$$f_{vw,d} = \frac{430}{\sqrt{3} \cdot 0.85 \cdot 1.25} = \mathbf{233.72 \text{ MPa}}$$

❖ **Calcul de l'effort de traction total dans l'aile ($F_{w,Ed}$) :**

Cet effort peut être estimé à partir du moment sollicitant M_{sd} et de la hauteur de la traverse (h) :

$$F_{w,Ed} = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{10.79}{0.3 - 0.0107} = \mathbf{37.297 \text{ kN}}$$

❖ **Résistance de calcul du cordon de soudure ($F_{w,Rd}$) :**

La longueur efficace du cordon pour une aile de IPE 300

$$\text{Avec : } \begin{cases} b = 150 \text{ mm} \\ L = 150 \text{ mm} \\ a = 8 \text{ mm} \end{cases}$$

$$F_{w,Rd} = a \cdot L \cdot f_{vw,d}$$

$$F_{w,Rd} = 150 \times 8 \times 233.72 \times 10^{-3} = \mathbf{280.46 \text{ kN}}$$

Alors:

$$F_{w,Ed} = 37.297 \text{ kN} \leq F_{w,Rd} = 280.46 \text{ kN}$$

Donc :

La condition est vérifiée

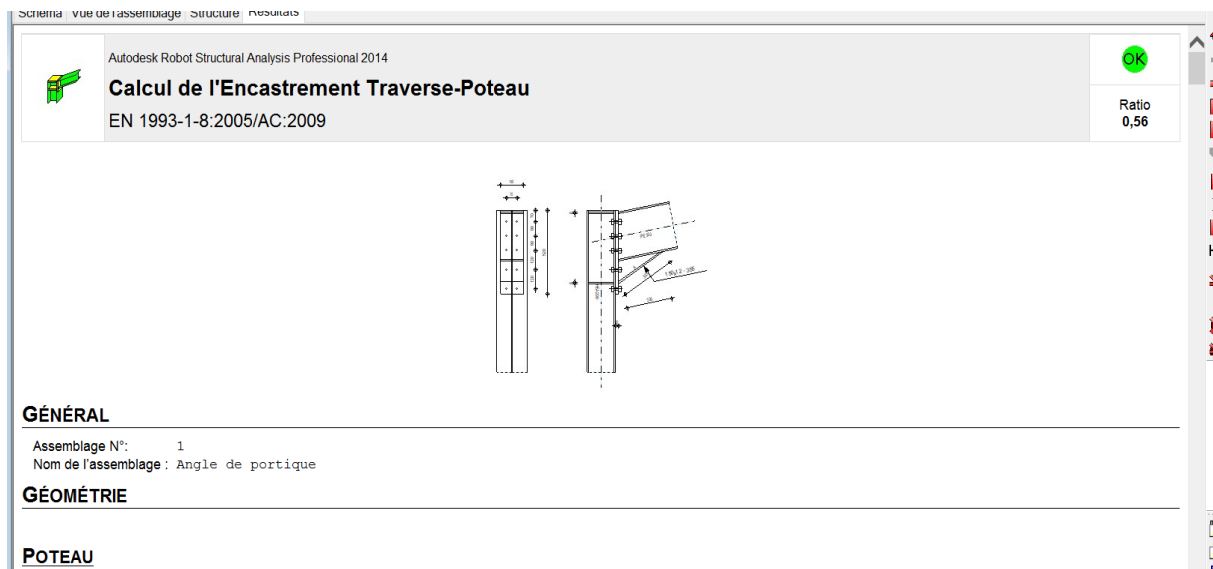


Figure IX.2 : Résultat de vérification de l'assemblage Poteau-Traverse

(Ratio = 0.56 - Statut : OK)

IX.4 Assemblage traverse – traverse (IPE300 - IPE300) :

Cet assemblage assure la continuité structurale au sommet du portique. Il permet la transmission des efforts (moments et cisaillements) entre les deux traverses (IPE300) via deux platines d'extrémité boulonnées. Cette solution facilite également le transport et le montage des éléments sur site.

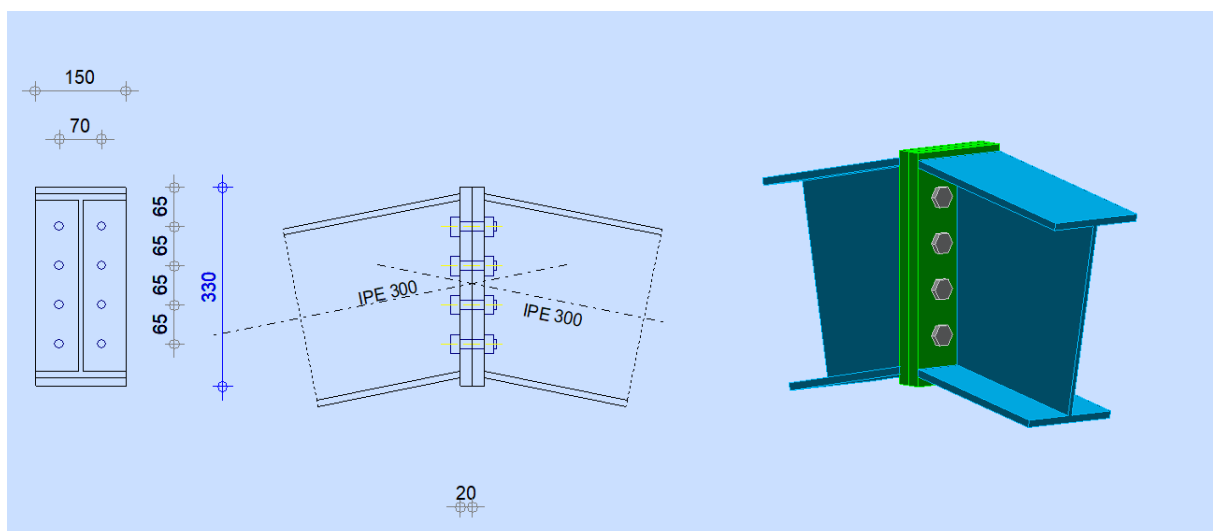


Figure IX.3 : Schémas géométriques et vue 3D de l'assemblage de faîtage.

❖ **Caractéristiques géométriques :**

- **Traverses :** Profilés en IPE 300 (Acier S275).
- **Platines :** Épaisseur $t_p = 15$ \, mm.
- **Boulons :** 10 boulons de type HR 8.8 M16 (disposés en 5 rangées).
- **Soudure :** Cordons d'angle d'épaisseur $a = 5$ \, mm pour l'âme et 8 \, mm pour les ailes.
- **Inclinaison :** L'angle de pente du toit est de 11.31° .

❖ **Note de calcul et Résultats :**

Le dimensionnement de cet assemblage a été effectué conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3. Vu la répétition des méthodes de calcul manuel déjà détaillées dans la section précédente (Poteau-Traverse), nous présentons ici la synthèse des résultats obtenue via le logiciel Autodesk Robot Structural Analyses.

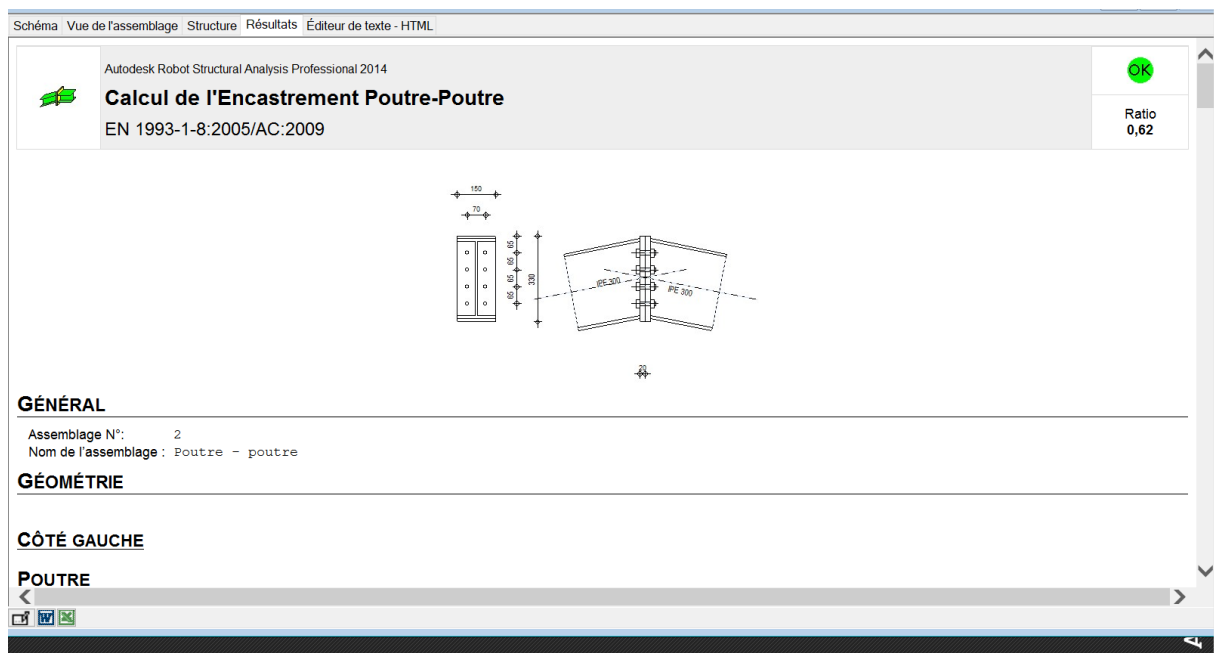


Figure IX.4 : Vérification de l'assemblage de faîtage par le logiciel Robot (Ratio 0,62).

❖ **Conclusion de vérification :**

D'après l'analyse numérique, l'assemblage est validé avec un ratio de sécurité maximal de 0.62. Toutes les conditions de résistance (traction des boulons, cisaillement et pression diamétrale) ainsi que la résistance des soudures sont largement vérifiées.

IX.5 Assemblage Poutre de plancher – Poteau (HEA 240 – HEA 200)

❖ Description technique :

Cet assemblage assure la liaison rigide entre les poutres du plancher (HEA240) et les poteaux principaux (HEA 200). Il est conçu pour transmettre les moments fléchissant et les efforts tranchants induits par les charges d'exploitation du plancher vers l'ossature principale.

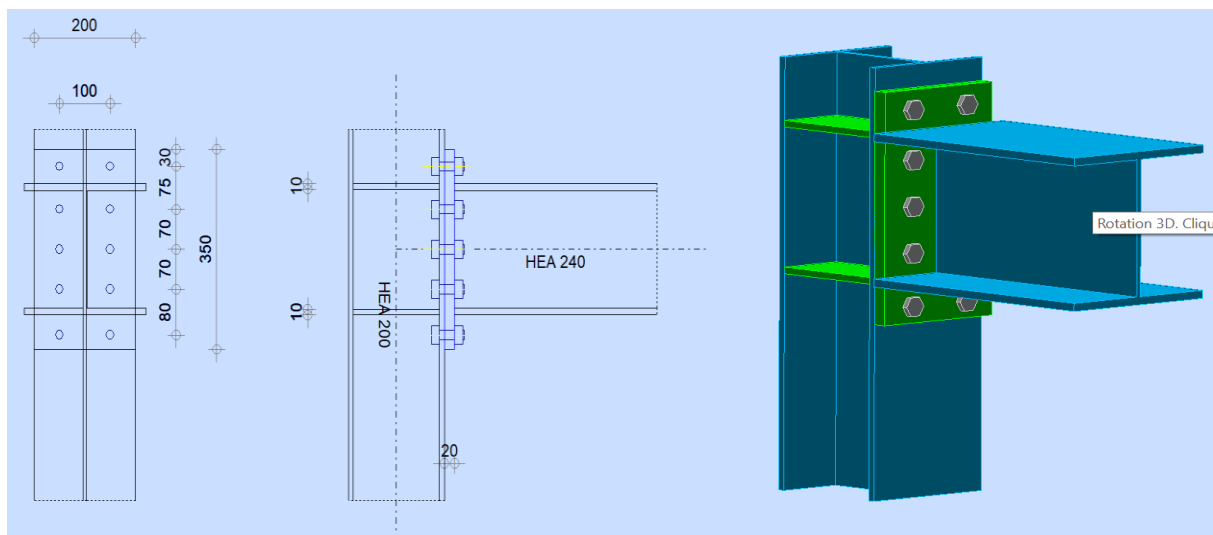


Figure IX.5 : Schéma géométrique et renforcement de l'assemblage

Poteau – Poutre de plancher.

❖ Composants de l'assemblage :

Pour garantir la stabilité et la résistance de la zone de connexion, les éléments suivants ont été adoptés :

- **Boulonnerie :** Utilisation de 10 boulons à haute résistance de type HR 8.8 M20.
- **Platine d'extrémité :** Une platine en acier S275 d'épaisseur 15 mm soudée à la traverse.

- **Raidisseurs de poteau :** Installation de raidisseurs horizontaux d'épaisseur 10 mm pour renforcer les ailes du poteau et éviter leur déformation sous l'effet de la traction des boulons.

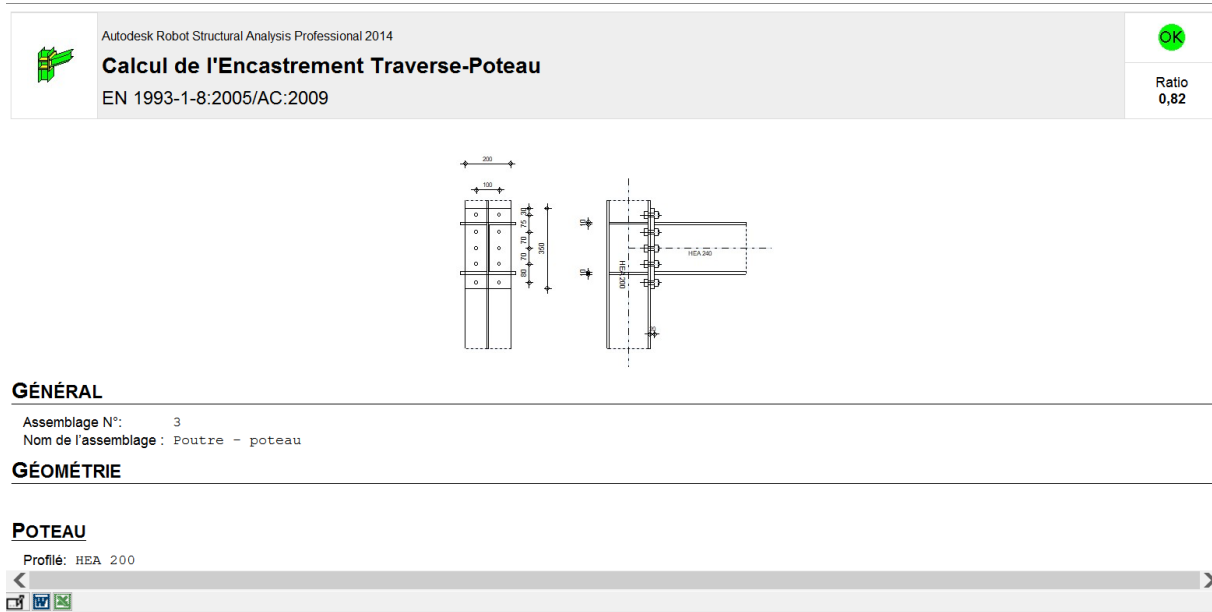


Figure IX.6 : Note de calcul et vérification finale de l'assemblage

Poutre-Poteau (Ratio 0,82).

❖ **Vérification de la résistance :**

Le calcul de cet assemblage, effectué selon l'Eurocode 3, présente un ratio de sécurité de 0.82. Ce résultat confirme que toutes les composantes (boulons, soudures, et platine) travaillent en dessous de leur limite élastique, assurant ainsi la sécurité structurelle de l'ouvrage.

IX.6 Assemblage des contreventements :

Les éléments de contreventement (cornières simples et doubles) sont fixés aux portiques principaux par l'intermédiaire de plaques goussets. Ces plaques sont soudées aux poteaux (ou

traverses) et boulonnées aux diagonales. Ce type d'assemblage est calculé pour transmettre uniquement des efforts de traction/compression, conformément aux hypothèses de calcul de la stabilité globale.

➤ **La Poutre au Vent (Contreventement de toiture) :**

La poutre au vent est un système de treillis disposé horizontalement dans le plan de la verse (la toiture). Son rôle principal est de reprendre les efforts horizontaux du vent agissant sur les pignons (les façades avant et arrière) et de les transmettre aux portiques de stabilité latérale.

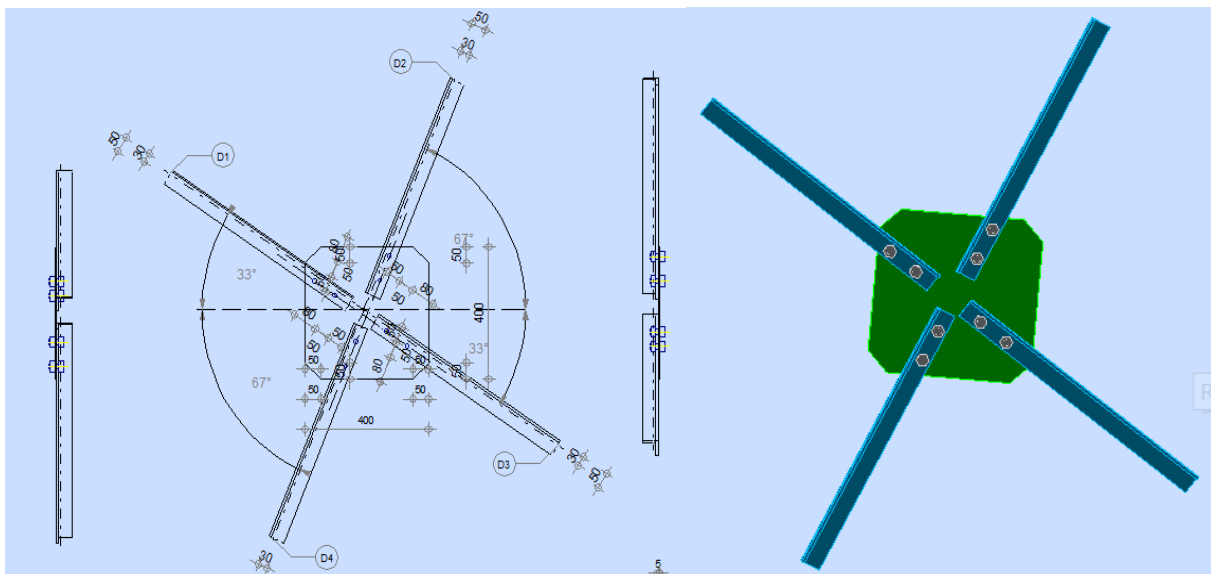


Figure IX.7 : Détails de l'assemblage de la poutre au vent

(Vue en plan et modèle 3D sur Robot).

❖ **Les composants (Ses parties) :**

- **Les membrures :** Ce sont les traverses du portique (IPE 300 dans votre cas).
- **Les diagonales :** Les éléments en "X" qui travaillent principalement en traction (Cornières simples L 50x50x8).
- **Les montants :** Ce sont les pannes sablières (HEA 140) qui relient les nœuds.
- **Le Gousset :** La plaque d'acier qui sert de connecteur entre les diagonales et les traverses.

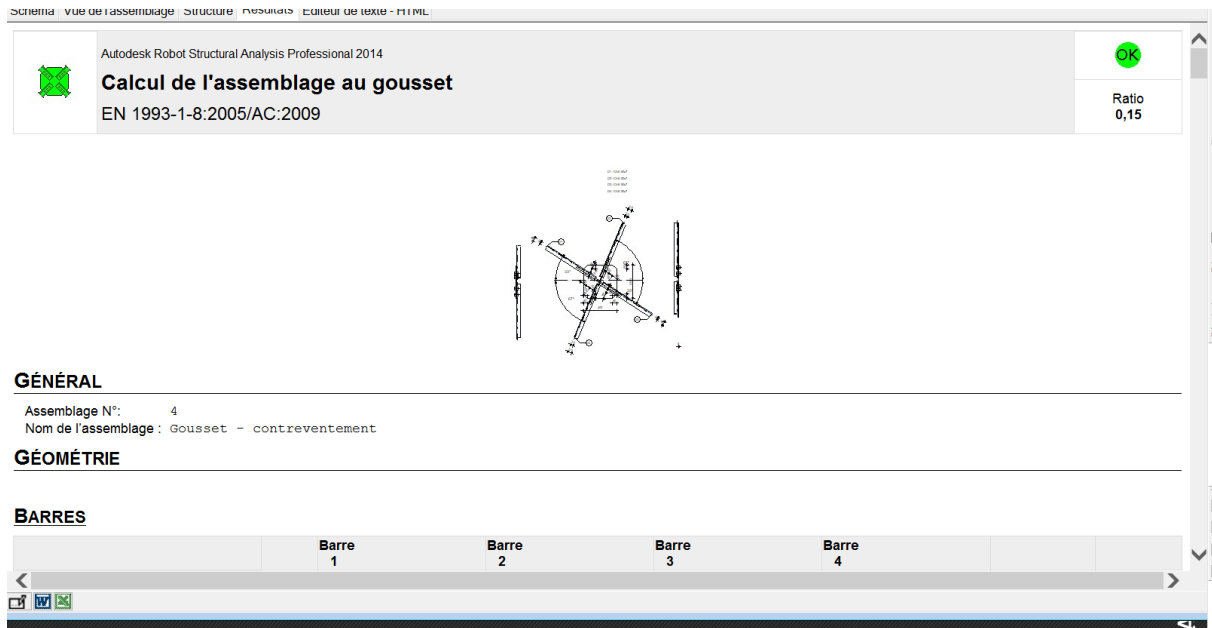


Figure IX.8 : Note de calcul et vérification de l'assemblage de la poutre au vent (Ratio 0,15).

❖ Résultats de la vérification :

L'analyse de l'assemblage de la poutre au vent a été effectuée à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analyses. Les résultats obtenus montrent un ratio de travail de **0,15**. Cette valeur, largement inférieure à 1, indique que la connexion par gousset avec des boulons **M12** est largement vérifiée et offre une grande sécurité vis-à-vis des efforts de traction transmis par les diagonales.

➤ Les Palées de Stabilité (Contreventement vertical) :

Les palées de stabilité sont des structures en treillis disposées verticalement dans les Long-pan. Elles constituent le prolongement de la poutre au vent vers le sol. Leur rôle est de descendre les efforts climatiques depuis la toiture jusqu'aux fondations.

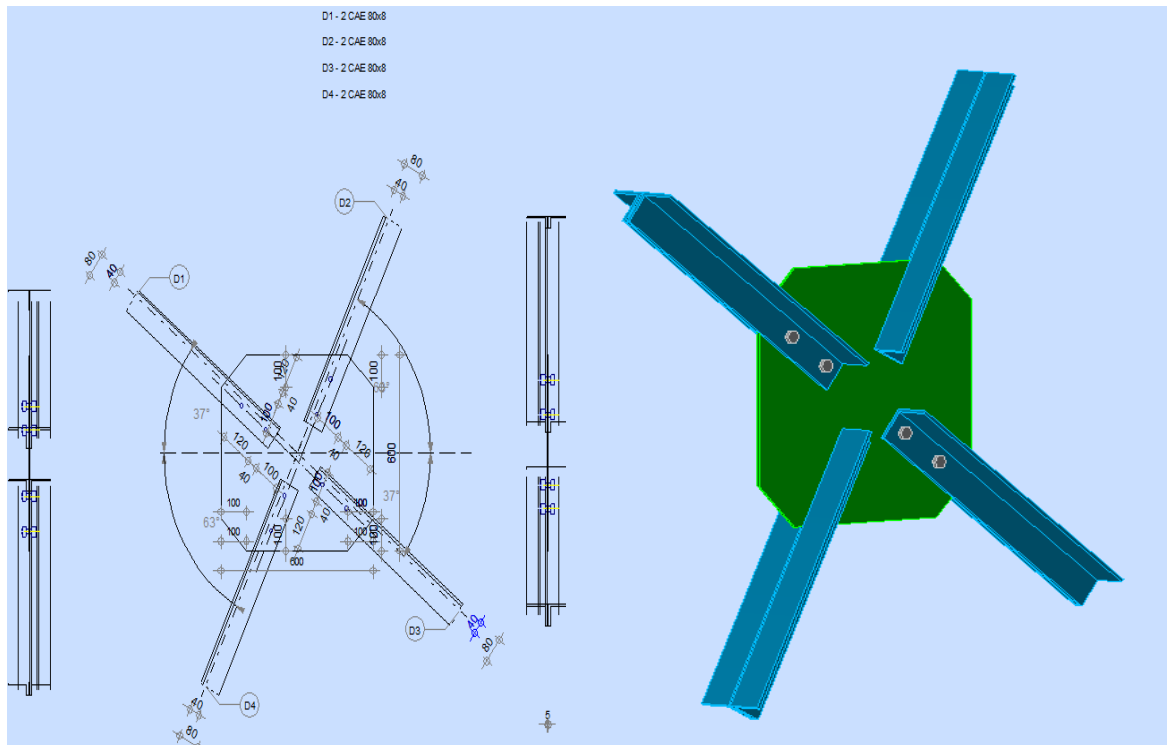


Figure IX.9 : Détails de l'assemblage des palées de stabilité par doubles cornières

❖ Les composants :

- **Les poteaux** : Les éléments verticaux du portique principal (HEA 240).
- **Les diagonales** : Éléments assurant la rigidité longitudinale, dimensionnés ici en doubles cornières 2L 80x80x8.
- **Le Gousset** : La plaque de liaison fixée aux poteaux pour maintenir les diagonales.

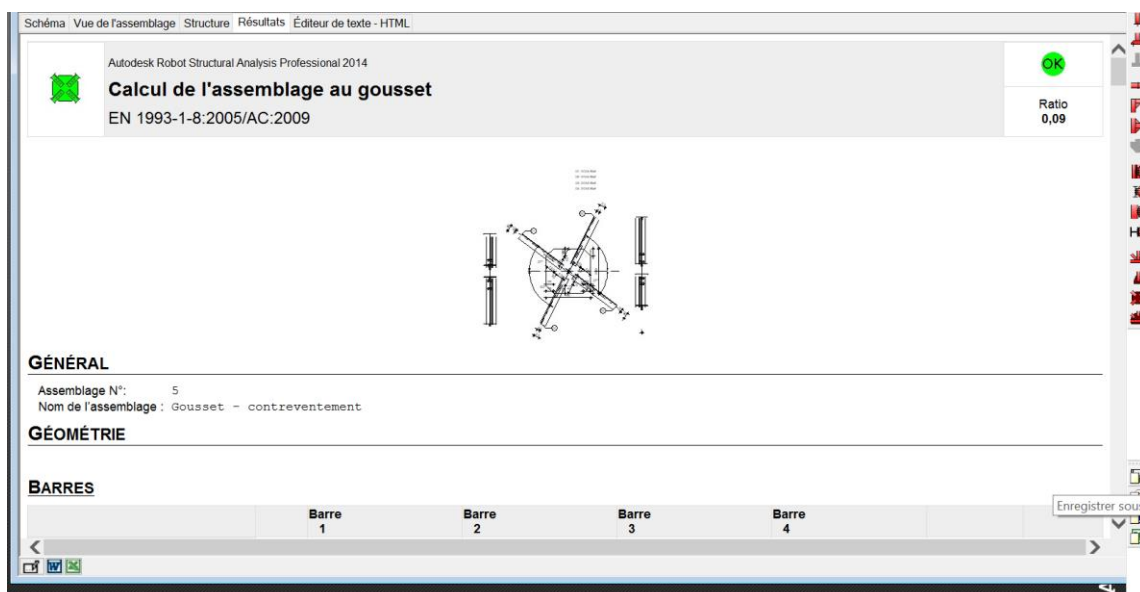


Figure IX.10 : Note de calcul et vérification de l'assemblage des palées de stabilité (Ratio 0,09).

❖ Résultats de la vérification :

Pour les palées de stabilité, la vérification de l'assemblage sous Robot donne un ratio de 0,09. Ce résultat confirme la haute résistance de la solution adoptée (doubles cornières et boulons M16), assurant une stabilité parfaite du bâtiment dans le sens longitudinal.

IX.7 Encastrement en pied de poteau :

L'encastrement en pied de poteau est une liaison rigide qui assure la continuité entre la structure métallique (**poteau HEA 200**) et la fondation. Son rôle principal est de transmettre l'intégralité des efforts sollicitant, notamment le moment fléchissant, l'effort normal et l'effort tranchant, tout en empêchant toute rotation ou déplacement à la base du poteau.

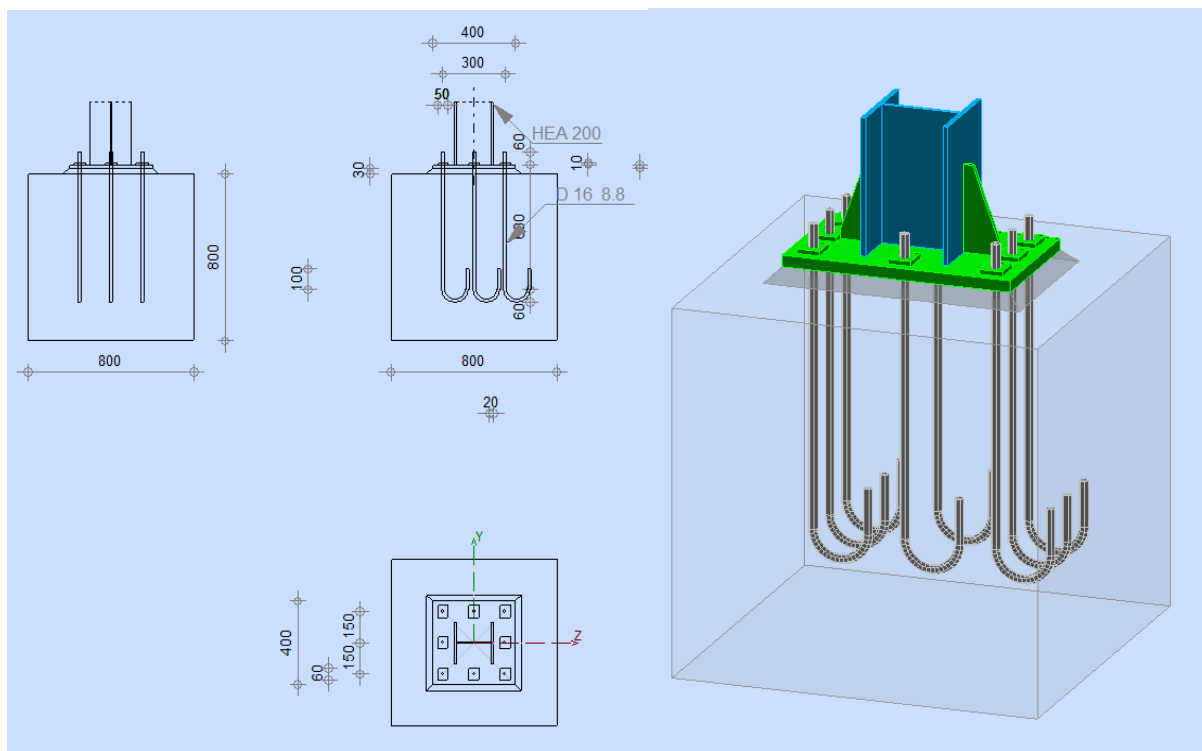


Figure IX.11 : Plan d'exécution et modélisation 3D de l'encastrement en pied de poteau.

❖ Composants de l'assemblage :

L'assemblage illustré dans la figure ci-dessus est constitué des éléments suivants :

- **Poteau** : Un profilé métallique de type HEA 200.
- **Platine de calcul** : Une plaque en acier forme carrée (**400mm×400mm**) soudée à la base du poteau pour répartir les charges
- **Tiges d'ancrage** : 8 tiges de fixation de classe **8.8** et diamètre **M16**, avec des extrémités crochetées (en forme de J) pour assurer l'ancrage dans le béton.
- **Massif en béton** : Un bloc de fondation (Semelle) de dimensions **80×80×80 cm**.
- **Disposition** : Les 8 boulons sont répartis de part et d'autre des semelles et de l'âme du poteau pour assurer la rigidité de l'encastrement.

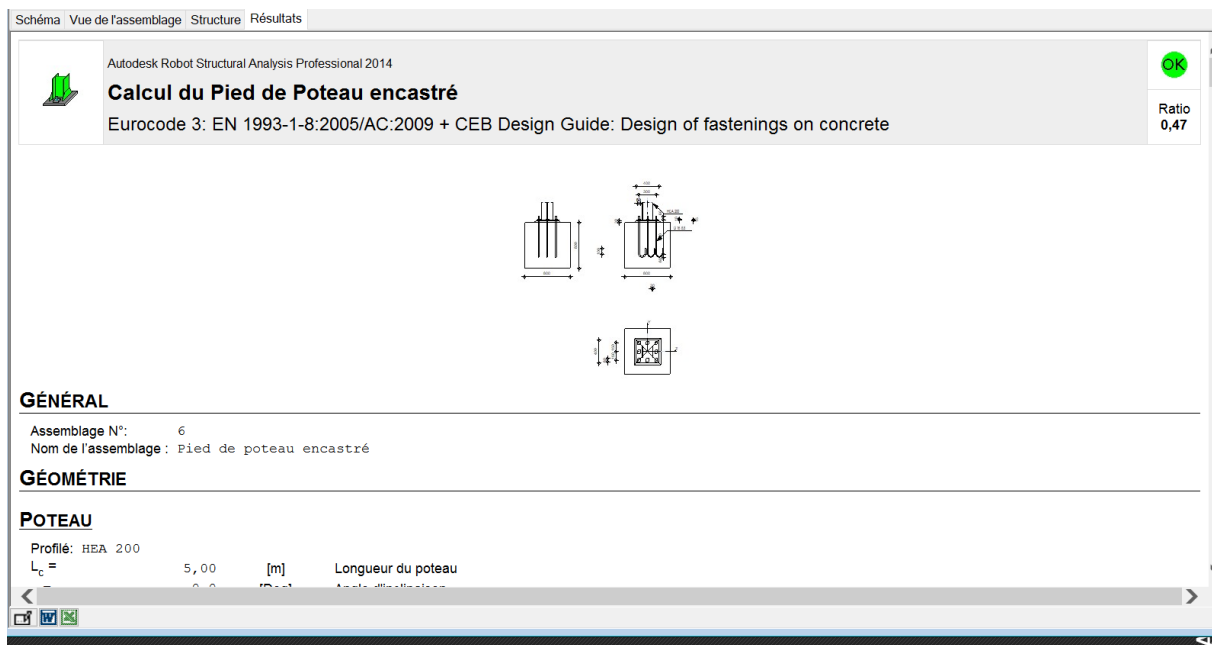


Figure IX.12 : Résultats de la vérification de l'encastrement

❖ Résultats de la vérification :

Après simulation sur Robot Structural Analysis, la note de calcul confirme la validité de l'assemblage. Le ratio de résistance global est de 0.47, ce qui prouve que la liaison est largement vérifiée et peut supporter les efforts extrêmes en toute sécurité. Toutes les vérifications réglementaires selon l'Eurocode 3 sont ainsi validées.

IX.8 Conclusion

En conclusion, l'étude menée dans ce chapitre a permis de dimensionner et de vérifier la résistance des différents assemblages de notre structure conformément aux exigences de l'Eurocode 3.

Les calculs et les vérifications rigoureuses (résistance des boulons, des cordons de soudure et des platines) ont démontré que les dispositions constructives adoptées assurent une transmission optimale des efforts et garantissent la stabilité globale du hangar. Tous les assemblages étudiés sont ainsi conformes, validés et sécurisés.

CHAPITRE X : Calcul des fondations

X.1 Introduction

Les fondations constituent l'interface structurelle entre l'ouvrage et le sol d'assise. Elles représentent la partie inférieure de la construction dont la mission principale est de garantir la pérennité et la stabilité de l'ensemble. Pour ce faire, elles assurent une répartition homogène et uniforme des différentes charges sur le terrain.

D'un point de vue fonctionnel, les fondations doivent impérativement répondre à deux exigences majeures :

- **La reprise des charges :** Collecter l'intégralité des charges et surcharges supportées par la superstructure.
- **La transmission au sol :** Transférer ces efforts vers les couches de terrain résistantes afin de prévenir tout risque de basculement ou de tassement excessif.

Pour assurer son rôle, une fondation doit être conçue pour maintenir un état d'équilibre statique constant sous l'action combinée de deux types d'efforts :

- ✓ Les sollicitations descendantes provenant de la superstructure.
- ✓ Les sollicitations ascendantes (réactions) exercées par le sol.

X.2 Étude du sol

Pour le calcul des fondations de notre structure située à Oued El Berdi, nous avons adopté une contrainte admissible du sol de 2.0 bars (0.2 MPa). Cette valeur est jugée représentative des caractéristiques mécaniques des sols marneux prédominants dans cette région.

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bar} = 0.2 \text{ MPa}$$

X.3 Choix du type de fondation

La sélection du système de fondation repose sur les caractéristiques de la superstructure et les propriétés géotechniques du terrain. Afin de garantir une stabilité optimale et une mise en œuvre adaptée, nous avons opté pour des fondations superficielles. Ainsi, le choix s'est porté sur des **semelles isolées** sous chaque poteau, une solution adéquate pour notre type de structure métallique.

X.4 Etude des semelles

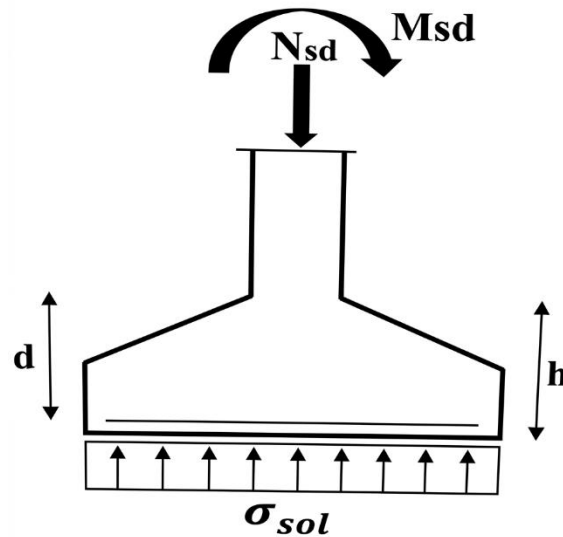


Figure X.1 Diagramme des contraintes agissant sur les fondations.

Les charges à prendre en considération sont celle obtenue à l'étude du portique :

$$N_{sd} = 255.6 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 10.79 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = 3.21 \text{ Kn}$$

X.5 Dimensionnement de la semelle

X.5.1 Calcul A et B :

Pour des raisons de facilité d'exécution et d'optimisation, nous avons opté pour des semelles carrées ($A = B$).

$$\text{Telle que : } \begin{cases} A = B : \text{ Le côté de la semelle} \\ a = b : \text{ Le côté de fût } (a = b = 400 \text{ mm}) \end{cases}$$

On a :

$$A = B \geq \sqrt{\frac{N_{sd}}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{255.6}{200}} \longrightarrow A = B \geq 1.130 \text{ m}$$

Pour l'exécution nous adoptons une semelle carrée de dimensions :

$$A = B = 1.2 \text{ m}$$

X.5.2 Calcul d et h :

On a : $d \geq \frac{A - a}{4} \longrightarrow d \geq \frac{1.2 - 0.4}{4} \longrightarrow d \geq 20 \text{ cm}$

$$h_t = d + c \quad \text{avec :}$$

c : Enrobage des aciers qui est de **5 cm**

$$h_t = 0.2 + 0.05 = 25 \text{ cm}$$

Pour des raisons de construction et d'ancrage des boulons nous adoptons :

$$d = 30 \text{ cm}$$

$$h_t = 35 \text{ cm}$$

X.5.3 Vérification de la stabilité :

On doit vérifier que l'excentricité "e" reste dans le tiers central de la section ($e \leq A/6$) pour éviter le décollement de la semelle.

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{10.79}{255.6} = 0.042 \text{ m}$$

$$A/6 = \frac{1.2}{6} = 0.2 \text{ m}$$

D'où : $e = 0.042 \text{ m} \leq A/6 = 0.2$

Donc : **la condition est vérifiée**

X.6 Calcul du ferrailage :

On a :
$$A_s = \frac{N_{sd} \times (A - a)}{8 \times d \times f_{su}}$$

Avec : $f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$

D'où :

$$A_s = \frac{255600 (1.2 - 0.4)}{8 \times 0.3 \times 434.78 \times 10^6} \approx 1.96 \text{ cm}^2$$

❖ Choix des armatures :

Bien que la section calculée soit faible, nous devons respecter la condition de non-fragilité et assurer une répartition uniforme des barres sur toute la largeur de la semelle.

- **Section adoptée :** 7 HA 12 par nappe (soit 14 barres au total).
- **Section réelle (A_{st}) :** $7 \times 1.13 = 7.91 \text{ cm}^2$.
- **Espacement (S_t) :** $\frac{120 - 10}{6} = 18 \text{ cm}$

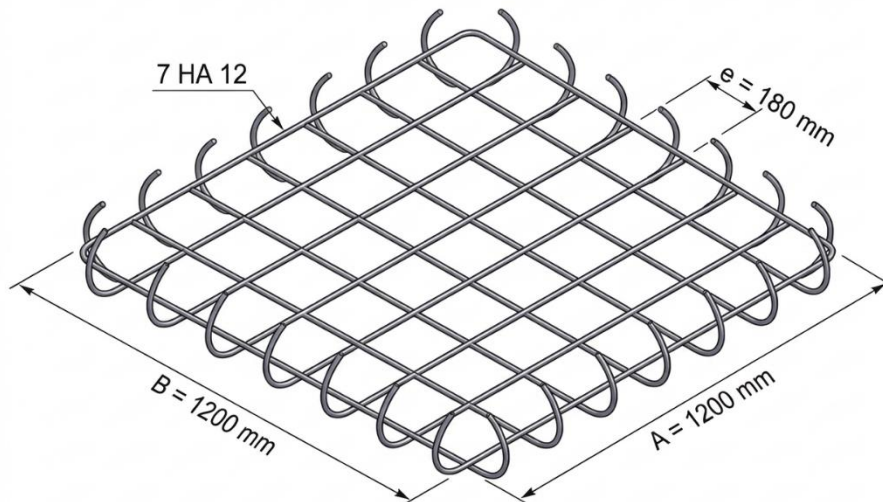


Figure X.2 : Schéma de ferrailage de la semelle isolée

X.7 Vérification des contraintes au sol :

Cette étape consiste à vérifier que les contraintes exercées par la semelle sur le sol ne dépassent pas la contrainte admissible du sol. Compte tenu de la présence d'un moment de flexion, la répartition des contraintes est trapézoïdale.

X.7.1 Calcul des contraintes extrêmes ($\sigma_{\max}$ et $\sigma_{\min}$) :

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{sd}}{A \times B} + \frac{6 \times M_{sd}}{A^2 \times B} = \frac{0.2556}{1.2 \times 1.2} + \frac{6 \times 0.01079}{1.2^2 \times 1.2} = \mathbf{0.215 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_{sd}}{A \times B} - \frac{6 \times M_{sd}}{A^2 \times B} = \frac{0.2556}{1.2 \times 1.2} - \frac{6 \times 0.01079}{1.2^2 \times 1.2} = \mathbf{0.140 \text{ MPa}}$$

X.7.2 Vérification de la contrainte moyenne (σ_{moy}) :

On doit vérifier que la contrainte au quart de la semelle ne dépasse pas la capacité portante du sol :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3(0.215) + 0.140}{4} = \mathbf{0.196 \text{ MPa}}$$

$$\text{On a : } \sigma_{\text{moy}} = \mathbf{0.196 \text{ MPa}} < \sigma_{\text{sol}} = \mathbf{0.2 \text{ MPa}}$$

Donc : **la condition est vérifiée**

X.8 Étude des longrines :

Les longrines sont des éléments de fondation en béton armé destinés à solidariser les semelles isolées. Elles ont pour rôle de limiter les déplacements relatifs entre les appuis et de reprendre les efforts de traction/compression résultant de l'action sismique, conformément aux exigences du RPA 2024.

❖ Dimensionnement de la section :

Selon les prescriptions du RPA 2024, pour un sol de catégorie S3, la section transversale minimale des longrines doit être : **(25 cm x 30 cm)**

(RPA 2024, §10.1.1, Page157)

- ❖ **Calcul de l'effort de traction (F) :** Les longrines doivent être dimensionnées pour résister à une force de traction F donnée par :

$$(F = \mp \alpha (A.I.S) N) \geq 20 \text{ kN}$$

Avec : N : valeur moyenne des charges verticales apportées par les points d'appui solidarisés en situation sismique.

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée. Il est donné par :

$$\alpha = \begin{cases} 0.3 : \text{Pour } S_2 \\ 0.4 : \text{Pour } S_3 \\ 0.6 : \text{Pour } S_4 \end{cases}$$

(RPA 2024, §10.1.1, Page157)

Alors :

$$F = 0.4 \times (0.25 \times 1 \times 1.1) \times 255.6 = 28.11 \text{ kN} \geq 20 \text{ kN}$$

Donc :

La condition est vérifiée

- ❖ **Calcul du ferrailage longitudinal :**

Le ferrailage doit respecter le ratio minimal de **0.6%** de la section brute du béton :

$$A_{\min} = 0.006 \times (25 \times 30) = 4.5 \text{ cm}^2$$

(RPA 2024, §10.1.1, Page157)

- ❖ **Choix des barres :**

Pour couvrir cette section d'acier, nous choisissons une disposition symétrique :

- **6 HA 10** ($A_{st} = 4.71 \text{ cm}^2$)
- **6 HA 12** ($A_{st} = 6.78 \text{ cm}^2$)

Nous choisissons **6 HA 12** ($A_{st} = 6.78 \text{ cm}^2$) car cette section assure une meilleure rigidité de l'infrastructure en **Zone V** et garantit une sécurité accrue face aux sollicitations sismiques.

- ❖ **Ferrailage transversal (Cadres) :**

L'espacement des cadres (S_t) est calculé conformément aux exigences du **RPA 2024**

- **Condition de l'espacement** : $S_t \leq \min (20 \text{ cm} ; 15 \phi_l)$.
- **Calcul pour $\phi_l = 12 \text{ mm}$** : $15 \times 1.2 = 18 \text{ cm}$.
- **Espacement adopté** : $S_t = 15 \text{ cm}$.

Nous choisissons **15 cm** pour assurer un meilleur confinement du béton et une résistance accrue au cisaillement en **Zone V**

(RPA 2024, §10.1.1, Page157)

X.9 Conclusion

Ce chapitre a été consacré à l'étude de l'infrastructure de notre projet. Nous avons dimensionné les semelles isolées afin de garantir une transmission sécurisée des charges au sol d'assise. Par la suite, nous avons complété l'étude par le calcul des longrines de liaison (25x30 cm) pour solidariser les points d'appui. L'ensemble des choix techniques, notamment le renforcement du ferrailage, a été optimisé pour répondre aux exigences de rigidité et de sécurité imposées par la forte sismicité de la Zone V, conformément au RPA 2024.

Conclusion général

Conclusion Générale :

Arrivé au terme de ce projet de fin d'études dédié à l'analyse, la modélisation et le dimensionnement d'un hangar métallique de stockage (48.00×10.00 m) avec une hauteur de 9.00 m, et équipé d'une mezzanine partielle, ce travail nous a permis de concrétiser nos connaissances théoriques acquises durant notre cursus universitaire et de nous familiariser avec les réalités de l'ingénierie des structures. La rigueur scientifique imposée par les règlements techniques modernes a constitué le fil conducteur de notre démarche, assurant un compromis optimal entre la sécurité structurelle et la rationalité économique.

L'évaluation méticuleuse des charges climatiques selon le code RNV 2013 a mis en relief l'importance capitale de l'environnement géographique (Oued El Berdi, Wilaya de Bouira) sur l'enveloppe du bâtiment, révélant notamment la nécessité d'intégrer les forces de frottement induites par l'élancement géométrique de l'ouvrage. De surcroît, la situation parasismique du site, classé en Zone V selon les nouvelles règles du RPA 2024, a dicté une modélisation dynamique tridimensionnelle extrêmement rigoureuse. L'analyse des modes de vibration et la vérification des critères de participation de masse ont permis de valider la réponse dynamique globale de l'ossature face aux sollicitations sismiques majeures.

Sur le plan structural, les vérifications menées conformément aux critères de l'Eurocode 3 ont confirmé la stabilité et la résistance des éléments secondaires ainsi que des portiques principaux (poteaux HEA 200 et traverses IPE 300) sous les combinaisons d'actions les plus défavorables. L'efficacité du système de contreventement longitudinal a été démontrée pour stabiliser la structure et limiter les déplacements horizontaux. Par ailleurs, la conception minutieuse des assemblages rigides et articulés a garanti une continuité parfaite de la transmission des efforts, élément clé pour prévenir tout risque de ruine locale. Enfin, l'étude s'est couronnée par le dimensionnement de l'infrastructure en béton armé (semelles isolées et longrines), assurant un ancrage robuste et pérenne de la superstructure métallique au sol.

En conclusion, ce projet de fin d'études souligne qu'une conception réussie en charpente métallique repose sur une approche globale et intégrée, où chaque détail, de la couverture jusqu'aux fondations, doit être rigoureusement justifié. Nous espérons que ce modeste travail servira de référence utile et qu'il reflète fidèlement l'application des exigences réglementaires contemporaines dans le domaine de la construction métallique.

BIBLIOGRAPHIE

❖ Règlements

1. DTR C 2-4.7 : « Règlement Neige et Vent version 2013 (RNV2013) » Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS).
2. DTR B.C 2.2 : « Charges permanentes et charges d'exploitation » Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS).
3. EUROCODE 3 : « Calcul des structures métalliques » Édité et diffusée par l'Association Française de Normalisation (AFNOR).
4. EUROCODE 4 : « Calcul des structures mixtes acier-béton » Édité et diffusée par l'Association Française de Normalisation (AFNOR).
5. DTR B.C 2.48 : « Règles Parasismiques Algériennes (RPA 2024) » Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS).
6. CBA 93 (DTR B.C 2.41) : « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé ».
7. CNC2M : « Recommandations pour l'application de la NF EN 1991-1-4 aux charpentes et ossatures en acier de bâtiment ».

❖ Ouvrages

1. DAHMANI Lahlou : « Calcul pratique des éléments de construction métallique ».
2. MOREL Jean : « Calcul des Structures Métalliques selon l'Eurocode 3 », Eyrolles, Paris.

❖ Logiciels

1. ROBOT : « Autodesk Robot Structural Analysis Professional ».