

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université A-MIRA-BEJAIA



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

Mémoire de Fin de Cycle

En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : STRUCTURE

Thème

Etude d'un hangar en charpente métallique avec deux mezzanines

Présenté par :

MEDJKOUNE Sofia

OUHENIA Baya

Membres du jury :

Mr. RAMDANI L.

Mr. MEZIANI B.

Dirigé par :

Mr. BANOUNE B.

Année Universitaire : 2020/2021

Remerciements

Au terme de cette étude, nous tenons tout d'abord à remercier Dieu tout puissant de nous avoir donné la force afin de mener à bien ce projet de fin d'étude.

Nous tenons à remercier notre encadreur Mr BANOUNE, pour la confiance dont il a fait preuve à notre égard, mais aussi pour ses précieux conseils qui ont permis une bonne orientation dans la réalisation de ce modeste travail.

Nous remercions les membres de jury d'avoir accepté de nous consacrer leur temps à la lecture et la correction de ce travail.

On remercie tous les enseignants du département Génie Civil pour tout le savoir qu'on a acquis grâce à eux durant notre formation.

Nous ne remercierons jamais assez nos parents et nos familles, qui nous encouragent sans cesse.

Ainsi qu'à toutes les personnes qui nous ont porté leurs aides et soutiens, en particulier à Yacine et Fatima, nous leurs adressons toute notre reconnaissance.

Dédicace

A ma très chère mère et à mon père :

Grace à vous, j'ai pu réaliser mes études dans les meilleures conditions. Je vous remercie également pour votre soutien lors de ce travail mais aussi durant toutes ces années d'études. Votre exemple m'a aidé à atteindre mes objectifs.

A mon très cher futur mari qui m'a donnée l'énergie pour réaliser ce modeste travail et qui a partagé avec moi les moments sur tous les moments d'émotion lors de la réalisation de ce travail, il m'a chaleureusement supporté et encouragé au long de mon parcours, et à son cher père.

A mon adorable petite sœur qui était toujours là pour moi . et à mon très cher frère.

A mon binôme . et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour que ce projet soit possible, je vous dis merci.

A tous ceux que j'aime.

Sofia.

Dédicace

A mes très chers parents,

Zui m'ont tant encouragé et soutenu tout au long de mon cursus

Et que je ne remercierai jamais assez

À toute ma famille, mes frères, mes sœurs, mes belles sœurs,

A mon chéri qui a toujours été là pour moi à me soutenir dans tous ce

que j'entreprends.

A tous mes amis et à tous ceux

Zui ont contribué de près ou de loin à la

Réalisation de modeste travail.

Que dieu vous protège et vous accorde une longue vie pleine de santé et

de bonheur.

Baya.

Liste des tableaux

Chapitre I : présentation de l'ouvrage	P3
Chapitre II : étude climatique.	P7
Tableau II.1 : valeur des coefficients de rugosité.	P9
Tableau II.2 : valeurs des intensités de référence.	P9
Tableau II.3 : valeurs des coefficients d'exposition.	P9
Tableau II.4 : valeurs des pressions dynamiques.	P9
Tableau II.5 : Surfaces des zones des parois verticales (V_1).	P10
Tableau II.6 : Cpe correspondant à chaque zone de paroi verticale sous V_1 .	P11
Tableau II.7 : Surfaces des zones de toitures (V_1).	P11
Tableau II.8 : Cpe correspondant à chaque zone sur la toiture sous V_1 .	P12
Tableau II.9 : Surfaces des zones des parois verticales sous V_2 .	P12
Tableau II.10 : Cpe correspondant à chaque zone de paroi vertical sous V_2 .	P12
Tableau II.11 : Surfaces des différentes zones sur la toiture sous V_2 .	P13
Tableau II.12 : Cpe correspondant à chaque zone de la toiture sous V_2 .	P13
Tableau II.13 : Pression aérodynamique sur les parois sous V_1 .	P14
Tableau II.14 : Pression aérodynamique sur la toiture sous V_1 .	P14
Tableau II.15 : Pression aérodynamique sur les parois sous V_2 .	P14
Tableau II.16 : Pression aérodynamique sur la toiture sous V_2 .	P14
Tableau II.17 : Valeurs des coefficients de frottement.	P15
Chapitre III : pré dimensionnement des éléments	P17
Tableau III.1 Les charges et surcharges appliquées sur les pannes.	P18
Tableau III.2 Caractéristiques du profilé UAP150.	P29
Tableau III.3 évaluation des charge permanentes de la volée.	P42
Tableau III.4 évaluation des charge permanentes du palier.	P42
Tableau III.5 les efforts max dans les éléments de la ferme.	P46
Chapitre IV : étude du plancher mixte	P54
Tableau IV.1 pré dimensionnement du plancher à usage stockage.	P68
Tableau IV.2 résumé des calculs des goujons sommier solive.	P70
Chapitre V : étude des contreventements	P73
Tableau V.1 évaluation des efforts horizontaux dans les nœuds.	P74

Liste des tableaux

Chapitre VI : modélisation de ma structure	P82
Tableau VI.1 valeurs de pénalités Pq	P85
Tableau VI.2 Pourcentage de participation de masse.	P87
Tableau VI.3 Combinaisons de calcul.	P90
Tableau VI.4 : Vérification de l'effort tranchant à la base.	P90
Tableau VI.5 Les déplacements max selon les combinaisons.	P91
Tableau VI.6 Déplacements relatifs.	P92
Tableau VI.7 : Effets (P- Δ) suivant X-X.	P92
Tableau VI.8 : Effets (P- Δ) suivant Y-Y.	P92
Chapitre VII : vérification de l'ossature	P93
Chapitre VIII : calcul des assemblages	P115
Tableau VIII.1 : Caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe.	P115
Tableau VIII.2 : Coefficients de frottements μ selon la surface de cisaillement	P116
Tableau VIII.3 : Principales caractéristiques géométriques des boulons.	P116
Tableau VIII.4 : Efforts dans les éléments de la ferme.	P117
Tableau VIII.5 : Epaisseur du gousset en fonction de l'effort.	P117
Tableau VIII.6 : Dimensions des cordons de soudure.	P118
Chapitre IX.6 : étude de l'infrastructure	P144
Tableau IX.1 : Les sollicitations les plus défavorables.	P144
Tableau IX.2 sollicitations à la base des semelles.	P146
Tableau IX.3 Vérification des contraintes dans le sol	P147
Tableau IX.4 armatures dans la semelle.	P150

Liste des figures

Chapitre I : présentation de l'ouvrage	P3
Figure I.1 vue d'ensemble en 3D.	P3
Figure I.2 Localisation du dite du projet.	P5
Figure I.3 : Diagramme déformation de l'acier.	P6
Chapitre II : étude climatique.	P7
Figure II.1 : Répartition du Cpe sur les parois verticales sous (V_1).	P11
Figure II.2 : Répartition du Cpe sur les parois verticales sous (V_2).	P13
Chapitre III : pré dimensionnement	P17
Figure III.1 Schéma statique de la panne sous charge d'entretien	P18
Figure III.2 Moment due à la charge d'entretien	P18
Figure III.3 Schéma statique de la panne suivant le sens z-z et le sens y-y	P20
Figure III.4 efforts dans les liernes.	P24
Figure III.5 disposition de l'échantignolle.	P25
Figure III.6 Disposition de la lisse sur le poteau.	P28
Figure III.7 La flèche maximal suivant l'axe y y'.	P29
Figure III.8 disposition des potelets.	P33
Figure III.9 vue en plan de l'escalier.	P38
Figure III.10 schéma statiques de l'escalier.	P39
Figure III.11 Coupe transversale de l'escalier.	P40
Figure III.12 charges appliquées sur le limon.	P41
Figure III.13 Schéma statique de la ferme.	P45
Figure III.14 Double cornière.	P47
Chapitre IV : étude du plancher mixte	P54
Figure IV.1 Schéma des composants du plancher mixte.	P54
Figure IV.2 schéma de la disposition des solives	P55
Figure IV.3 largeur participante d'une dalle mixte.	P57
Figure IV.4 : position de l'axe neutre (Δ)	P59
Figure IV.5 diagramme de contraintes en flexion simple.	P61
Figure IV.6 Schéma statique du sommier.	P63

Liste des figures

Figure IV.7 Schéma statique de la poutre secondaire.	P67
Figure IV.8 schéma de la position des connecteurs.	P68
Figure IV.9 Schéma de ferrailage en appuis et en travée	P72
Figure IV.10 Schéma de ferrailage coupe B-B.	P72
Chapitre V : étude des contreventements	P73
Figure V.1 schéma statique de la poutre au vent sur le pignon.	P73
Figure V.2 isolation du nœud.	P74
Figure V.3 schéma statique de la palée de stabilité.	P79
Figure V.4 schéma statique de la poutre sablière.	P80
Chapitre VI : modélisation de ma structure	P82
Figure VI.1 spectre de réponse Sens X	P87
Figure VI.2 spectre de réponse Sens Y	P87
Figure VI.3 Mode de déformation (1)	P88
Figure VI.4 Mode de déformation (2)	P89
Figure VI.5 Mode de déformation (3)	P89
Chapitre VII : vérification de l'ossature	P93
Figure VII.1 Illustration de barre la plus sollicitée.	P103
Figure VII.2 Illustration de barre la plus sollicitée.	P105
Figure VII.3 Illustration du poteau le plus sollicitée.	P107
Figure VII.4 Illustration de la poutre la plus sollicitée.	P112
Chapitre VIII : étude des assemblages	P104
Figure VIII.1 : Détail d'assemblage des deux éléments de la ferme.	P121
Figure VIII.2 Détail d'assemblage du couvre joint dans la membrure inférieure	P122
Figure VIII.3 Assemblage de l'échantignole	P124
Figure VIII.4 Assemblage de la palée de stabilité.	P126
Figure VIII.5 : Cordon de la soudure.	P128
Figure VIII.6 Assemblage poutre au vent.	P129
Figure VIII.7 : Cordon de soudure.	P131

Liste des figures

Figure VIII.8 Vue 3D de l'assemblage poteau-sommier.	P132
Figure VIII.9 Assemblage platine poutre	P132
Figure VIII.10 : Assemblage poteau-platine.	P133
Figure VIII.11 Vue 3D de l'assemblage poutre solive.	P136
Figure VIII.12 Tige d'ancrage du pied du poteau.	P139
Figure VIII.13 Dispositions constructives.	P139
Figure VIII.14 Vue en 3D du pied de poteau encastré.	P142
Figure VIII.15 Vérification de la section 2-2.	P143
Figure VIII.16 Vérification de la section 3-3.	P143
Chapitre IX : étude de l'infrastructure	P144
Figure IX.1 : Vue d'une semelle isolée	P145
Figure IX.2 Schéma de ferrailage d'une semelle	P150
Figure IX.3 Schéma de ferrailage des longrines	P152
Figure IX.4 section du fut à ferrailer.	P152
Figure IX.5 Schéma de ferrailage des futs.	P154

Liste des notations

Les principales notations utilisées sont les suivantes

- q_p** : Pression dynamique de pointe.
- q_{ref}** : Pression dynamique moyen de référence.
- W** : Pression aérodynamique.
- S** : Charge caractéristique de la neige.
- S_k** : Charge de la neige sur le sol.
- G** : Action permanente.
- Q** : Action d'exploitation.
- g** : Charge permanente uniformément répartie.
- q** : Charge d'exploitation uniformément répartie.
- E** : Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E = 210\,000$ MPa).
- G** : Module d'élasticité transversale de l'acier.
- M** : Moment sollicitant, en général.
- M_{cr}** : Moment critique élastique.
- M_{el}** : Moment élastique.
- M_{pl}** : Moment plastique.
- M_R** : Moment résistant.
- N_R** : Effort normal résistant.
- N_{PL}** : Effort normal de plastification.
- N_U** : Effort normal ultime.
- V** : Effort tranchant sollicitant.
- V_{PL}** : Effort tranchant de plastification.
- N_{pl}** : Effort normal de plastification.
- N_u** : Effort normal ultime.
- V_u** : Effort tranchant ultime.
- f** (ou δ) : Flèche d'une poutre.
- f_{ub}** : Contrainte de rupture d'un boulon.
- f_u** : Contrainte de rupture d'une pièce.
- f_y** : Limite d'élasticité d'un acier.
- ε (epsilon) : Déformation linéaire unitaire.
- σ (sigma) : Contrainte normale.
- A** : Section brute d'une pièce (**cm²**).
- A_{net}** : Section nette d'une pièce (**cm²**).
- A_v** : Aire de cisaillement (**cm²**).
- A_w** : Section de l'âme d'une pièce (**cm²**).
- I_t** : Moment d'inertie de torsion (**cm⁴**).
- I_w** : Facteur de gauchissement d'une section (**cm⁴**).
- I_y** : Moment d'inertie de flexion maximal (**cm⁴**).
- I_z** : Moment d'inertie de flexion minimal (**cm⁴**).
- W_{EL}** : Module de résistance élastique (**cm³**).

Liste des notations

- W_{PL}** : Module de résistance plastique (**cm³**).
- a** : Epaisseur utile (ou gorge) d'un cordon de soudure (**mm**).
- b** : Largeur d'une semelle de poutre (**cm**).
- d₀** : Diamètre nominal des tiges des boulons (**cm**).
- h** : hauteur d'une pièces en général (**mm, cm**).
- l** : Longueur en général ou portée d'une poutre (**mm, cm, m**).
- l_f** : Longueur de flambement (**mm, cm, m**).
- l_k** : Longueur de flambement d'une poutre (**mm, cm, m**).
- t** : Epaisseur d'une pièce ou d'une tôle (**mm, cm**).
- t_f** : Epaisseur d'une semelle de poutre (**mm, cm**).
- t_w** : Epaisseur d'une âme de poutre (**mm, cm**).
- ∅** : Diamètre d'une section transversale (cm², mm²)
- C_{pe}** : coefficient de pression extérieur.
- C_{pi}** : coefficient de pression intérieur.
- K** : Coefficient d'encastrement ou de rigidité poteau/poutre.
- k_s** : Coefficient de dimension des trous perçage pour boulons.
- k_y** et **k_z** : Coefficients de flambement flexion.
- n = N / N_{pl}** : ou nombre de boulons.
- β_m** : Facteur de moment uniforme équivalent (flambement).
- β_w** : Facteur de corrélation (soudures).
- η** : (eta) Facteur de distribution de rigidités (flambement).
- λ** : (lambda) Elancement.
- λ_{cr}** : Elancement critique d'Euler.
- λ̄** : Elancement réduit.
- λ_{Lᄡ}** : Élancement de déversement.
- μ** : (mu) Coefficient de frottement.
- ρ** : (rho) Rendement d'une section.
- χ** : (chi) Coefficient de réduction de flambement.
- χ_{LT}** : Coefficient de réduction de déversement.
- φ** : (psi) Coefficient de distribution de contraintes.

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE	P1
CHAPITRE I : présentation de l'ouvrage	P3
I.1. Introduction	P3
I.2. Présentation de l'ouvrage	P3
I.3. Les données géométriques de l'ouvrage	P3
I.4. Les caractéristiques architecturales de l'ouvrage	P4
I.5. Conception structurelle	P4
I.6. Les données concernant le site	P5
I.7. Règlements utilisés	P5
I.8. Logiciels utilisés	P5
I.9. Matériaux utilisés	P6
CHAPITRE II : Etude climatique	P7
II.1. Etude au vent	P7
II.2. Calcul des forces de frottement	P15
II.3. Etude de la neige	P16
II.4. Conclusion	P16
CHAPITRE III : pré dimensionnement des éléments	P17
III.1. Etude des pannes	P17
III.2. Calcul des liernes	P24
III.3. Calcul de l'échantignolle	P25
III.4. Etudes des lisses de bardage	P27
III.5. Calcul des potelets ou montant de bardages	P32
III.6. Etude de l'escalier	P38
III.7. Calcul des éléments de la ferme	P44
CHAPITRE IV : Etude des planchers mixtes	P54
IV.1. Introduction	P54
IV.2. Etude du plancher collaborant	P54
IV.3. Vérification des solives (usage bureau)	P54
IV.4. Calcul des contraintes	P61
IV.5. Calcul de la poutre maitresse (sommier)	P62

Table des matières

IV.6.	Calcul de la poutre secondaire (plancher à usage bureau)	P67
IV.7.	Calcul des goujons connecteurs	P68
IV.8.	Vérification des soudures	P69
IV.9.	Ferraillage de la dalle de compression	P70
CHAPITRE V : Etude des contreventements		P73
V.1.	Introduction	P73
V.2.	Calcul des contreventements des toitures (poutre au vent)	P73
V.3.	Calcul de la palée de stabilité en long pan	P79
V.4.	Pré dimensionnement de la poutre sablière	P80
CHAPITRE VI : Modélisation de la structure		P82
VI.1.	Introduction	P82
VI.2.	Description de robot	P82
VI.3.	Méthodes de calcul	P83
VI.4.	Analyse de résultats	P90
VI.5.	Vérification des déplacements	P91
VI.6.	Effet de deuxième ordre	P92
CHAPITRE VII : Vérification de l'ossature		P93
VII.1.	Introduction	P93
VII.2.	Les vérifications pour les éléments de la ferme	P93
VII.3.	Vérification de la palée de stabilité	P103
VII.4.	Vérification de la poutre au vent (pignon)	P105
VII.5.	Vérification des poteaux HEA450	P107
VII.6.	Vérification de la poutre maitresse	P112
CHAPITRE VIII : Vérification des assemblages		P115
VIII.1.	Introduction	P115
VIII.2.	Fonctionnement des assemblages	P115
VIII.3.	Rôle des assemblages	P116
VIII.4.	Assemblage des éléments de la ferme	P117
VIII.5.	Assemblage poteau-ferme	P118
VIII.6.	Assemblage du couvre joint	P121

Table des matières

VIII.7.	Assemblage de l'échantignole	P124
VIII.8.	Assemblage de la palée de stabilité	P125
VIII.9.	Assemblage poutre au vent	P129
VIII.10.	Assemblage poteau (HEA450) - poutre maitresse (IPE500)	P132
VIII.11.	Assemblage poutre-solive (bureau)	P135
VIII.12.	Assemblage poutre-solive (stockage)	P137
VIII.13.	Pieds de poteaux	P138
	CHAPITRE IX : Etude de l'infrastructure	P144
IX.1.	Introduction	P144
IX.2.	Calcul des fondations sous poteaux	P144
IX.3.	Calcul des longrines	P150
IX.4.	Calcul des futs	P152
	CONCLUSION GENERALE	P155

Introduction générale

Introduction générale

Introduction générale

La construction métallique est un domaine, qui répond aux besoins actuels de la construction. Ce dernier a subi une grande progression, fruit de développement et de recherche de nouvelle méthode de calcul permettant une meilleure optimisation.

La construction métallique est apparue au moment où le béton armé ne pouvait remplir certaines exigences de construction, telle que les grandes portées dans les bâtiments et les ponts.

Selon la destination, la construction métallique se divise en deux grandes catégories, la charpente métallique (bâtiments, halles, ponts ou tours...Ets) et la chaudronnerie (réservoirs, cuves, silos. Ets)

L'ingénieur spécialisé s'occupe de la conception, dimensionnement et réalisation d'une structure nouvelle, ou la réhabilitation d'une structure déjà existante (expertise et /ou projet d'intervention). Tout en réalisant ces différentes tâches, l'ingénieur civil doit garder en vue la protection du public et de l'environnement afin de répondre au besoin de la société.

Les avantages de la construction métallique se résument dans : La fiabilité, ductilité, légèreté, le montage rapide, les transformations plus faciles dans la conception.

L'ensemble de la construction doit être conçu de telle sorte que l'effort extérieur appliqué à la construction s'acheminera dans ces différents, jusqu'aux fondations sans la moindre ruine dans la construction.

L'ouvrage à étudier est un hangar en ossature métallique.

Pour cela, nous avons suivi le plan de travail suivant :

Chapitre I : Généralités

Dans lequel on a présenté l'ouvrage étudié, les matériaux utilisés ainsi que les différents règlements à respecter.

Chapitre II : étude climatique

Qui enveloppe les effets du vent et de la neige

Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

Sous le chargement statique, on a pré dimensionné les éléments de l'ossature, avec lesquels on a réalisé ultérieurement un modèle sous le logiciel ROBOT.

Chapitre VI : étude du plancher mixte.

Le plancher mixte ou plancher collaborant combine des bacs acier avec une dalle béton. Le système tire avantage des propriétés techniques des deux matériaux qui, ensemble, contribuent à la résistance mécanique de la surface porteuse.

Introduction générale

Chapitre V : étude des contreventements

Un calcul vis-à-vis de la pression du vent sur les parois verticales et horizontales

Chapitre VI : étude sismique

Dans ce chapitre, on illustre les différentes méthodes de calcul sismique ainsi que leurs conditions d'applications.

Chapitre VII : vérification de l'ossature :

La vérification est effectuée sur les éléments porteurs de l'ossature au moyen des sollicitations obtenues du modèle.

Chapitre VIII : études des assemblages

Etudes des assemblages Reliant les différents éléments de la structure (assurer essentiellement par soudure ou boulons)

Chapitre IX : étude des infrastructures

Ce chapitre est consacré à l'étude des fondations nous avons envisagé des semelles isolées qui sont déterminées selon le calcul BA.

Enfin nous clôturons cette étude en présentant une conclusion générale qui permet de faire la synthèse des principaux résultats de travaux.

Chapitre I :
Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction :

Dans le cadre de l'obtention d'un diplôme de master en génie civil, nous sommes amenés à élaborer un projet de fin d'étude. Le but de ce projet est d'être confronté à une situation professionnelle d'ordre scientifique et technique et mettre en application les connaissances théoriques et pratiques acquises durant notre cursus.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste à étudier et dimensionner un hangar métallique destiné à un dépôt de d'eau minérale et de boisson non alcoolisée situé à AKBOU dans la Wilaya de BEJAIA qui est classé selon le RPA99 version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa) et considéré comme étant un ouvrage d'importance moyenne GROUPE D'USAGE 2.

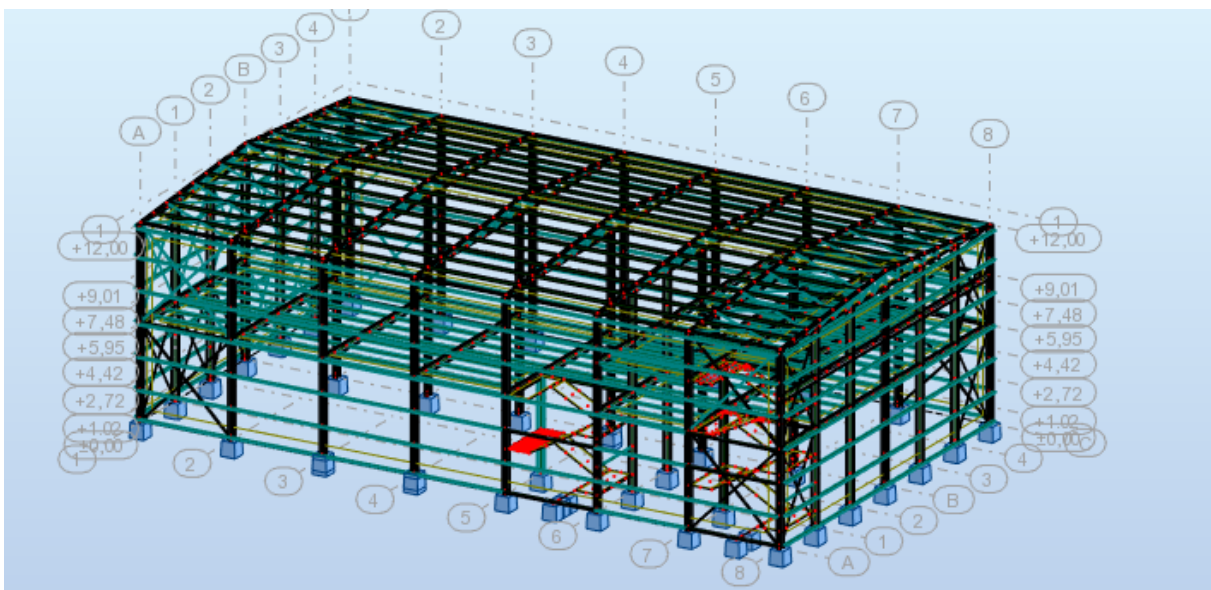


Figure I.1 vue d'ensemble en 3D.

I.3. Les données géométriques de l'ouvrage :

L'ouvrage a une forme en plan rectangulaire de dimensions :

- Hauteur totale de l'ouvrage = 13m
- Hauteur du RDC = 5,95m
- Hauteur du 1^{er} étage = 3,06m
- Hauteur du 2eme étage = 2,99m
- Longueur de l'ouvrage (long-pan) = 42,3m
- Largeur de l'ouvrage (pignon) = 24,12m

I.4. Les caractéristiques architecturales de l'ouvrage :

L'ouvrage contient 78 ouvertures.

- Façade principale du pignon : 34 ouvertures.
- Façade secondaire du pignon : aucune ouverture.
- Long-pan : 22 ouvertures sur chaque façade.

I.5. Conception structurelle :

La conception de ce hangar industriel a été faite de façon à satisfaire les critères suivants :

- L'économie.
- La faisabilité.
- Assurer la stabilité d'ensembles de la structure.
- Assurer une résistance vis-à-vis des phénomènes d'instabilités.

I.5.1. Partie horizontale :

- **Toiture :**

La toiture constitue la partie supérieure d'une structure, d'une part, elle doit assurer la répartition des charges et d'une autre, elle assure le rôle de protection.

La toiture de notre projet est en charpente métallique de forme trapézoïdale avec (02) versants, et en constituent plusieurs éléments :

- ✓ Ferme ou traverses.
- ✓ Pannes.
- ✓ Bardage de type Panneaux sandwichs.

- **Plancher :**

Notre structure comporte (02) planchers collaborant constitués de :

- ✓ Une dalle en béton armé.
- ✓ Une tôle nervurée.
- ✓ Des armatures.
- ✓ Des solives.
- ✓ Des goujons connecteurs.

I.5.2. Partie verticale :

Un bardage utilisé maintenu en place à l'aide des lisses.

I.6. Les données concernant le site :

Ce projet est implanté dans la zone industrielle d'Akbou dans la Wilaya de Bejaia. Les données du site sont :

- Altitude : 195 m
- Zone sismique : zone IIa
- Zone de neige : zone A
- Zone du vent : zone I
- Contrainte admissible du sol : 2,00 bars (sol meuble)



Figure I.2 Localisation du site du projet.

I.7. Règlements utilisés :

- CCM 97 : Règles de calcul des constructions en acier.
- EUROCODE 3 : Calcul des structures en acier.
- EUROCODE 4 : Calcul des structures mixtes acier-béton.
- DTR BC.2.2 : Document technique réglementaire charges permanentes et d'exploitation.
- DTR-C2.47 : Règles neige et vent (RNV99-V2013).
- RPA 99 : Règles parasismiques algériennes version 2003.
- BAEL 91 : Béton armé aux états limites.

I.8. Logiciels utilisés :

Nous utiliserons le logiciel AutoCAD 2014 pour l'élaboration des différents plans et figures et, le logiciel Autodesk Robot 2018 pour la modélisation de la structure.

I.9. Matériaux utilisés :

I.9.1. Acier de construction :

L'acier est un matériau obtenu par transformation qui associe au moins deux matières premières : le fer très majoritaire et, le charbon.

- Nuance d'acier utilisé : S235.
- Limite élastique : $F_y=235\text{MPa}$.
- Résistance à la traction : $F_u=360\text{MPa}$.
- Masse volumique : $\rho=7850\text{Kg/m}^3$.
- Module d'élasticité longitudinal : $E=210000\text{MPa}$.
- Module d'élasticité transversal : $G=81000\text{MPa}$.
- Coefficient de poisson : $\mu=0,3$

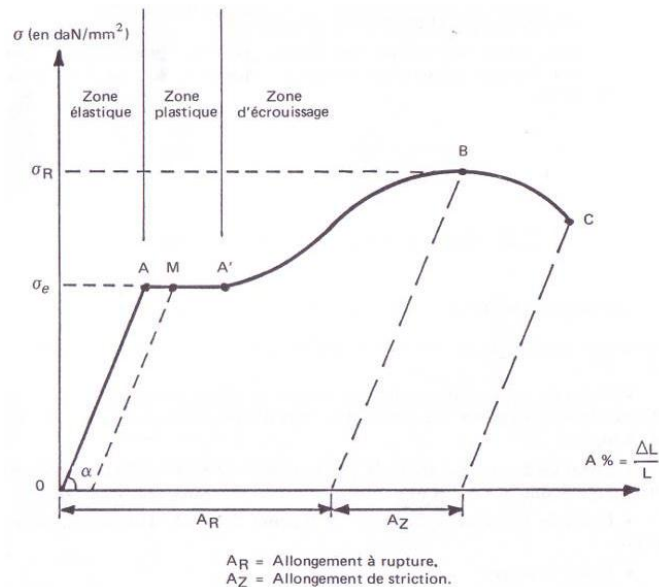


Figure I.3 Diagramme Contraintes-déformation de l'acier.

I.9.2. Béton :

Le béton est un mélange de matériaux constitué de ciment, de granulats, d'eau et éventuellement des adjuvants, ce matériau est utilisé pour sa bonne résistance à la compression.

- Résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25\text{MPa}$.
- Résistance à la traction à 28 jours : $f_{t28}=2,1\text{MPa}$.
- Poids volumique : $\rho=25\text{ KN/m}^3$.
- Coefficient de retrait : $\varepsilon=4.10^{-6}$.

Chapitre II :
Etude climatique

II.1. Etude au vent :

II.1.1. Introduction :

Les effets climatiques sur les structures métalliques sont souvent prépondérants, une étude approfondie et détaillée doit être menée minutieusement afin de déterminer les différentes actions et sollicitations.

Le but est de calculer la pression du vent sur le bâtiment, ce qui revient donc à déterminer les efforts dus au vent à chaque niveau, ceci afin de les comparés aux efforts sismiques et retenir les sollicitations les plus défavorables.

Le vent est assimilé a des forces statiquement appliquées à la construction, il correspond en fait à un phénomène vibratoire mettant en mouvement la structure résistante caractérisée par sa période fondamentale.

Les estimations quantitatives de l'effet du vent se feront à la base du règlement neige et vent algérien « RNV99 ».

Les pressions engendrées par le vent sur les différentes surfaces de la structure dépendent des facteurs suivants :

- De la région (zone).
- Du site d'implantation.
- De la hauteur de la construction.
- De la forme géométrique de la construction.
- Et de la forme de la toiture.

II.1.2. Coefficient de calcul :

1. Effet de la région (q_{ref}) :

La pression dynamique de référence q_{ref} qui fonction de la zone du vent et qui sera utilisée pour calculer la pression dynamique $q_{dyn}(Z)$.

Pour notre structure qui est permanente (dont la durée d'utilisation est supérieure à 5 ans), elle est implantée à Bejaia et correspond à la zone I ; la pression de référence est alors :

$$q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2 \quad (\text{Tab 2.3, Chap.II RNV99}).$$

2. Effet du site (K_T , Z_0 , Z_{MIN} , ϵ)

Les terrains sont classés en quatre catégories de I à IV, ils influent sur les couloirs d'écoulement du vent et sur l'effet venturi (intensification de la vitesse du vent dans des couloirs). Le projet qui fera l'objet de notre étude sera implanté dans une zone industrielle donc de catégorie III.

- Le facteur de terrain $k_t = 0.215$
- Le paramètre de rugosité $z_0 = 0.3 \text{ m}$

- La hauteur minimal $z_{min} = 5 m$
- Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient $C_d \quad \varepsilon = 0.61$ (tab 2.4 chap. II RNV99)

3. Coefficient topographique (C_t) :

Le coefficient topographique prend compte de l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tels que les collines et les dénivellations Ets

Les différents types de site et les valeurs de $C_t(z)$ sont donnée dans le tableau 2-5, chapitre II RNV99.

Notre site est considéré plat donc $C_t(z)=1$.

4. Coefficient dynamique C_d :

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que les effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

D'une manière générale, le coefficient C_d peut être déterminé selon la procédure du paragraphe 3.3. De l'RNVA.

Cependant, la valeur simplifiée du paragraphe 3.2 peut être admise sous réserve de satisfaire les conditions qui y sont énoncées.

Le bâtiment est une structure métallique avec une hauteur inférieure à 15m (13 m dans notre cas) on prend $C_d = 1$.

Donc : $C_d < 1.2$: La structure est peu sensible aux excitations dynamiques.

II.1.3. Détermination de la pression dynamique :

$$q_{dyn}(z_j) = q_{ref} \times C_e \dots \dots \dots [daN/m^2] \quad (\text{Chapitre II formule 2.1 RNV99})$$

Avec :

Q_{ref} : la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes, donnée en fonction de la zone du vent.

$$q_{ref} = 375 N/m^2. (\text{tableau 2.3 chap. II RNV99})$$

C_e : coefficient d'exposition au vent, en fonction du coefficient de rugosité C_r , et du coefficient de topographie C_t .

Z_j = hauteur de référence :

$$\text{Toiture} : z_j = 12 m.$$

$$\text{Paroi} : z_j = 13 m.$$

1. Coefficient de rugosité (Cr) :

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

$$C_r = \begin{cases} k_t \times \ln(z_{min}/z_0) & \text{Pour } z < z_{min} \\ k_t \times \ln(z/z_0) & \text{Pour } z_{min} \leq z \leq 200m \end{cases}$$

(Chapitre II art 2.4.4 RNVA99)

Toiture : $Z = 12m$ $z_{min} = 5m$
 On a $z_{min} < z < 200m$
 $C_r = k_t * \ln(z/z_0)$

	Z(m)	C _r
Toiture	13	0.810
Paroi	12	0.793

Tableau II.1 : Valeur des coefficients de rugosité.

2. Intensité de référence I_v :

L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écran type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent :

$$I_v = \frac{1}{C_t * \ln(\frac{z}{z_0})} \text{ pour } z > z_{min}$$

	Z(m)	I _v
Toiture	13	0.265
Paroi	12	0.271

Tableau II.2 : valeurs des intensités de référence.

3. Coefficient d'exposition C_e :

$$C_e = C_t \times C_r \times (1 + 7I_v)$$

	Z(m)	C _e
Toiture	13	1.873
Paroi	12	1.822

Tableau II.3 : valeurs des coefficients d'exposition.

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

	q _{ref}	C _e	Q _{dyn} (N/m ²)
Toiture	375	1.873	702.375
Paroi	375	1.822	683.25

Tableau II.4 : valeurs des pressions dynamiques.

II.1.4. Calcul des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

Les coefficients de pression externes C_{pe} des constructions a base rectangulaire et de leur élément constructif individuels dépendent de la dimension de la surface chargées. Ils sont définis pour des surfaces chargées de $1m^2$ et $10m^2$, auxquelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement C_{pe1} et C_{pe10} .

Les C_{pe} s'obtiennent à partir des formules suivantes

- $C_{pe} = C_{pe1}$ $si S \leq 1m^2$
- $C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) * \log_{10}(S)$ $si 1m^2 < S < 10m^2$
- $C_{pe} = C_{pe10}$ $si S \geq 10m^2$

S : surface chargée de la paroi considérée (en m^2).

❖ **1^{er} cas vent perpendiculaire au pignon (V_1) :**

a) Parois verticales :

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

Dans notre cas, ou la construction est à la base rectangulaire on a :

$$b = 24.12 \text{ m}$$

$$h = 12 \text{ m}$$

$$d = 42.3 \text{ m}$$

$$e = \min [b ; 2 \times h] = \min [24.12 ; 24] = 24 \text{ m}$$

- $d > e$

$$A = \frac{e}{5} = 4.8m^2$$

$$B = e = 24m^2$$

$$C = d - e = 42.3 - 24 = 18.12m^2$$

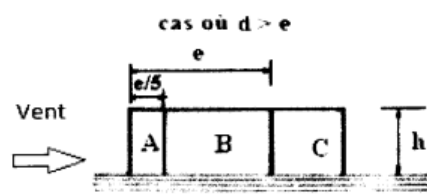
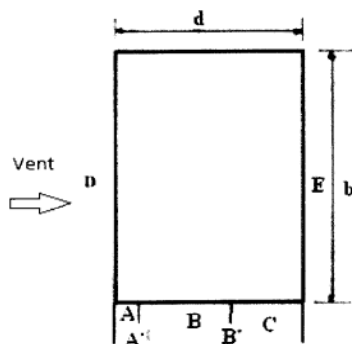
$$D = E = b \times h = 24,12 \times 12 = 289,44m^2$$

Zones	A	B	C	D	E
Surfaces (m^2)	57.6	230.4	219.6	289.44	289.44

Tableau II.5 : Surfaces des zones des parois verticales (V_1).

Le tableau des surfaces ci-dessus montres toutes les surfaces sont supérieures à $10m^2$ d'où

$$C_{pe} = C_{pe10}$$



Zones	F	G	H	I
C_{pe}	-1.8	1.2	-0.7	± 0.2

Tableau II.6 : Coefficient de pression extérieure correspondant à chaque zone de paroi verticale sous V_1 .

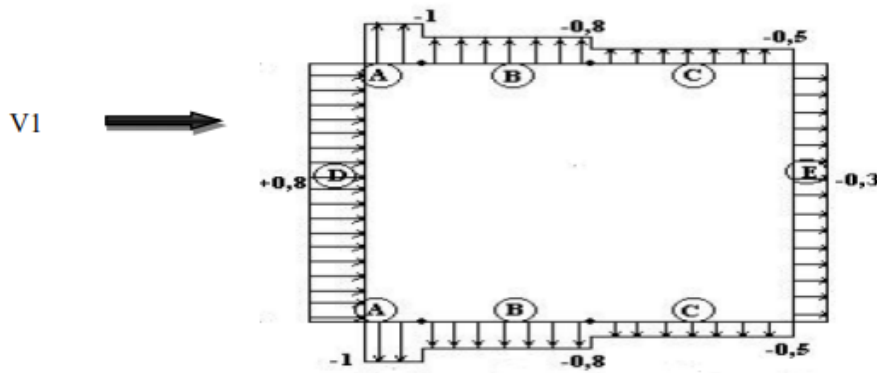


Figure II.1 : Répartition du coefficient de pression extérieure sur les parois verticales (V_1).

b) Toiture :

On se réfère à la figure (5-2) pour déterminer les différentes zones de pression et le tableau (5-2) pour tirer les valeurs des coefficients C_{pe} .

Nous avons $\alpha = 4.74^\circ$

L'angle de la pente est inférieur à 5° → une toiture plate

$$z_e = h = 13m$$

$$e = \min[b ; 2xh] = \min[24.12 ; 2 \times 13] = 24.12m.$$

$$\frac{e}{10} = 2.412m.$$

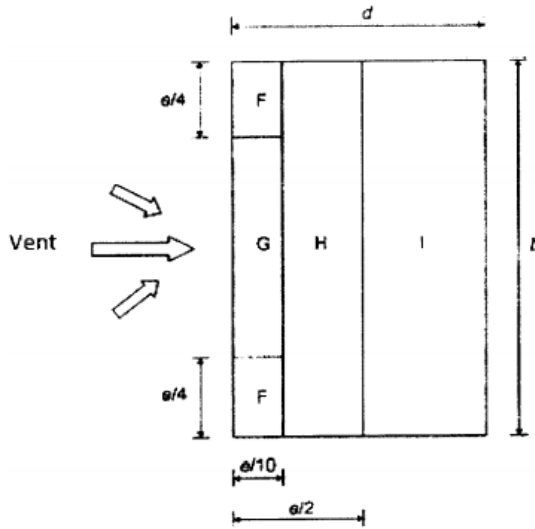
$$\frac{e}{2} = 12.06m.$$

$$\frac{e}{4} = 6.03m.$$

Zones	F	G	H	I
Surfaces (m ²)	14.54	29.08	232.70	729.38

Tableau II.7 : Surfaces des zones de toitures (V_1).

Le tableau des surfaces ci-dessus montre que toutes les surfaces sont supérieures à $10m^2$ d'où $C_{pe} = C_{pe10}$.



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

b : Dimension du coté perpendiculaire au vent

Zones	F	G	H	I
$C_{pe}=C_{pe10}$	-1.8	-1.2	-0.7	± 0.2

Tableau II.8 : Coefficient de pression extérieure correspondant à chaque zone sur la toiture sous V_1 .

❖ 2^{ème} cas vent perpendiculaire au long-pan (V_2) :

a) Parois verticale :

$$b = 42.3m$$

$$d = 24.12m$$

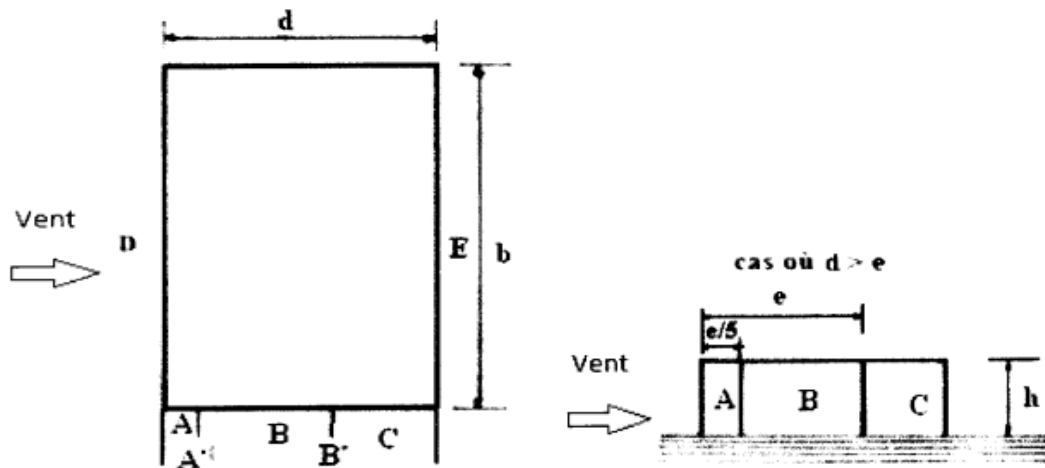
$$h = 12m$$

$$e = \text{min} [b ; 2 \times h] = 24m$$

$$\frac{e}{5} = 4.8m$$

Zones	A	B	C	D	E
Surfaces (m ²)	57.6	230.4	1.44	507.6	507.6

Tableau II.9 : Surfaces des zones des parois verticales sous V_2 .



Le tableau ci-dessus des surfaces montre que toutes surfaces sont supérieures à 10m² d'où $C_{pe} = C_{pe10}$. Que la surface C ou $C_{pe} = C_{pe1}$.

Zones	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau II.10 : Les coefficients de pression correspondant à chaque zone de paroi vertical sous V_2 .

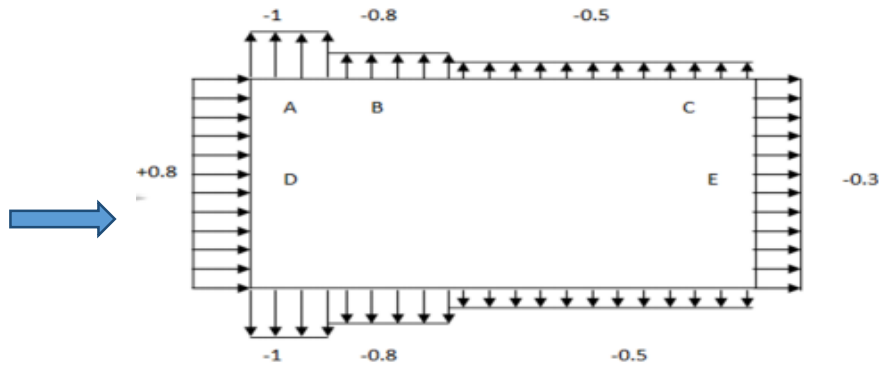


Figure II.2 : Répartition du coefficient de pression extérieure sur les parois verticales sous V_2 .

b) Toiture :

$$\begin{aligned}
 b &= 42.3m \\
 d &= 24.12m \\
 h &= 13m \\
 e &= \min [b ; 2 \times h] = \min [42.3 ; 26] = 26m \\
 \frac{e}{4} &= 6.5m \\
 \frac{e}{10} &= 2.6m \\
 \frac{e}{2} &= 13m
 \end{aligned}$$

Zones	F	G	H	I
Surfaces (m ²)	16.2	76.18	439.92	470.37

Tableau II.11 : Surfaces des différentes zones sur la toiture sous V_2

Le tableau des surfaces ci-dessus montre que toutes les surfaces sont supérieures à 10m² d'où $C_{pe}=C_{pe10}$.

Zones	F	G	H	I
$C_{pe}=C_{pe10}$	-1.8	-1.2	-0.7	±0.2

Tableau II.12 : Coefficient de pression extérieure correspondant à chaque zone de la toiture sous V_2 .

II.1.5. Coefficient de pression intérieure C_{pi} :

On a une surface d'ouverture de 65.38 m² sur le pignon et une surface d'ouverture de 20.32 m² sur le long pan ➡ La face dominante est le pignon.

Dans le cas d'un bâtiment ayant une surface dominante (Cf.5.2.1.4) le coefficient de pression intérieure est donné par :

$C_{pi} = 0.9 C_{pe}$ ➡ lorsque l'aire des ouvertures dans la face dominante est au moins égale à trois fois l'aire des ouvertures dans les autres faces.

- Sous V_1 :

$$C_{pi} = 0.9 \times C_{pe} = 0.9 \times 0.8 = 0.72$$

- Sous V_2 :

$$C_{pi} = 0.9 \times C_{pe} = -0.84 \times 0.9 = -0.756$$

II.1.6. Calcul des différentes pressions aérodynamique agissant sur la structure :

Les pressions sont calculées à l'aide de la formule suivante :

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

- Sous V_1 :

a) Sur les parois :

Zones	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$w(z_e)[N/m^2]$
A	1	683.25	-1	0.72	-1.72	-1175.19
B	1	683.25	-0.8	0.72	-1.52	1038.92
C	1	683.25	-0.5	0.72	-1.22	-833.56
D	1	683.25	+0.8	0.72	0.08	54.66
E	1	683.25	-0.3	0.72	-1.02	-696.91

Tableau II.13 : Pression aérodynamique sur les parois sous V_1 .

b) Sur la toiture :

Zones	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$w(z_e) [N/m^2]$
F	1	702.375	-1.8	0.72	-2.52	-1769.985
G	1	702.375	-1.2	0.72	-1.92	-1348.56
H	1	702.375	-0.7	0.72	-1.42	-997.37
I	1	702.375	± 0.2	0.72	-0.52	-365.235
I	1	702.375	± 0.2	0.72	-0.92	-646.185

Tableau II.14 : Pression aérodynamique sur la toiture sous V_1 .

- Sous V_2 :

a) Sur les parois :

Zones	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$W(z_e)[N/m^2]$
A	1	683.25	-1	-0.756	-0.244	-166.71
B	1	683.25	-0.8	-0.756	-0.044	-30.063
C	1	683.25	-0.5	-0.756	0.256	174.91
D	1	683.25	0.8	-0.756	1.556	1063.13
E	1	683.25	-0.3	-0.756	0.456	311.56

Tableau II.15 : Pression aérodynamique sur les parois sous V_2 .

b) Sur la toiture :

Zones	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$W(z_e)[N/m^2]$
F	1	702.375	-1.8	-0.756	-1.044	-733.27
G	1	702.375	-1.2	-0.756	-0.44	-309.045
H	1	702.375	-0.7	-0.756	-0.056	-39.333
I	1	702.375	± 0.2	-0.756	0.956	671.4
I	1	702.375	± 0.2	-0.756	0.556	390.52

Tableau II.16 : Pression aérodynamique sur la toiture sous V_2 .

II.2. Calcul des forces de frottement :

Les constructions pour lesquelles les forces de frottements doivent être calculées sont celles pour lesquelles soit le rapport $\frac{d}{b} \geq 3$ ou le rapport $\frac{d}{h} \geq 3$

Avec :

d : la dimension de la construction parallèle au vent.

b : la dimension de la construction perpendiculaire au vent.

h : la hauteur totale de la construction.

- **1^{er} cas calcul des forces dues au vent sur le long-pan :**

$$h = 12m$$

$$b = 42.3m$$

$$d = 24.12m$$

$$d/b = 24.12/42.3 = 0.53 < 3 \quad \text{Condition non vérifier.}$$

$$d/h = 24.12/12 = 2.01 < 3 \quad \text{condition non vérifier.}$$

Les deux conditions ne sont vérifiées donc on calcul pas les forces de frottements.

- **2^{ème} cas calcul des forces dues au vent sur le pignon :**

$$h = 12m$$

$$b = 24.12m$$

$$d = 42.3m$$

$$d/b = 42.3/24.12 = 1.75 < 3 \quad \text{condtion non verifier}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{42.3}{12} = 3.52 > 3 \quad \text{condition verifier}$$

L'une des conditions est vérifiée donc on calcul les forces de frottement sur le pignon.

$$F_{fr} = \Sigma [q_{dyn}(z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j}]$$

$C_{fr,j}$: Coefficient de frottement pour les éléments de surface j.

$S_{fr,j}$: l'aire de frottement.

Etat de surface	Coefficient de frottement C_{fr}
Lisse (acier, béton lisse, ondulation parallèles au vent, paroi enduit, etc.)	0.01
Rugueux (béton rugueux, paroi non enduite, etc.)	0.02
Très rugueux (ondulation perpendiculaires au vent, nervures, plissements, etc.)	0.04

Tableau II.17 : Valeurs des coefficients de frottement.

a) Paroi verticale :

Dans notre cas $C_{fr} = 0.01$

$$S_{fr} = 507.6m^2$$

$$F_{fr} = 683.25 \times 0.01 \times 507.6 = 3468.177N = 3.468KN$$

b) Toiture :

Dans notre cas $C_{fr} = 0.04$

$$S_{fr} = 1020.745m^2$$

$$F_{fr} = 702.375 \times 0.04 \times 1020.745 = 28664.11N = 28.66KN$$

La force de frottement totale :

$$F_{fr} = 3.468 + 28.66 = 32.128KN$$

II.3. Etude à la neige :

II.3.1. Introduction :

Le règlement neige et vent Algérien définit les valeurs respectives de la charge statique de la neige sur toute surface située au-dessus du sol est soumise à l'accumulation de la neige notamment sur les toitures. et s'applique sur l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

II.3.2. Base de calcul :

La charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale de toiture, s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_K [KN/m^2]$$

S_K : Représente la charge de la neige sur le sol, en fonction de l'altitude et de la zone géographique en $[KN/m^2]$.

μ : Est le coefficient d'ajustement des charges, en fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

❖ Calcul de S_K :

Notre projet est implanté à Akbou willaya de Bejaia classé en zone de neige A d'après l'annexe 1 du RNV2003

L'altitude du site au niveau de la mère est $H=195m$.

Donc :

$$S_K = \frac{0.07H + 15}{100} = \frac{0.07 \times 195 + 15}{100} = 0.287 [KN/m^2]$$

❖ Coefficient de forme de la toiture :

La structure est d'une toiture à deux versants avec une pente $\alpha = 4.74^\circ$

On a $0^\circ \leq \alpha = 4.74^\circ \leq 30^\circ$

$$\mu = 0.8 \Rightarrow S = 0.8 \times 0.287 = 0.229 [KN/m^2]$$

II.4. Conclusion :

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

En tenant compte de la grande portée de notre ouvrage, on prévoit un joint de dilatation qui la structure en deux blocs symétriques.

Chapitre III :
Pré dimensionnement des
éléments

III.1. Etude des pannes :

Les pannes sont des poutres destinées à supporter le poids de la couverture ainsi que les surcharges climatiques. Elles sont disposées parallèlement à la ligne de faitage dans le plan du versant, et elles sont calculées en flexion déviée, sous l'effet des charges permanentes, d'exploitations et climatiques.

Elles sont réalisées soit en profilé formé à chaud en (I) ou en (U), soit en profilé formé à froid en (Z), en (U) ou en (Σ) ou en treillis pour les portées supérieures à 6m.


On utilisera des profilés en (I) laminés à chaud.

III.1.1. Donnés de calcul :

- Poids propre de la couverture (panneau sandwich ép. = 40mm) = 10,05 Kg/m².
- Poids propre de la panne estimé (IPE120) = 10,4 Kg/m.
- Poids propre des accessoires d'attache = 3 Kg/m².
- Action de la neige = 22,9 Kg/m².
- Action du vent = -176,99 Kg/m².
- Charge d'entretien = 100 Kg/m².

III.1.2. Espacement entre pannes :

Pour notre structure, le calcul se fera pour la panne la plus sollicitée qui est la panne intermédiaire d'une portée de 6 m et incliné d'un angle de 4.74°.

$L = \sqrt{12.06^2 + 1^2} = 12.1\text{m}$  On opte pour 8pannes avec un espacement entre pannes $e = 1,51\text{m}$

III.1.3. Détermination des sollicitations :

❖ Evaluation des charges et surcharges :

A. Charge permanente G :

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

$$G = (10,05 + 3) \times 1,51 + 10,4 = 30,1 \text{ Kg/m}$$

$$G = 0,301 \text{ KN/m}$$

B. Surcharge d'entretien :

Dans le cadre des toitures inaccessible on considère uniquement dans les calculs une charge d'entretien qui est égale au poids d'un ouvrier et de son assistant et qui est équivalente à deux charges concentrées de 100kg chacune situé à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne (d'après le DTR BC 2.2).

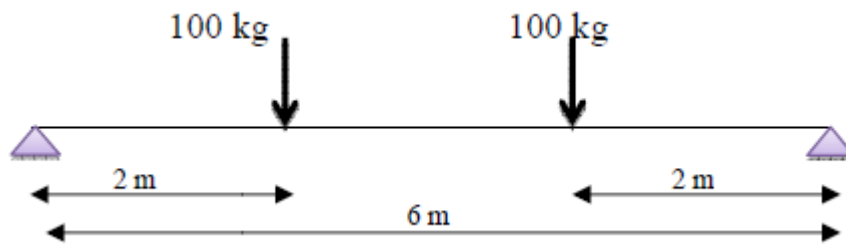


Figure III.1 Schéma statique de la panne sous charge d'entretien

$$M_{max} = 100 \times 2 = 200 \text{ Kg.m}$$

$$M_{max} = P \times \frac{l}{3} = P_{eq} \times \frac{l^2}{8}$$

$$P_{eq} = \frac{8 \times P}{3 \times l} = \frac{8 \times 100}{3 \times 6} = 44,44 \text{ daN/m}$$

$$P_{eq} = 0,444 \text{ KN/m}$$

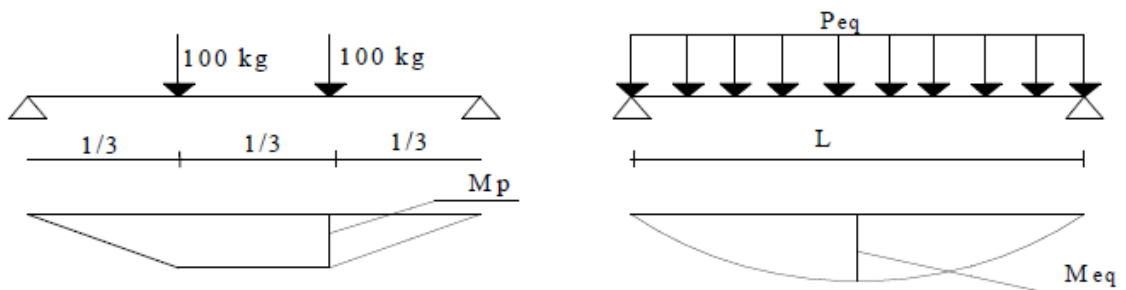


Figure III.2 Moment due à la charge d'entretien

C. Surcharge climatique due au vent :

La panne la plus sollicitée est celle exposé au vent de dépression situé dans la zone F dont le $C_{pi} = 0,72$ (sens V_1) telle que $W_{eq} = -1,769 \text{ KN/m}^2$.

$$W = -1,769 \times 1,51 = -2,671 \text{ KN/m}$$

D. Surcharge climatique due à la neige :

Les pannes sont sollicitées d'une charge de neige $S = 0,229 \text{ KN/m}^2$

$$S = 0,229 \times 1,51 = 0,346 \text{ KN/m}$$

• **Décomposition :**

Selon YY' (KN/m)	Selon ZZ' (KN/m)
$G_y = G \times \sin \alpha = 0,0248$	$G_z = G \times \cos \alpha = 0,300$
$Q_y = P_{eq} \times \sin \alpha = 0,0367$	$Q_z = P_{eq} \times \cos \alpha = 0,442$
$W_y = 0$	$W_z = W = -2,671$
$S_y = S \times \sin \alpha = 0,0286$	$S_z = S \times \cos \alpha = 0,345$

Tableau III.1 Les charges et surcharges appliquées sur les pannes.

III.1.4. Combinaisons d'actions :

- A l'état limite ultime (ELU) :

Selon l'axe YY :

$$1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 0,0248 + 1,5 \times 0,0367 = 0,0885 \text{ KN/m}$$

$$1,35G + 1,5S = 1,35 \times 0,0248 + 1,5 \times 0,0265 = 0,0764 \text{ KN/m}$$

$$G + 1,5W = 0,0248 + 1,5 \times 0 = 0,0248 \text{ KN/m}$$

Selon l'axe ZZ :

$$1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 0,3 + 1,5 \times 0,442 = 1,068 \text{ KN/m}$$

$$1,35G + 1,5S = 1,35 \times 0,286 + 1,5 \times 0,319 = 0,923 \text{ KN/m}$$

$$G + 1,5W = 0,3 + 1,5 \times (-2,447) = -3,37 \text{ KN/m}$$

- A l'état limite de service (ELS) :

Selon l'axe YY :

$$G+Q = 0,0248 + 0,0367 = 0,0615 \text{ KN/m}$$

$$G+S = 0,0248 + 0,0286 = 0,0534 \text{ KN/m}$$

$$G+W = 0,0248 + 0 = 0,0248 \text{ KN/m}$$

Selon l'axe ZZ :

$$G+Q = 0,3 + 0,442 = 0,742 \text{ KN/m}$$

$$G+S = 0,3 + 0,319 = 0,619 \text{ KN/m}$$

$$G+W = 0,3 + (-2,671) = -2,371 \text{ KN/m}$$

D'après les calculs effectués ci-dessus on peut extraire les sollicitations maximales suivantes :

$$q_{uz} = G+1,5W = -3,37 \text{ KN/m}$$

$$q_{uy} = 1,35G+1,5Q = 1,068 \text{ KN/m}$$

$$q_{sz} = G+W = -2,371 \text{ KN/m}$$

$$q_{sy} = G+Q = 0,0742 \text{ KN/m}$$

III.1.5. Pré-dimensionnement :

Les pannes sont sollicitées à la flexion déviée et elles doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

- Condition de la flèche (ELS)
- Condition de la résistance (ELU)

Le pré-dimensionnement se fait par la condition de la flèche à l'ELS et on fait la vérification de la condition de la résistance à l'ELU.

❖ **Condition de la flèche :** $f \leq f_{adm}$

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

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

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

$$I_y \geq \frac{5 \times 2,191 \times 600^3 \times 10^{-2} \times 200}{384 \times 21000}$$

$$I_y \geq 635,09 \text{ cm}^4$$

Ce qui correspond à un IPE160 avec $\blacklozenge I_y = 869,3 \text{ cm}^4$ $\blacklozenge I_z = 68,28 \text{ cm}^4$ $\blacklozenge P = 15,8 \text{ Kg/m}$

On recalcule la condition de la flèche avec le poids réel de la panne :

$$G = (10,05 + 3) \times 1,51 + 15,8 = 35,51 \text{ Kg/m}$$

$$G = 0,355 \text{ KN/m}$$

$$\blacklozenge G_y = 0,0293 \text{ KN/m} \quad \blacklozenge G_z = 0,354 \text{ KN/m}$$

Les combinaisons les plus défavorables deviennent :

- **ELU :**

$$q_{uy} = 1,35G + 1,5Q = 0,0946 \text{ KN/m}$$

$$q_{uz} = G + 1,5W = -3,653 \text{ KN/m}$$

- **ELS :**

$$q_{sy} = G+Q = 0,066 \text{ KN/m}$$

$$q_{sz} = G+W = -2,317 \text{ KN/m}$$

III.1.6. Dimensionnement des pannes

- ❖ **Condition de la flèche (ELS) :**

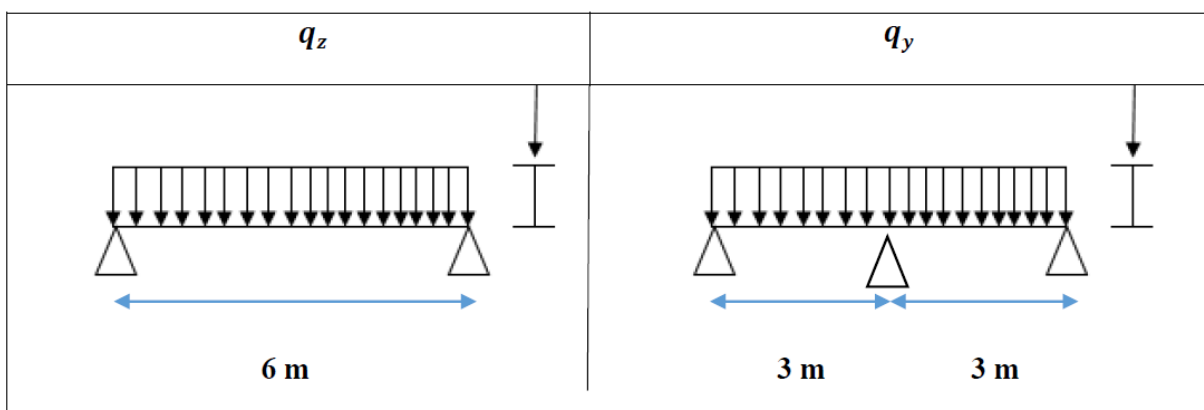


Figure III.3 Schéma statique de la panne suivant le sens z-z et le sens y-y

Vérification de la flèche selon l'axe YY

En mettant un lierne à mi portée de la panne dans le sens y-y on aura une poutre sur trois appuis uniformément chargée :

$$f_y = \frac{2,5 \times q_y \times l^4}{384 \times E \times I_z} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} ; \text{ avec } l = 3m.$$

$$f_y = \frac{2,5 \times 0,066 \times 300^4 \times 10^{-2}}{384 \times 21000 \times 68,28} = 0,024cm$$

$$f_{adm} = \frac{300}{200} = 1,5cm$$

$$f_y = 0,024cm \leq f_{adm} = 1,5cm$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée

❖ Condition de la résistance (ELU) :**A. Vérification à la flexion déviée :**

Détermination de la classe du profilé :

- Classe de l'Ame :

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

Avec :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1 \text{ (EC3 ; Tableau 5.3.1)}$$

$$\frac{127,2}{5} = 25,44 \leq 72 \times 1 = 72$$

Donc l'âme est de classe 1

- Classe de la semelle :

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

$$\frac{82/2}{7,4} = 5,54 \leq 10 \times 1 = 10$$

Donc la semelle est de classe 1

Le calcul est en plastique et la condition à vérifier est la suivante :

$$\left(\frac{M_{y.sd}}{M_{pl,y}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z.sd}}{M_{pl,z}}\right)^\beta \leq 1 \text{ (EC3 art 5.4.8 formule 5.35)}$$

Section en I : $\alpha = 2$ et $\beta = 5n \geq 1$; pas d'effort normal donc $\beta = 1$

$$M_{y.sd} = \frac{q_{uz} \times l^2}{8} = \frac{3,653 \times 6^2}{8} = 16,439 \text{ KN.m}$$

$$M_{z.sd} = \frac{q_{uy} \times l^2}{8} = \frac{0,0946 \times 3^2}{8} = 0,106 \text{ KN.m}$$

Section transversal de classe 1 $M_{pl} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}}$ (EC3 art 5.4.5.2)

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{123,9 \times 23,5 \times 10^{-2}}{1} = 29,117 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{26,1 \times 23,5 \times 10^{-2}}{1} = 6,134 \text{ KN.m}$$

$$\left(\frac{16,439}{29,117}\right)^2 + \left(\frac{0,106}{6,134}\right)^1 = 0,336 \leq 1 \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

B. Vérification au cisaillement :

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

$$V_{sd} \leq V_{pl.rd} \text{ (EC3 art 5.4.6)}$$

$V_{pl.rd}$: est l'effort résistant plastique au cisaillement donné par :

$$V_{pl.rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} ; A_v \text{ est l'aire de cisaillement}$$

$$V_{ply.rd} = \frac{A_{vy} \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = \frac{12,8 \times 23,5}{\sqrt{3}} = 173,67 \text{ KN}$$

$$V_{plz.rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = \frac{9,7 \times 23,5}{\sqrt{3}} = 131,6 \text{ KN}$$

$$V_{sdy} = \frac{q_{uy} \times l}{2} = \frac{0,0946 \times 6}{2} = 0,284 \text{ KN}$$

$$V_{sdz} = \frac{q_{uz} \times l}{2} = \frac{3,653 \times 6}{2} = 10,959 \text{ KN}$$

$$V_{sdy} \leq V_{ply.rd}$$

$$V_{sdz} \leq V_{plz.rd}$$

Les conditions sont vérifiées

$$V_{sdy} \leq 0,5V_{ply.rd}$$

$$V_{sdz} \leq 0,5V_{plz.rd}$$

Pas d'interaction M-V

C. Vérification au déversement :

Le déversement est un phénomène d'instabilité qui se manifeste par un flambement latéral et une rotation de la section transversale.

La vérification se fait par la condition suivante :

$$M_{y.sd} \leq M_{brd} = \chi_{lt} \times \beta_w \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} \text{ (EC3 art 5.5.2)}$$

Avec : M_{brd} moment résistant au déversement.

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

χ_{lt} : coefficient de réduction pour le déversement en fonction de $\bar{\lambda}_{lt}$:

$\bar{\lambda}_{lt}$: élancement réduit vis-à-vis du déversement.

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

$$\lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon ; \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

D'où : $\lambda_1 = 93,9$

Pour les poutres à section transversale constante ou doublement symétrique, notamment les série de profils laminés I et H, l'élancement λ_{lt} peut être déterminé par la formule approximatives ci-après qui place en sécurité. (EC3. Annexe F art F.2)

$$\lambda_{lt} = \frac{l/i_z}{\sqrt{C_1} \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{l/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

l : longueur de maintien latérale ($L/2 = 3\text{m}$)

$$\lambda_{lt} = \frac{300/1,84}{\sqrt{1,132} \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{300/1,84}{16/0,74} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{lt} = 109,45$$

D'où :

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{109,45}{93,9} = 1,166$$

$\bar{\lambda}_{lt} > 0,4$ Donc il y'a un risque de déversement.

La valeur de χ_{lt} peut être obtenue à partir du tableau 5.5.2 de l'EC3 des coefficients de réduction de flambement.

Courbe a ($\alpha=0.21$) pour les profils laminés.

$$\bar{\lambda}_{lt} = 1,116 \longrightarrow \chi_{lt} = 0,5524$$

$$M_{brd} = \chi_{lt} \times \beta_w \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 0,5524 \times 1 \times 123,9 \times \frac{23,5 \times 10^{-2}}{1,1} = 14,62 \text{ KN.m}$$

$M_{y.sd} = 16,439 \text{ KN.m} \geq M_{brd} = 14,62 \text{ KN.m} \longrightarrow$ La stabilité au déversement n'est pas vérifiée. Donc on augmente le profilé à un IPE180 et on aura :

$$\bar{\lambda}_{lt} = 1,1026 \longrightarrow \chi_{lt} = 0,5943$$

$$M_{brd} = \chi_{lt} \times \beta_w \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 0,5943 \times 1 \times 166,4 \times \frac{23,5 \times 10^{-2}}{1,1} = 21,13 \text{ KN.m}$$

$$M_{y.sd} = 16,439 \text{ KN.m} \leq M_{brd} = 21,13 \text{ KN.m}$$

Donc la condition est vérifiée d'où on adopte un IPE180.

III.2. Calcul des liernes :

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction, généralement formées de barres rondes ou de petites cornières et elles sont disposées à mi portée des pannes. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes.

- Calcul de l'effort max revenant aux liernes :

$$G = (0,1005 + 0,03)1,51 + 0,188 = 0,385 \text{ KN/m}$$

$$G_y = 0,0318 \text{ KN/m} \quad G_z = 0,384 \text{ KN/m}$$

$$\text{On aura : } q_{uy} = 1,35G + 1,5Q = 0,098 \text{ KN/m}$$

$$\longrightarrow R = 1,25 \times q_{uy} \times \frac{l}{2} = 1,25 \times 0,098 \times \frac{6}{2} = 0,368 \text{ KN}$$

III.2.1. Détermination des efforts de traction :

Efforts dans les tronçons des liernes L1 L2 L3 L4 L5 L6 L7 :

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{0,362}{2} = 0,184 \text{ KN}$$

$$T_2 = T_1 + R = 0,181 + 0,362 = 0,552 \text{ KN}$$

$$T_3 = T_2 + R = 0,543 + 0,362 = 0,92 \text{ KN}$$

$$T_4 = T_3 + R = 0,905 + 0,362 = 1,288 \text{ KN}$$

$$T_5 = T_4 + R = 1,267 + 0,362 = 1,656 \text{ KN}$$

$$T_6 = T_5 + R = 1,629 + 0,362 = 2,024 \text{ KN}$$

$$T_7 = T_6 + R = 1,991 + 0,362 = 2,392 \text{ KN}$$

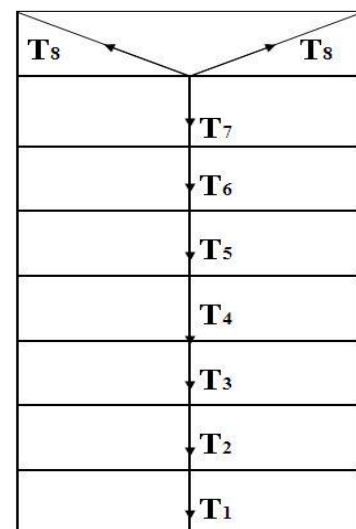


Figure III.4 efforts dans les liernes

Effort dans la diagonale L8 :

$$2T_8 \sin \theta = T_7$$

Avec :

$$\theta = \tan^{-1} \frac{1,52}{3} = 26,72^\circ$$

$$T_8 = \frac{T_7}{2 \sin \theta} = 2,66 \text{ KN}$$

III.2.2. Dimensionnement des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est L8 avec un effort de traction : $N_{sd} = 2,779 \text{ KN}$

$$N_{sd} \leq N_{pl}$$

N_{sd} : effort normal sollicitant.

N_{pl} : effort normal de résistant.

$$N_{sd} \leq N_{pl} = A_s \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

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

$$A_s \geq \frac{1,1 \times 2,66}{23,5} = 0,125$$

$$A_s = \frac{\pi \times \phi_{min}^2}{4} \quad \longrightarrow \quad \phi_{min} = \sqrt{\frac{4 \times A_s}{\pi}} = 0,4 \text{ cm}$$

On opte pour une lierne de panne de diamètre $\phi = 8 \text{ mm}$

III.3. Calcul de l'échantignolle :

L'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux fermes ou aux traverses. Le principal effort de résistance de l'échantignolle est le moment de renversement dû au chargement surtout sous l'effet de soulèvement du vent.

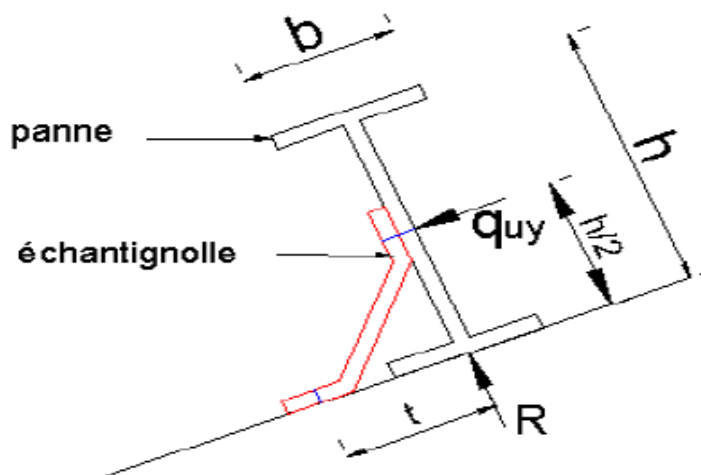


Figure III.5 disposition de l'échantignolle.

III.3.1. Dimensionnement de l'échantignolle :**A. L'excentrement « t » :**

L'excentrement « t » est limité par la condition suivante :

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

Pour un IPE180 : $b = 9,1 \text{ cm}$

$$9,1 \text{ cm} \leq t \leq 13,65 \text{ cm}$$

On prend donc : $t = 12 \text{ cm}$

B. Calcul des combinaisons :

Sous la combinaison : $G_z + 1,5W_z$

$$G_z = 0,384 \text{ KN/m}$$

$$W_z = -2,671 \text{ KN/m}$$

$$q_{uz} = G_z + 1,5W_z = -3,623 \text{ KN/m}$$

Sous la combinaison : $1,35G_y + 1,5W_y$

$$G_y = 0,0318 \text{ KN/m}$$

$$W_y = 0$$

$$q_{uy} = 1,35G_y = 0,0429 \text{ KN/m}$$

C. Calcul des réactions :

L'effort R revenant à l'échantignolle n'est rien d'autres que la réaction d'appuis des pannes.

On prendra l'effort maximal correspondant à l'échantignolle intermédiaire (et non de rive)

$$R_z = \frac{q_{uz} \times l}{2} = \frac{-3,623 \times 6}{2} = -10,87 \text{ KN}$$

$$R_y = \frac{0,375q_{uy} \times l}{2} = \frac{0,375 \times 0,0429 \times 6}{2} = 0,0482 \text{ KN}$$

$$F_z = 2R_z = 21,74 \text{ KN}$$

$$F_y = 2R_y = 0,0964 \text{ KN}$$

D. Calcul du moment de renversement :

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

$$M_r \leq M_{\text{pliage}}$$

$$M_r = F_y \times \frac{h}{2} + F_z \times t = 0,0964 \times \frac{0,18}{2} + 21,74 \times 0,12 = 2,617 \text{ KN.m}$$

E. Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle :

M_{pliage} : est le moment résistant au pliage de l'échantignolle. Généralement, les échantignolles sont des éléments formés à froid. La classe de la section est au moins de classe 3.

$$M_r \leq M_{plage} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$W_{ely} \geq \frac{M_r \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{2,617 \times 1 \times 10^2}{23,5}$$

$$W_{ely} \geq 11,14 \text{ cm}^3$$

Pour une section rectangulaire : $W_{ely} = \frac{b \times e^2}{6}$

On prend $b=20\text{cm}$

$$W_{ely} = \frac{20 \times e^2}{6} = 11,14 \text{ cm}^3$$

$$e = \sqrt{\frac{11,14 \times 6}{20}} = 1,83 \text{ cm}$$

On prend : $e = 20\text{mm}$

III.4. Etudes des lisses de bardage :

Les lisses sont des poutrelles qui ont pour fonction de supporter les couvertures de façades (bardages) et les charges s'appliquant sur ces bardages (pression ou dépression du vent). Elles sont disposées horizontalement à entraxe constants, pourtant sur les poteaux de portique ou potelets intermédiaire. Elles sont réalisées soit en profilés laminés (IPE, UAP) ou en éléments formés par des tôles pliées.

III.4.1. Espacement des lisses de bardages :

La structure en charpente à une hauteur des poteaux de $H=12.00\text{m}$.

- Espacement des lisses ($e=2\text{m}$)
- Nombre de lisses ($n=6$)
- Hauteur du même mure de soubassement ($h = H - (n - 1)e = 12 - (6 - 1)2 = 2$).

III.4.2. Dimensionnement des lisses de bardages

Pour les conditions de réalisation et d'esthétique, les lisses de bardages doivent être de même type et de même dimension, pour dimensionner, on tiendra compte de la valeur la plus défavorable entre la pression de vent exercé sur le pignon et sur le long-pan.

L'action du vent maximale est :

La lisse la plus sollicité est celle exposer au vent sur le pignon avec $C_{pi} = 0,72$, charger en zone A avec $W_{max} = -1.175 \text{ kn/m}^2$.

III.4.3. Détermination des sollicitations :

III.4.3.1. Evaluation des charges et surcharges :

A. Charge permanentes (G) :

Poids propre de bardage (panneau sandwich ép. =40mm)	10.05kG/m
Poids propre d'accessoire d'attache	3kG/m

Poids propre de la lisse UAP130

13.74kG/m

$$G = (P_{couverture} + P_{accsoire}) \times L_{panne} + P_{panne}$$

$$G = (10.05 + 3) \times 2 + 13.74 = 0.333kN/m$$

B. La surcharge climatique due au vent :

$$W = 1.175 \times 2 = 2.35 \text{ KN/m}$$

III.4.3.2. Les combinaisons de calcul :

A. Calcul a l'état limite ultime l'ELU :

$$q_u^y = 1.35 \times G = 0.450kN/m$$

$$q_u^z = 1.5 \times W = 3.525 \text{ KN/m}$$

B. Calcul a l'état limite de service l'ELS :

$$q_s^y = G = 0.333kN/m$$

$$q_s^z = W = 2.35 \text{ KN/m}$$

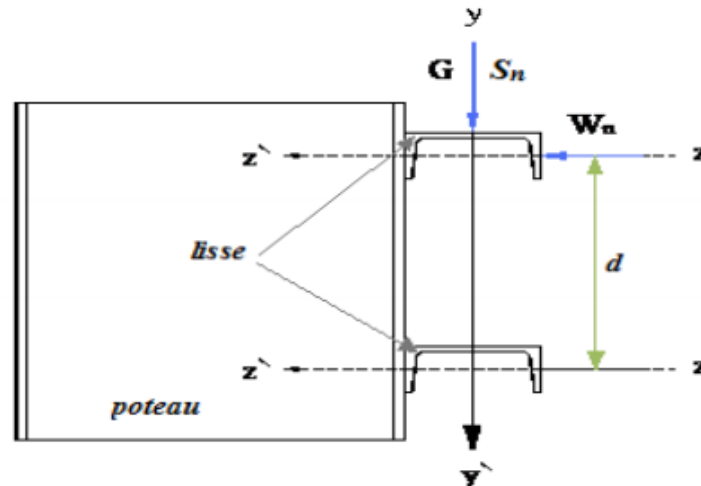


Figure III.6 Disposition de la lisse sur le poteau.

III.4.3.3. Pré dimensionnement des lisses de bardages :

Les près dimensionnement se font par la condition de la flèche.

Condition de flèche a l'ELS :

Plan (z-z)

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

$$f_{adm} = \frac{l_y}{200} = \frac{600}{200} = 3cm$$

$$f_z < f_{adm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q_z \times 200 \times ly^3}{384 \times E} = \frac{5 \times 2.35 \times 200 \times 600^3}{384 \times 21.10^6}$$

$$I_y = 629.46cm^4$$

Le profilé qui satisfait les deux conditions à l'ELU et l'ELS est un UAP150.

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	B mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
UAP150	17,93	22,84	150	65	10,3	7	109	796,06	93,25	125,27	38,91	5,90	2,02

Tableau III.2 Caractéristiques du profilé UAP150.

On doit recalculer la charge permanente (G) :

$$G = (10.05 + 3) \times 2 + 17.93 = 37.505 \text{ KN/m}$$

A. Calcul a l'ELU :

$$q_u^y = 1.35 \times G = 1.35 \times 37.505 = 0.506 \text{ KN/m}$$

B. Calcul a l'ELS :

$$q_s^y = G = 0.375 \text{ KN/m}$$

III.4.3.4. Vérification de la flèche :

Plan (z-z)

$$f_z = \frac{5 \times 2.35 \times 600^4 \times 10^{-2}}{384 \times 21000 \times 796.06} = 2.37 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{l_y}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_z < f_{adm}$$

La Condition vérifiée.

Plan (y-y)

$$f_y = \frac{5 \times 0.375 \times 600^4 \times 10^{-2}}{384 \times 21000 \times 93.25} = 3.23 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_y > f_{adm}$$

La flèche dans le sens y-y n'est pas vérifiée donc on introduit des liernes et on recalcule la flèche.

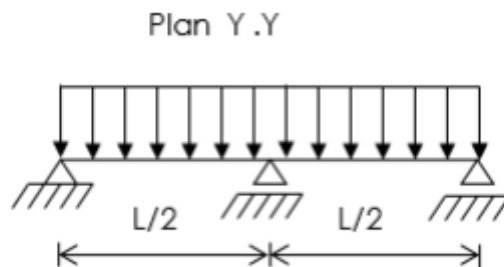


Figure III.7 La flèche maximal suivant l'axe y y'.

$$f_y = \frac{2.05 \times 0.375 \times 300^4 \times 10^{-2}}{384 \times 21000 \times 93.25} = 0.083 \text{ cm} < 3 \text{ cm}$$

La condition est vérifiée.

III.4.3.5. Condition de la résistance :

A. Vérification à la flexion bi axial.

D'après l'Eurocode03, la résistance à la flexion bi axial du profilé est vérifiée si la condition suivante est satisfaite :

$$\left[\frac{M_{ysd}}{M_{plyrd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{zsd}}{M_{plzrd}} \right]^\beta < 1$$

Avec $\begin{cases} \alpha = 2 \\ \beta = 1 \end{cases}$ pour les sections de classe 1.

$$M_{ysd} = \frac{q_u^z \times l^2}{8} = \frac{3.525 \times 6^2}{8} = 15.86 \text{ KN.m}$$

$$M_{zsd} = \frac{q_u^y \times (l/2)^2}{8} = \frac{0.506 \times 3^2}{8} = 0.569 \text{ KN.m}$$

La classe de la section :

- **Semelle :(semelle comprimé)**

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

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{6.5/2}{10.3} = 0.315 < 10\varepsilon = 10$$

La Semelle est de classe 1.

- **L'âme (âme fléchie) :**

$$\frac{d}{t_w} = \frac{109}{7} = 15.57 < 72\varepsilon = 72$$

L'âme est de classe 1.

Donc la section globale du profilé est de classe 1.

$$M_{plyrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{125.27 \times 23.5}{1.1} = 26.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{plzrd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{38.91 \times 23.5}{1.1} = 8.31 \text{ kn.m}$$

$$\left[\frac{15.86}{26.76} \right]^2 + \left[\frac{0.569}{8.31} \right]^1 = 0.42 < 1$$

La condition est vérifiée.

B. Vérification au cisaillement :

Pour cela il faut vérifier la condition suivante :

$$V_{zds} < V_{plrd}$$

$$V_{zsd} = \frac{q_z \times l}{2} = \frac{3.525 \times 6}{2} = 10.575 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{23.5 \times 11.28}{\sqrt{3} \times 1.1} = 139.13 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée.

C. Vérification au déversement :

Il faut vérifier la condition suivante :

$$M_{yds} \leq M_{brd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}} \quad (\text{EC3 Art5.5.2(1)})$$

Avec :

M_{brd} : moment résistant au déversement.

χ_{LT} : coefficient de réduction pour le déversement.

La classe du profilé est de classe 1.

$\bar{\lambda}_{LT}$: c'est l'élanement de déversement.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w}$$

$$\text{avec : } \lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1 \Rightarrow \lambda_1 = 93.9$$

$\beta_w = 1$ section de classe 01

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} \times (\beta_w)^{0.5}$$

M_{cr} : est le moment critique de déversement

$$M_{cr} = \frac{C_1 \times \pi^2 \times E \times I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z} + (C_2 \times Z_g)^2 \right]^{1/2} - (C_2 \times Z_g) \right\}$$

(EC3 Art F.1.2(1))

D'après le tableau F.1.2 de l'EC3

C_1 C_2 facteur dépendant des conditions de charge d'encastrement $C_1=1,132$ $C_2=0.459$.

K et K_w : les facteurs de longueur effective avec $K=1$ et $K_w=1$

$Z_a = -15/2 = -7,5\text{cm}$ sous le vent (-) puisque l'orientation de repaire est vers la semelle comprimée.

$Z_s=0$ section doublement symétrique (EC3 figure F.1.)

$$Z_g = Z_a - Z_s = -7,5\text{cm}$$

Avec : $L = 6\text{m}$; $I_z = 93,25\text{cm}^4$; $i_w = 2990\text{cm}$; $I_t = 6,51\text{cm}^4$; $G = 0.4E$

$$M_{cr} = \frac{1,132 \times \pi^2 \times 2.1 \cdot 10^4 \times 93,25}{(1 \times 600)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \times \frac{2990}{93,25} + \frac{(1 \times 600)^2 \times 0.4 \times 6,51}{\pi^2 \times 93,25} \right. \right. \\ \left. \left. + (0.459 \times 7.5)^2 \right]^{1/2} + (0.459 \times 7.5) \right\} = 25,84 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{ply}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{26,76}{25,84}} = 1.02$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{125,27 \times 23.5}{1.1} = 26,76 \text{ KN.m}$$

1.02 > 0.4 donc y a risque de déversement

Profilé laminé : a=0.21 : courbe (a) : χ_{LT} sera obtenu par interpolation suivante :

$$\chi_{LT} = (1,02 - 1) \times \frac{0.5960 - 0.6656}{(1.1 - 1)} + 0.6656 = 0.6517$$

D'où :

$$M_{ysd} = 15,86 \text{ KN.m} \leq M_{brd} = \frac{0,6517 \times 1 \times 125,27 \times 23,5}{1,1} = 17,44 \text{ KN.m}$$

→ condition vérifiée

Toutes les conditions sont vérifiées donc on adopte des UAP150 comme lisses de bardage.

III.5. Calcul des potelets ou montant de bardages :

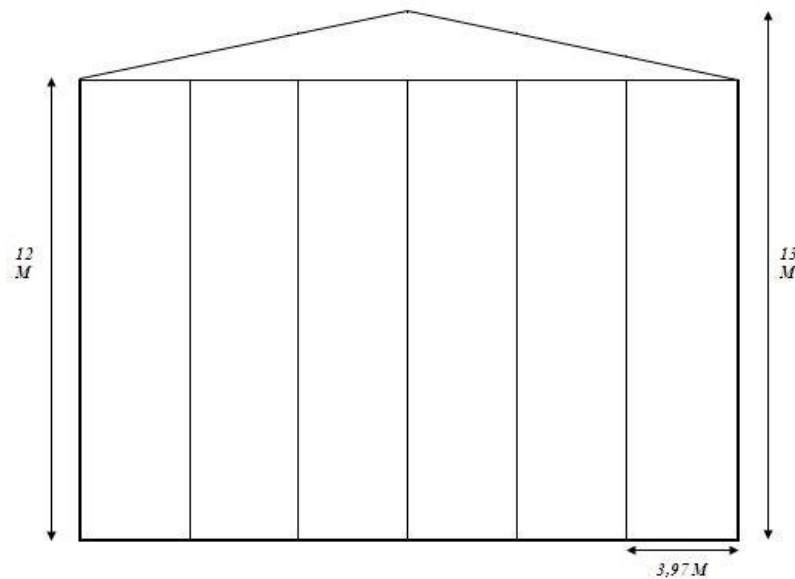
Ce sont des éléments secondaires, souvent des profilés en I ou en H prévus sur le pignon pour réduire la portée entre le poteau et diminuer la longueur des lisses de bardage.

Ils sont sollicités en flexion composée :

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

III.5.1. Dimensionnement des potelets :

- Chaque pignon possède 5 potelets de longueur maximal de 12 m.
- Le porté maximal entre axe des potelets est de 3,97m (espace entre deux panne).
- Le potelet est en acier S235.
- La surpression du au vent $w=1175.19\text{N/m}^2$.



• **Figure III.8** disposition des potelets.

III.5.2. Détermination des sollicitations :

III.5.2.1. Evaluation des charges et surcharge :

A. Charge permanente (G) :

- Poids propre de bardage (panneau sandwiché $\epsilon_p = 40\text{mm}$) 10.05KG/m^2
- Poids propre d'accessoire d'attache 3KG/m^2 .
- Poids propre de la lisse UAP150 17.93KG/m^2

$G = \text{poids propre du potelet} + \text{poids propre de la lisse} + \text{poids propre du bardage.}$

B. Surcharge climatique W :

La charge du vent la plus défavorable sur le pignon est $W = 1175.19\text{N/m}^2$.

III.5.3. Le pré dimensionnement du potelet :

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

$$Q_w^s = W \cdot e = 1.175 \cdot 3.97 = 4.664 \text{kn/m}^2$$

$$\delta = \frac{5 \times q_w \times l^4}{384 \times E \times I} \leq \delta_{max} = \frac{l}{200}$$

$$I \geq \frac{1000 \times q_w \times l^3}{384 \times E}$$

$$I \geq \frac{1000 \times 4,664 \times 1200^3}{384 \times 2.1 \cdot 10^6}$$

$$I \geq 9994.28 \text{cm}^4$$

Choix du profilé :

Le profilé qui convient comme potelets est l'IPE330.

$$G = (49.1 \times 12) + (17.93 \times 3.97) + (10.05 \times 3.97 \times 12) = 1136 \text{ KG} = 11.36 \text{ KN}$$

III.5.4. Vérification de la flexion composée :

III.5.4.1. Vérification de l'effort axial :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$N_{ysd} \leq \min \left\{ 0.25 \times N_{plrd}, 0.5 \times \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{m0}} \right\}$$

$$N_{ysd} = 1.5 \times 11.36 = 15.33 \text{ KN}$$

$$N_{plrd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{62.6 \times 23.5}{1.1} = 1337.36 \text{ KN}$$

$$0.25 \times 1985.75 = 496.43 \text{ KN}$$

$$\frac{A_w \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{(A - 2 \times b \times t_f) \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{(62.6 - 2 \times 16 \times 1.15) \times 23.5}{1.1} = 551.18 \text{ KN}$$

$$\text{donc : } N_{ysd} = 15.33 \text{ KN} < \min(334.34; 551.18) = 334.34 \text{ KN}$$

Donc la condition est vérifiée.

III.5.4.2. Vérification de l'effort tranchant :

Pour cette condition on utilise la condition suivante :

$$V_{sdmax} \leq \frac{1}{2} \times V_{plrd}$$

$$V_{sdmax} = V_{sdz} = \frac{W \times L}{2} = \frac{4.664 \times 12}{2} = 27.98 \text{ kn}$$

$$V_{plrd} = A_v \times \frac{f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = \frac{30.81 \times 23.5}{1.1 \times \sqrt{3}} = 380.01 \text{ KN}$$

$$V_{sdz} = 27.98 \text{ kn} < \frac{1}{2} \times V_{plrd} = 190.005 \text{ KN}$$

Donc la condition est vérifiée.

III.5.4.3. Vérification au flambement avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \left(\frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} \right)} + \frac{K_{LT} \times M_{ysd}}{\chi_{LT} \times \left(\frac{M_{ply}}{\gamma_{m1}} \right)} + \frac{K_z \times M_{zsd}}{\left(\frac{M_{ply}}{\gamma_{m1}} \right)} \leq 1$$

$$N_{ysd} = 15.33 \text{ KN}$$

$$M_{y_{sd}} = \frac{1.5 \times q_w \times h^2}{8} = \frac{1.5 \times 4.664 \times 12^2}{8} = 125.93 \text{ KN.m}$$

$$M_{z_{sd}} = 0$$

1. Calcul de la longueur de flambement :

Autour de l'axe fort y-y (dans le plan de l'âme) le potelet risque de flamber sur toute sa hauteur. Ce qui implique la longueur de flambement est : $L_{ky} = 12m$.

Autour de l'axe faible z-z (dans le plan perpendiculaire à lame), le poteau est empêché de flamber sur toute sa hauteur par la lisses de bardage. Ce qui implique la longueur de flambement est $L_{kz} = 2m$.

Pour l'IPE330, les rayons de giration sont :

$$i_y = 13,71 \text{ cm}$$

$$i_z = 3,55 \text{ cm}$$

2. Calcul des élancements :

$$\lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{1200}{13.71} = 87.53$$

$$\lambda_z = \frac{200}{3.55} = 56.34$$

3. Calcul de l'élancement critique :

Acier S235.

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

$$\lambda_{cr} = 93.9$$

4. Classe de la section :

➤ **Classe de la semelle (comprimée) :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b}{2 \times t_f} \leq 10\varepsilon = \frac{160}{2 \times 12.7} = 6.29 < 10 \times 1 = 10$$

Semelle de classe 1.

➤ **Classe de l'âme (flexion composée) :**

$$\alpha = \frac{1}{d} \times \left(\frac{d + d_c}{2} \right) \leq 1$$

$$d_c = \frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} = \frac{15.33}{0.75 \times 23.5} = 0.869$$

$$\alpha = \frac{1}{27.1} \times \left(\frac{27.1 + 0.869}{2} \right) = 0.52 < 1 ; \text{ avec } \alpha > 0.5$$

Pour la section de classe 01 :

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{33.1}{(13\alpha - 1)}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{27.1}{0.75} = 36.13$$

$$\frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)} = \frac{396 \times 1}{(13 \times 0.52 - 1)} = 68.75$$

$$\text{donc } \frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)} \rightarrow \text{ame de classe 1}$$

La section l'IPE330 est la classe 1

5. Calcul de l'élancement réduit :

$$\beta_w = 1 \rightarrow \text{section de classe 01.}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr} \times \sqrt{\beta_w}} = \frac{87.53}{93.9} = 0.932 > 0.2 \rightarrow \text{Il y a risque de flambement.}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{56.34}{93.9} = 0.6 > 0.2 \rightarrow \text{Il y a risque de flambement.}$$

6. Calcul du coefficient de réduction :

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

Choix de la courbe de flambement d'après le tableau 5.5.3 Eurocode3.

Pour IPE330 : h=330mm ; t_f=11.5mm.

$$\text{donc : } \frac{h}{b} = \frac{330}{160} = 2.06 > 1.2 \text{ et } t_f = 11.5 < 100\text{mm}$$

Axe (y - y) → courbe a → α = 0.21

Axe(z - z) → courbe b → α = 0.34

7. Calcul de χ_{min}:

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

$$\varphi_y = 0.5 \times [1 + \alpha_y \times (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0.5 \times [1 + 0.21(0.932 - 0.2) + 0.932^2] \\ = 1.011$$

$$\chi_y = \frac{1}{1.011 + [1.011^2 - 0.932^2]^{0.5}} = 0.712$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 + \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} ; \text{ avec } \chi_z \leq 1$$

$$\varphi_z = 0.5 [1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0.5 [1 + 0.34(0.6 - 0.2) + 0.6^2] = 0.748$$

$$\chi_z = \frac{1}{0.748 + [0.748^2 - 0.6^2]^{0.5}} = 0.837$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = 0.712$$

8. Calcul de l'élanement réduit critique $\bar{\lambda}_{lt}$:

$\beta_w = 1$ section de classe 01

$$\lambda_{lt} = \frac{l/i_z}{\sqrt{C_1} \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{l/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{1200/3,55}{\sqrt{1,132} \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{1200/3,55}{33/1,15} \right)^2 \right]^{0.25}} = 189,28$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{189,28}{93,9} = 2,02 > 0,4 \Rightarrow \text{il y a un risque de déversement.}$$

Donc on doit vérifier le déversement :

$$\frac{N}{\chi_{min} \times N_{ply}} + \frac{K_{LT} \times M_y}{\chi_{LT} \times M_{ply}} \leq 1$$

Profilé laminé : a=0.21 : courbe (a) : χ_{LT} sera obtenu par interpolation suivante :

$$\chi_{LT} = (2,02 - 2) \times \frac{0.2036 - 0.2229}{(2,1 - 2)} + 0.2229 = 0.219$$

9. Calcul du coefficient K_{LT} :

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N}{\chi_z \times A \times f_y}$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0.15 \text{ mais } \mu_{MLT} \leq 0.9$$

$$\beta_{MLT} = 1.3$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times 1.3 \times 0.6 - 0.15 = -0.033 < 0.9$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{-0.033 \times 1533}{0.712 \times 62.6 \cdot 10^2 \times 235} = 1$$

$$\mu_l = \bar{\lambda}_y(2\beta_{my} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} = 0.932(2 \times 1.3 - 4) + \frac{804.3 - 713.1}{713.1} = -1.177 \leq 0.9$$

avec $\mu_l \leq 0.9$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} = 1 - \frac{-1.177 \times 1533}{0.712 \times 62.6 \times 2350} = 1.01 \text{ avec } K_y \leq 1.5$$

$$N_{sd} = 15.33 \text{ KN}$$

$$M_{ysd} = 125.93 \text{ kn.m}$$

$$N_{plrd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{62.6 \times 23.5}{1.1} = 1337.36 \text{ kn.m}$$

III.5.4.4. Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{plrd}} + \frac{K_y \times M_{ysd}}{M_{plrd}} \leq 1$$

$$\frac{15.33}{0.712 \times 1337.36} + \frac{1.01 \times 125.93}{1337.36} = 0.11 < 1 \text{ vérifiée}$$

III.5.4.5. Vérification au déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{plrd}} + \frac{K_{LT} \times M_{ysd}}{\chi_{LT} \times M_{plyrd}} \leq 1$$

$$\frac{15.33}{0.837 \times 1337.36} + \frac{1 \times 125.93}{0.219 \times 1337.36} = 0.444 \leq 1 \text{ vérifiée}$$

❖ **Conclusion :**

L'IPE 330 convient comme potelet.

III.6. Etude de l'escalier :

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches et de contre marches permettant de passer d'un niveau a un autre.

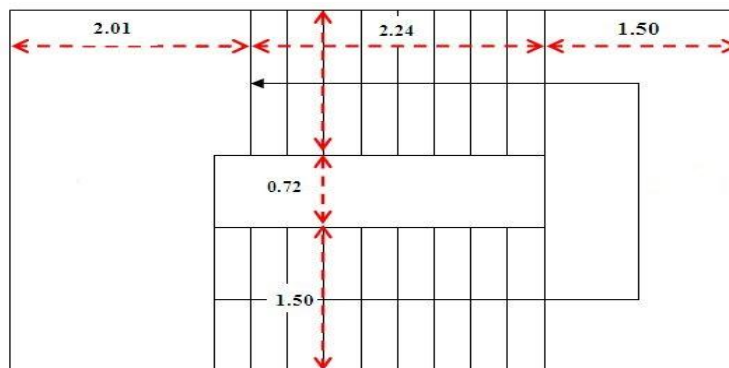


Figure III.9 vue en plan de l'escalier.

III.6.1. Définitions :

- **Palier :** est un espace plat et spatial qui marque un étage après une série de marches, dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.

- **Volée** : est une partie droite ou courbé d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- **Limons** : est un élément incliné supportant les marches, pour les limons on emploie des profils ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un profil en U sur l'âme verticale.
- **Garde-corps** : est un bardage qui assure la sécurité des montants.

III.6.2. Choix des dimensions :

Le choix des dimensions se fait selon la formule de BLONDEL :

$$60\text{cm} \leq g + 2 \times h \leq 64\text{cm} \quad \text{avec : } h = H/n$$

III.6.2. Pré dimensionnement de l'escalier :

- h : hauteur de la contre marche donnée par : $16\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$
- g : giron qui est la largeur de la marche donnée par : $25\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}$
- n : nombre de contre marche.
- H : hauteur à franchir avec une volée H= 1,7m

Si on prend : h = 17cm \longrightarrow $n = H/n = 170/17 = 10$ contres marches
 $n - 1 = 9$ marches

Application de la règle de BLONDEL pour le calcul du giron g :

$$60\text{cm} \leq g + 2 \times h \leq 64\text{cm}$$

$$60 - 2 \times 17 \leq g \leq 64 - 2 \times 17$$

$$26\text{cm} \leq g \leq 30\text{cm}$$

On prend : g = 28cm

Angle d'inclinaison α : $\alpha = \tan^{-1} \frac{1,7}{2,52} = 34^\circ$

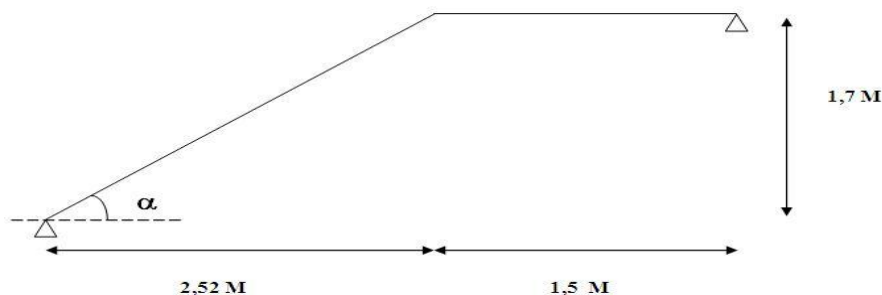


Figure III.10 schéma statiques de l'escalier.

❖ **Evaluation des charges :**

a) Charge permanente G :

Garde-corps $0,02 \times 78,5 = 1,57 \text{ KN/m}^2$

Tôle striée ép. =5mm $0,005 \times 78,5 = 0,4 \text{ KN/m}^2$

$$G = 1,57 + 0,4 = 1,97 \text{ KN/m}^2$$

b) Charge d'exploitation :

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

III.6.3. Pré dimensionnement de la cornière :

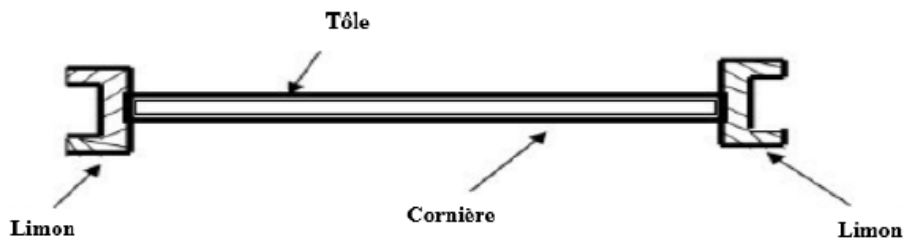


Figure III.11 Coupe transversale de l'escalier.

❖ **Combinaisons de charges :**

• **A l'état limite ultime (ELU) :**

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times \frac{g}{2} = (1,35 \times 1,97 + 1,5 \times 2,5) \times \frac{0,28}{2}$$

$$q_u = 0,897 \text{ KN/m}$$

• **A l'état limite de service (ELS) :**

$$q_s = (G + Q) \times \frac{g}{2} = (1,97 + 2,5) \times \frac{0,28}{2}$$

$$q_s = 0,626 \text{ KN/m}$$

❖ **Condition de la flèche :**

$$f_{cal} \leq f_{adm}$$

$$\frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{l}{300}$$

$$I_y \geq \frac{300 \times 5 \times q_s \times l^3}{384 \times E}$$

$$I_y \geq \frac{300 \times 5 \times 0,626 \times 150^3 \times 10^{-2}}{384 \times 21000} = 3,93 \text{ cm}^4$$

Soit une cornière a ailes égales : **L40×40×4** Avec les caractéristiques suivantes :

♦ $G = 2,42 \text{ Kg/m}$ ♦ $A = 3,08 \text{ cm}^2$ ♦ $I_y = I_z = 4,47 \text{ cm}^4$ ♦ $i_y = i_z = 1,21 \text{ cm}$

♦ $W_{ely} = W_{elz} = 1,55 \text{ cm}^3$

III.6.3. Vérification en tenant compte du poids propre du profilé :

❖ La flèche :

$$q'_s = q_s + G_{corniere} = 0,626 + 0,0242 = 0,650 \text{ KN/m}$$

$$\frac{f_{cal} \leq f_{adm}}{\frac{5 \times 0,65 \times 10^{-2} \times 150^4}{384 \times 21000 \times 4,47} \leq \frac{150}{300}}$$

$$0,45 \leq 0,5$$

La condition de la flèche est vérifiée.

❖ La résistance :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times \frac{g}{2} + 1,35G_{corniere} = 0,897 + 0,033 = 0,93 \text{ KN/m}$$

$$\frac{M_{sd} \leq M_{rd}}{\frac{q_u \times l^2}{8} \leq \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{m0}}}$$

$$\frac{0,93 \times 1,5^2}{8} \leq \frac{1,55 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1}$$

$$M_{sd} = 0,262 \text{ KN.m} \leq M_{rd} = 0,364 \text{ KN.m}$$

La condition de résistance est vérifiée.

❖ Le cisaillement :

$$\frac{V_{sd} \leq V_{rd}}{V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{0,93 \times 1,5}{2} = 0,698 \text{ KN}}$$

$$V_{rd} = \frac{A_{vz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m0}} = \frac{1,6 \times \left(\frac{23,5}{\sqrt{3}}\right)}{1} = 21,71 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 0,698 \text{ KN} \leq V_{rd} = 21,71 \text{ KN}$$

La condition au cisaillement est vérifiée.

III.6.4. Pré dimensionnement du limon :

Le limon est l'élément qui supporte l'escalier et qui permet aux marches de prendre appuis.

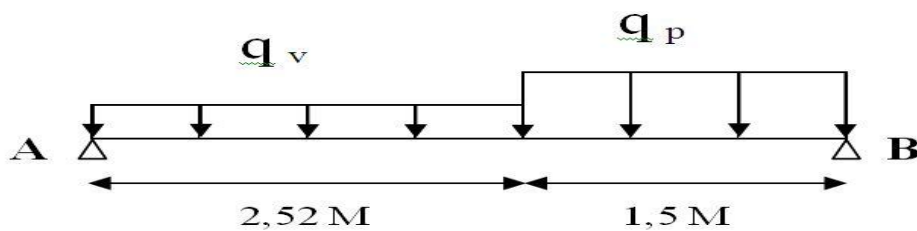


Figure III.12 charges appliquées sur le limon.

III.6.4.1. Evaluation des charges :

❖ Volée :

- Charges permanente :

Volée	Poids
Cornière (L40×40×4)	$2 \times 0,0242 = 0,0484 \text{ KN/m}$
Tôle striée (ép. = 5mm)	$0,005 \times 78,5 = 0,4 \text{ KN/m}^2$
Garde-corps	$0,02 \times 78,5 = 1,57 \text{ KN/m}^2$
Poids estimé de 2 limons (UPN160)	$2 \times 0,188 = 0,376 \text{ KN/m}$

Tableau III.3 évaluation des charges permanentes de la volée.

$$G_v = 0,0484 + 0,376 + (0,4 \times 1,5) + (1,57 \times 1) = 2,594 \text{ KN/m}$$

- Charge d'exploitation :

$$Q_v = 2,5 \times \frac{1,5}{2} = 1,875 \text{ KN/m}$$

❖ Palier :

- Charge permanente :

Palier	Poids
Revêtement en carrelage (ép.=2cm)	$0,2 \times 2 = 0,4 \text{ KN/m}^2$
Mortier de pose (ép. = 5mm)	$0,2 \times 1,5 = 0,3 \text{ KN/m}^2$
Dalle en béton armé (ép.=10cm)	$0,1 \times 25 = 2,5 \text{ KN/m}^2$
Tôle (TN40)	$0,15 \text{ KN/m}^2$

Tableau III.4 évaluation des charge permanentes du palier.

$$G_p = 0,4 + 0,3 + 2,5 + 0,15 = 3,35 \text{ KN/m}^2$$

- Charge d'exploitation :

$$Q_p = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

➡ Charge revenant à la volée et au palier :

$$q_v = \frac{G_v \times Q_v}{2} = \frac{2,594 + 1,875}{2} = 2,235 \text{ KN/m}$$

$$q_p = \frac{(G_p + Q_p)l_m}{2} = \frac{(3,35 + 2,5)1,5}{2} = 4,388 \text{ KN/m}$$

Avec l_m : longueur de la marche.

$$q = \max(q_v ; q_p) = q_p = 4,388 \text{ KN/m}$$

III.6.4.2. Condition de la flèche :

$$f_{cal} \leq f_{adm}$$

$$\frac{5 \times q_p \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{l}{300}$$

$$I_y \geq \frac{300 \times 5 \times q_p \times l^3}{384 \times E}$$

$$I_y \geq \frac{300 \times 5 \times 4,388 \times 10^{-2} \times 304^3}{384 \times 21000} = 229,31 \text{ cm}^4$$

Soit un UPN120 avec les caractéristiques suivantes :

$$I_y = 364 \text{ cm}^4$$

$$W_{ply} = 72,6 \text{ cm}^3$$

$$G_{profilé} = 0,133 \text{ KN/m}$$

$$A_{vz} = 8,8 \text{ cm}^2$$

III.5.4.4. Vérification en tenant compte du poids propre de l'UPN :

❖ La flèche :

$$q' = q + G_{profilé} = 4,388 + 0,133 = 4,521 \text{ KN/m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 4,521 \times 304^4 \times 10^{-2}}{384 \times 21000 \times 364} = 0,658 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{304}{300} = 1,01 \text{ cm}$$

$$f_{cal} = 0,658 \text{ cm} \leq f_{adm} = 1,01 \text{ cm}$$

La condition de la flèche est vérifiée.

❖ La résistance :

La charge totale a utilisé est :

$$G_v = 0,0484 + 0,266 + (0,4 \times 1,5) + (1,57 \times 1) = 2,484 \text{ KN/m}$$

$$q_v = \frac{(1,35G_v \times 1,5Q_v)}{2} = 3,083 \text{ KN/m}$$

$$q_p = \frac{(1,35G_p \times 1,5Q_p) \times l_m}{2} = 6,204 \text{ KN/m}$$

On considère le limon comme une poutre isostatique, alors on utilise la méthode de résistance des matériaux pour le calcul des réactions et les moments max.

$$\sum f_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 17,075 \text{ KN}$$

$$\sum M/A \text{ et } B = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_A = 10,005 \text{ KN} \\ R_B = 7,07 \text{ KN} \end{cases}$$

❖ Calcul des efforts internes :

◆ $0 \leq x \leq 1,5 \text{ m}$

$$\begin{cases} T_z = R_A - 6,204x \\ M_z = R_A x - 6,204 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

$$\text{pour } x = 0 \begin{cases} T_z = 10,005 \text{ KN} \\ M_z = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{pour } x = 1,5 \text{ m} \begin{cases} T_z = 0,699 \text{ KN} \\ M_z = 8,028 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le moment est max pour :

$$t_z = 0 \Rightarrow x = \frac{10,005}{6,204} = 1,6 \text{ m} > 1,5 \text{ m}$$

◆ $0 \leq x \leq 2,52 \text{ m}$

$$\begin{cases} T_z = 3,083x - R_B \\ M_z = R_B x - 3,083 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

$$\text{pour } x = 0 \begin{cases} T_z = -7,07 \text{ KN} \\ M_z = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{pour } x = 2,52 \text{ m} \begin{cases} T_z = 0,699 \text{ KN} \\ M_z = 8,027 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le moment est max pour :

$$t_z = 0 \Rightarrow x = \frac{7,07}{3,083} = 2,29 \text{ m} < 2,52 \text{ m}$$

Donc les efforts sollicitant max sont : $\begin{cases} M_{max} = 8,028 \text{ KN.m} \\ V_{sd} = R_A = 10,005 \text{ KN} \end{cases}$

$$M_{rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{72,6 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 17,061 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 8,028 \text{ KN.m} \leq M_{rd} = 17,061 \text{ KN.m}$$

❖ Vérification au cisaillement :

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{m0}} = \frac{8,8 \times \left(\frac{23,5}{\sqrt{3}} \right)}{1} = 119,396 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 10,005 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 119,369 \text{ KN}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc on choisit un limon de type : UPN120.

III.7. Calcul des éléments de la ferme :

Les fermes jouent un rôle de poutre (poutre maitresse) d'une toiture en charpente métallique, constituées par des barres assemblées entre elles, formant des triangles composées de :

- Une membrure supérieure (arbalétrier)
- Une membrure inférieure (entrait)

- D'une âme treillis constituées d'éléments verticaux (montant) et d'éléments obliques (diagonales) elles sont généralement articulées à leurs appuis.

L'étude se fait selon la combinaison la plus défavorable des combinaisons suivantes :

- Cas de soulèvement $G+1.5V$
- Cas de la neige seule : $1.35 G+1.5S$

Par raison de symétrie le schéma statique est une ferme de longueur de 24.12m qui supporte des charges concentrées qui sont transmises par la toiture par l'intermédiaire des pannes, l'entre axes des fermes est de 6m.

On dimensionne les barres de la ferme les plus sollicitées en compression et en traction (membrure supérieure, membrure inférieure, montant, diagonale).

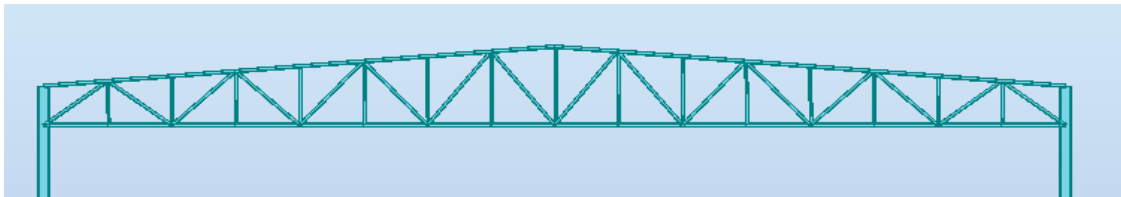


Figure III.13. Schéma statique de la ferme.

III.7.1. Calcul des charges revenant à chaque nœud :

a) Nœud intermédiaire :

$$S = 1,51 \times 6 = 9,06m$$

❖ Poids propre :

- La couverture (TN40) + accessoire de pose $0.1305 \times 9.06 = 1.1823 \text{ KN}$
 - Poids des pannes (IPE180) $0.188 \times 6 = 1.128 \text{ KN}$
 - Poids des contreventements estimer $0.05 \times 9.06 = 0.453 \text{ KN}$
- Total : $0.453+1.128+1.1823 = 2.76 \text{ KN}$

❖ Surcharge climatique :

1) Surcharge du vent :

$$Q_j = -1769.985 \text{ N/m}^2$$

$$V = q_j \times A = -1.769 \times 9.06 = -16.02 \text{ KN/m}^2$$

2) Surcharge de la neige :

$$S_{max} = 0,229 \text{ KN/m}^2$$

La surface revenant à chaque nœud est de 9.06 m^2 alors :

$$S = 0.229 \times 9.06 = 2.07 \text{ KN}$$

III.7.2. Calcul des forces selon les combinaisons de charges :

a) Nœud intermédiaire :

❖ Vent (soulèvement) :

$$F = G + 1,5V = 2,67 + 1,5(-16.02) = -21.36 \text{ KN}$$

❖ Neige :

$$F = 1.35G + 1.5S = (1.35 \times 2.67) + (1.5 \times 2.07) = 6.71 \text{ KN}$$

La détermination des efforts dans les éléments de la ferme est obtenue à l'aide d'un modèle 2D avec le logiciel ROBOT2016. On enregistre seulement les efforts max dans les différents éléments de la ferme les résultats sont comme suite :

Eléments	Sous la combinaison G+1.5V(KN)	Sous la combinaison 1.35G+1.5S(KN)
Membrures supérieures	-415.32	246.16
Membrures inférieures	384.44	-101.78
Montants	26.09	-30.14
Diagonales	66.98	122.89

Tableau III.5 Les efforts max dans les éléments de la ferme

Remarque : Convention de signe (+) traction et (-) compression.

III.7.3. Dimensionnement des éléments de la ferme :

Les éléments de la ferme sont dimensionnés à base des efforts normaux N_{sd} qui les sollicitent et ils doivent vérifier la condition suivante :

$$N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \geq N_{max} \text{ (ECO3 Art 5.4.3.1)}$$

Avec : $\gamma_{m0} = 1$; $f_y = 235 \text{ MPa}$

Membrane supérieure :

$$N_{max} = -415.32 \text{ KN}$$

$$A \geq \frac{N_{max} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{415.32 \times 1}{23.5} = 17.67 \text{ cm}^2$$

Soit 2L(70x70x7) de section $A_s = 18.8 \text{ cm}^2$

Membrane inférieure :

$$N_{max} = 384.44 \text{ KN}$$

$$A \geq \frac{384.44 \times 1}{23.5} = 16.35 \text{ KN}$$

Soit 2L(65x65x7) de section $A_s = 17.37 \text{ cm}^2$

Montants :

$$N_{max} = 30.14 \text{ KN}$$

$$A \geq 1.28 \text{ cm}^2$$

Soit 2L(60x60x6) de section $A_s = 13.82 \text{ cm}^2$

Diagonales :

$$N_{max} = 122.89 \text{ KN}$$

$$A \geq 5.22 \text{ cm}^2$$

Soit 2L(60x60x6) de section $A_s = 13.82 \text{ cm}^2$

III.7.4. Vérification des éléments comprimés au flambement :

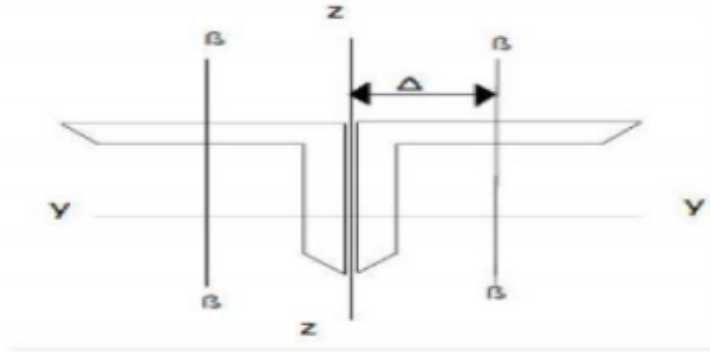


Figure III.14 Double cornière.

La vérification à faire est la suivante :

$$N_{crd} = \beta_w \times \chi_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} \geq N_{max}$$

$$N_{max} = -415.32 \text{ KN}$$

$$L_{yz} = 151 \text{ m}$$

Soit une double cornière 2L(70x70x7) de section $A_s=18.8 \text{ cm}^2$.

$$I_z = 2[I_\beta + A_c \times \Delta^2]$$

$I_z; I_\beta$: d'une seule cornière

A_c : aire d'une seule cornière

$$I_y = 2 \times I_\alpha = 2 \times 42.30 = 84.6 \text{ cm}^2$$

$$I_z = 2[42.30 + 9.4 \times (1.79 + 0.4)^2] = 190.19 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{84.6}{18.8}} = 2.12 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{190.19}{18.8}} = 3.18 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{0.9 \times L_{ky}}{i_y} = \frac{0.9 \times 151}{2.12} = 64.10$$

$$\lambda_z = \frac{L_{kz}}{i_z} = \frac{151}{3.18} = 47.48$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\beta_w \times W_{ply} \times \frac{f_y}{M_{cr}} \right]^{0.5} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] \times [\beta_w]^{0.5} \text{ avec } \beta_w$$

$$\lambda_1 = \pi \times \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = 93.9\varepsilon$$

$$\varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = 1$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{64.10}{93.9} = 0.68 > 0.2$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{47.48}{93.9} = 0.51 > 0.2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

- **Calcul de χ_{min} :**

On a une section de forme de L → courbe C → $\alpha = 0.49$

$$\varphi = 0.5 \times [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\chi = \frac{1}{\varphi + [\varphi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0.5}}$$

$$\varphi_y = 0.5[1 + 0.49(0.68 - 0.2) + 0.68^2] = 0.848$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.848 + [0.848^2 - 0.68^2]} = 0.738$$

$$\varphi_z = 0.5[1 + 0.49(0.51 - 0.2) + 0.51^2] = 0.706$$

$$\chi_z = \frac{1}{0.706 + [0.706^2 - 0.51^2]^{0.5}} = 0.837$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = 0.738$$

$$N_{crd} = 0.738 \times 1 \times 18.8 \times \frac{23.5}{1.1} = 296.41 \text{ KN}$$

$$N_{crd} = 296.41 \text{ KN} < N_{sd} = 415.32 \text{ KN} \rightarrow \text{non vérifiée}$$

On augmente la section des cornières a 2L(80 × 80 × 8).

$$I_\alpha = 72.25 \text{ KN}$$

$$A = 12.27 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2 \times 72.25 = 144.5 \text{ cm}^2$$

$$I_z = 2[72.25 + 12.27 \times (2.26 + 0.4)^2] = 318.13 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{144.5}{24.54}} = 2.42 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{318.13}{24.54}} = 3.6 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{135.9}{2.42} = 56.16$$

$$\lambda_z = \frac{151}{3.6} = 41.94$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{56.16}{2.42} = 0.598 > 0.2$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{41.94}{3.6} = 0.446 > 0.2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque flambement.

$$\varphi_y = 0.5[1 + 0.49(0.598 - 0.2) + 0.598^2] = 0.776$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.776 + [0.776^2 - 0.598^2]^{0.5}} = 0.787$$

$$\varphi_z = 0.5[1 + 0.49(0.446 - 0.2) + 0.446^2] = 0.661$$

$$\chi_z = \frac{1}{0.661 + [0.661^2 - 0.446^2]^{0.5}} = 0.870$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0.787$$

$$N_{crd} = 0.787 \times 1 \times 24.54 \times \frac{23.5}{1.1} = 412.59 \text{ KN} < 415.32 \text{ KN} \rightarrow \text{non vérifiée}$$

On augmente la section des cornières a 2L(90x90x9) $A_c=15.52\text{cm}^2$

$$I_y = 2 \times 115.83 = 231.66 \text{ cm}^2$$

$$I_z = 2 \times [115.83 + 15.52 \times (2.54 + 0.4)^2] = 499.95 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{231.66}{31.04}} = 2.73 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{499.95}{31.04}} = 4.01 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 49.78$$

$$\lambda_z = 37.65$$

$$\bar{\lambda}_y = 0.53 > 0.2$$

$$\bar{\lambda}_z = 0.4 > 0.2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

$$\varphi_y = 0.721$$

$$\varphi_z = 0.629$$

$$\chi_y = 0.826$$

$$\chi_z = 0.897$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = 0.826$$

$$N_{crd} = 547.03KN > N_{sd} = 415.32KN \rightarrow \text{verifiée}$$

On adopte 2L(90x90x9).

Membrure inferieure :

$$N_{max} = 384.44KN$$

$$L_{ky} = 150m$$

Soit la double cornière 2L(65x65x7) avec $A=8.68cm^2$

$$I_y = 2 \times 41.37 = 82.74cm^4$$

$$I_z = 2[41.37 + 8.68 \times (1.93 + 0.4)^2] = 176.98cm^4$$

$$i_y = 2.18cm$$

$$i_z = 3.19cm$$

$$\lambda_y = 61.92$$

$$\lambda_z = 47.02$$

$$\bar{\lambda}_y = 0.659 > 0.2$$

$$\bar{\lambda}_z = 0.5007 > 0.2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

On a une section de forme de L \rightarrow courbe c $\rightarrow \alpha = 0.49$

$$\varphi_y = 0.5[1 + 0.49(0.659 - 0.2) + 0.659^2] = 0.829$$

$$\varphi_z = 0.5[1 + 0.49(0.5007 - 0.2) + 0.5007^2] = 0.699$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.829 + [0.829^2 - 0.659^2]^{0.5}} = 0.750$$

$$\chi_z = \frac{1}{0.699 + [0.699^2 - 0.5007^2]^{0.5}} = 0.842$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = 0.750$$

$$N_{crd} = 278.15KN < N_{sd} = 384.44KN \rightarrow \text{non vérifiée}$$

On doit augmenter la section a 2L(80x80x8) avec une section $A=12.27cm^2$

$$I_{\alpha} = 72.27 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 144.5 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 318.13 \text{ cm}^4$$

$$i_y = 2.42 \text{ cm} \quad i_z = 3.6 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 55.78 \quad \lambda_z = 41.66$$

$$\bar{\lambda}_y = 0.594 > 0.2$$

$$\bar{\lambda}_z = 0.444 > 0.2$$

$$\varphi_y = 0.773$$

$$\chi_y = 0.788$$

$$\chi_z = 0.874$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z) = 0.788$$

$$N_{crd} = 414.13 \text{ KN} > N_{sd} = 384.44 \text{ KN} \rightarrow \text{vérifiée}$$

On adopte alors 2L(80x80x8)

Les montants :

$$N_{max} = -30.14 \text{ KN}$$

Soit 2L(60x60x6) de section $A=13.82 \text{ cm}^2$

La section d'une seule cornière $A=6.91 \text{ cm}^2$

L'inertie d'une seule cornière $I_{\alpha} = 22.79 \text{ cm}^4$

$$I_y = 2 \times 22.79 = 45.58 \text{ cm}^2$$

$$I_z = 2[22.79 + 6.91(1.69 - 0.4)^2] = 105.95 \text{ cm}^4$$

$$i_y = 1.82 \text{ cm}$$

$$i_z = 2.77 \text{ cm}$$

$$L_k = 100 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{0.8 \times L_k}{i_y} = 43.95$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{L_k}{i_z} = 36.10$$

$$\bar{\lambda}_y = 0.468 > 0.2$$

$$\bar{\lambda}_z = 0.384 > 0.2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

On a une section de forme de L \rightarrow courbe $c \rightarrow \alpha = 0.49$

$$\varphi_y = 0.5 \times [1 + 0.49(0.469 - 0.2) + 0.469^2] = 0.676$$

$$\varphi_z = 0.5 \times [1 + 0.49(0.384 - 0.2) + 0.384^2] = 0.619$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.676 + [0.676^2 - 0.468^2]^{0.5}} = 0.859$$

$$\chi_z = \frac{1}{0.619[0.619^2 - 0.384^2]} = 0.905$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = 0.859$$

$$N_{crd} = 0.859 \times 1 \times 13.82 \times \frac{23.5}{1.1} = 253.61KN > N_{sd} = 30.14KN$$

On adopte 2L(60x60x6)

Les diagonales :

$$N_{max} = 122.89KN$$

Soit 2L(60x60x6) de section A=13.82cm²

$$I_{\alpha} = 22.79cm^4$$

$$I_y = 45.58cm^4$$

$$I_z = 105.95cm^4$$

$$i_y = 1.82cm$$

$$i_z = 2.77cm$$

$$L_k = 168cm$$

$$\lambda_y = \frac{168}{1.82} = 92.30$$

$$\lambda_z = \frac{168}{2.77} = 60.65$$

$$\bar{\lambda}_y = 0.982 > 0.2$$

$$\bar{\lambda}_z = 0.646 > 0.2$$

Il y'a lieu risque de tenir compte du flambement

On a une section de la forme de L → *courbe c* → $\alpha = 0.49$

$$\varphi_y = 1.173$$

$$\varphi_z = 0.817$$

$$\chi_y = 0.551$$

$$\chi_z = 0.759$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = 0.551$$

$$N_{crd} = 0.551 \times 1 \times 13.82 \times \frac{23.5}{1.1} = 162.68KN$$

$$N_{crd} = 162.68KN > N_{sd} = 122.89KN \rightarrow \text{vérifiée}$$

On adopte 2L(60x60x6).

III.7.5. Vérification au flambement en tenant compte du poids propre réel des éléments de la ferme :

Membrure inferieure :

2L(80x80x8) G=19.26Kg/ml

Longueur :24.12m

$$W_{mi} = 19.26 \times 24.12 = 464.551 Kg$$

Montant :

2L(60x60x6) G=10.84Kg/ml

Longueur : 7.978m

$$W_m = 10.84 \times 7.978 = 86.48Kg$$

Membrure supérieure :

2L(90x90x9) G=24.4Kg/ml

Longueur : 24.2m

$$W_{ms} = 24.2 \times 24.4 = 590.48Kg$$

Diagonale :

2L(60x60x6) G=10.84Kg/ml

Longueur : 22.92m

$$W_d = 22.92 \times 10.84 = 248.45Kg$$

❖ Poids total de la ferme :

$$W = W_{mi} + W_{ms} + W_d + W_m = 464.515 + 86.48 + 590.48 + 248.45 = 1389.925Kg$$

$$W = 14 KN$$

A cela nous ajoutons forfaitairement 20% pour tenir compte du poids des goussets, des boulons des contreventements verticaux entre ferme et de la peinture.

$$\rightarrow W=14 \times 1,2=16,8 KN$$

Soit : 20KN

Chapitre IV :
Etude du plancher mixte

IV.1. Introduction :

Le plancher mixte est un plancher béton acier, composé d'une couche en béton armé connecté aux semelles supérieures des solives par des éléments de liaison appelés connecteurs dont le rôle est de rendre solidaire les solives en acier avec la dalle de béton en évitant tout glissement relatif. Une telle dalle est dite collaborant, elle participe à l'inertie globale du plancher.

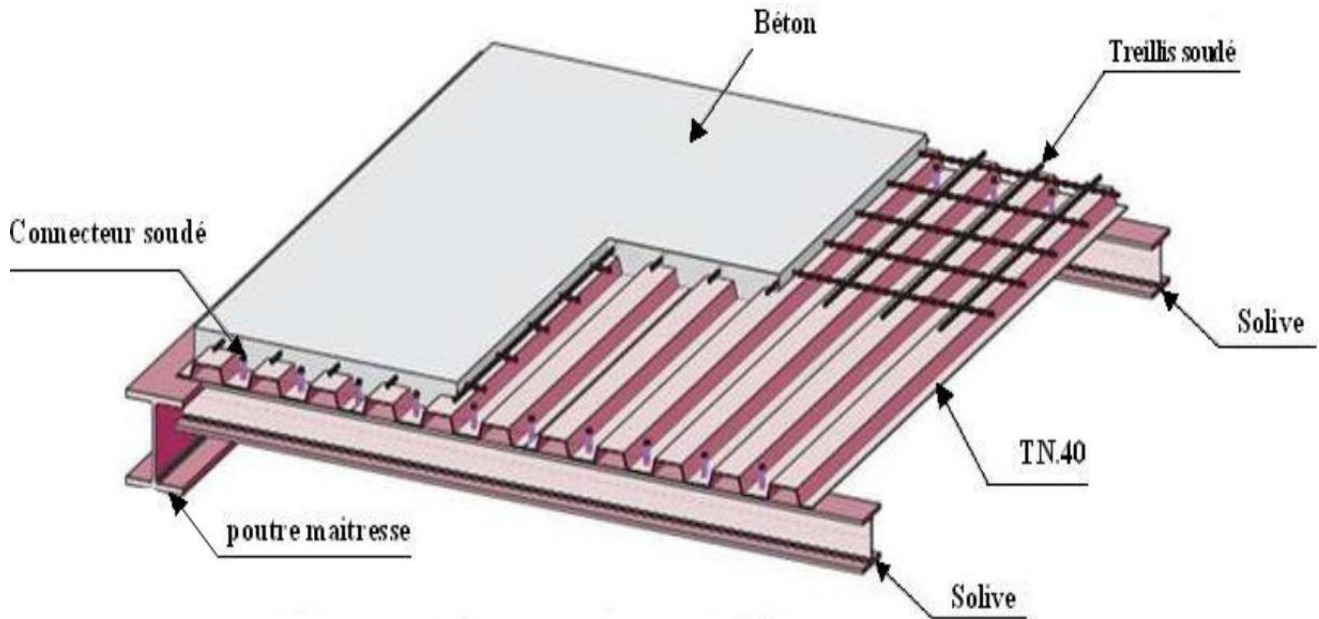


Figure IV.1 Schéma des composants du plancher mixte.

IV.2. Etude du plancher collaborant :

Notre projet dispose de deux (02) planchers collaborant l'un à usage bureau et l'autre à usage stockage avec les caractéristiques suivantes :

- Dalle en béton armé d'épaisseur $t=10\text{cm}$
- Coefficient d'équivalence (acier/béton) : $n= 210000/30500=6,88$
- Coefficient de retrait du béton : $\varepsilon=2\times 10^{-4}$
- Contrainte admissible des matériaux :
 - Pour l'acier S235 : $f_y=235\text{ MPa}$
 - Pour le béton : $f_{c28}=25\text{ MPa}$

IV.3. Vérification des solives (usage bureau) :

Dans notre cas on a 8 solives de 6m sur une longueur de 11,91m avec un entre axe de 1,32m :

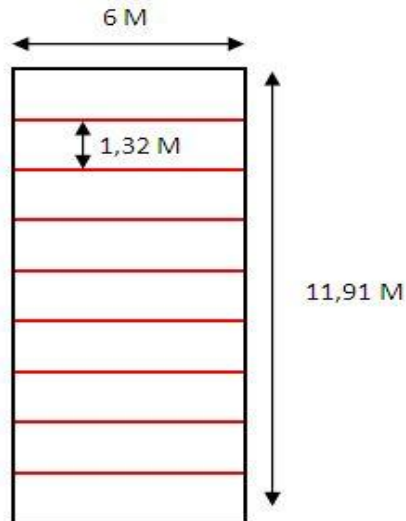


Figure IV.2 schéma de la disposition des solives.

IV.3.1.Phase de réalisation :

Le profil en acier travaille seul et les charges de la phase de construction sont :

- Le poids propre de la tôle : $G_T=0,15\text{KN/m}^2$
- Le poids propre du béton frais : $G_b=2,5\text{KN/m}^2$
- La surcharge construction (ouvrier) : $Q_{\text{ouvrier}}=1\text{KN/m}^2$

A. Combinaisons de charges :

D'après notre disposition des solives on a un entre axe : $e_{\text{solive}} = 1,32\text{m}$

$$ELU : q_u = (1,35G + 1,5Q)e_{\text{solive}} = [1,35(2,5 + 0,15) + 1,5 \times 1] \times 1,32 = 6,702\text{KN/m}$$

$$ELS : q_s = (G + Q)e_{\text{solive}} = [(2,5 + 0,15) + 1] \times 1,32 = 4,818\text{KN/m}$$

B. Condition de la flèche :

On adopte un étayement à mi- travée, à partir de la condition de la flèche :

$$f_{\text{cal}} \leq f_{\text{adm}}$$

$$\frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{l}{250}$$

$$I_y \geq \frac{250 \times 5 \times 4,818 \times (600/2)^3 \times 10^{-2}}{384 \times 21000} = 201,6\text{cm}^4$$

Soit on adopte un IPE120 avec $I_y=317,8\text{cm}^4$

C. Condition de la résistance :

Il faut vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

En prenant compte du poids propre réel du profilé :

$$q_u = 6,702 + 0,104 \times 1,35 = 6,842\text{KN/m}$$

$$q_s = 4,818 + 0,104 = 4,922 \text{ KN/m}$$

$$\frac{q_u \times l^2}{8} \leq \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\frac{6,842 \times 3^2}{8} \leq \frac{60,7 \times 23,5 \times 10^{-2}}{1,1}$$

$$7,697 \text{ KN.m} \leq 12,97 \text{ KN.m}$$

La condition de résistance est vérifiée.

D. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{plrd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{6,842 \times 3}{2} = 10,263 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m1}} = \frac{6,3 \left(\frac{23,5}{\sqrt{3}}\right)}{1,1} = 77,71 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 10,263 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 77,71 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{sd} \leq 0,5V_{plrd} \rightarrow \text{Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, avec l'utilisation d'un étayement en phase de construction. Donc l'IPE120 convient comme solive pour le plancher à usage bureau.

IV.3.2.Phase finale :

On commence par le dimensionnement du premier plancher c'est à dire celui à usage bureau. Le béton ayant durci en cette phase, donc le profilé et la dalle (la section mixte) travaillent ensemble, ce qui nous donne les charges suivantes :

- Revêtement en carrelage +mortier de pose +accessoires : 2KN/m²
- Poids propre du béton sec : 3,5KN/m²
- Poids de la tôle (TN40) : 0,15KN/m²
- Poids propre du profile (IPE120) : 0,104KN/m
- Surcharge de construction (usage bureaux) : 2,5KN/m²

A. Combinaisons de charges :

$$ELU : q_u = 1,35 \times 0,104 + (1,35 \times 5,65 + 1,5 \times 2,5) \times 1,32 = 15,15 \text{ KN/m}$$

$$ELS : q_s = 0,104 + (5,65 + 2,5) \times 1,32 = 10,86 \text{ KN/m}$$

B. Vérification de la résistance à l'ELU :

On vérifiera la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{plrd}^+$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{15,15 \times 6^2}{8} = 68,175 \text{ KN.m}$$

- Calcul de l'axe neutre plastique (ANP) :
- Calcul de la largeur efficace :

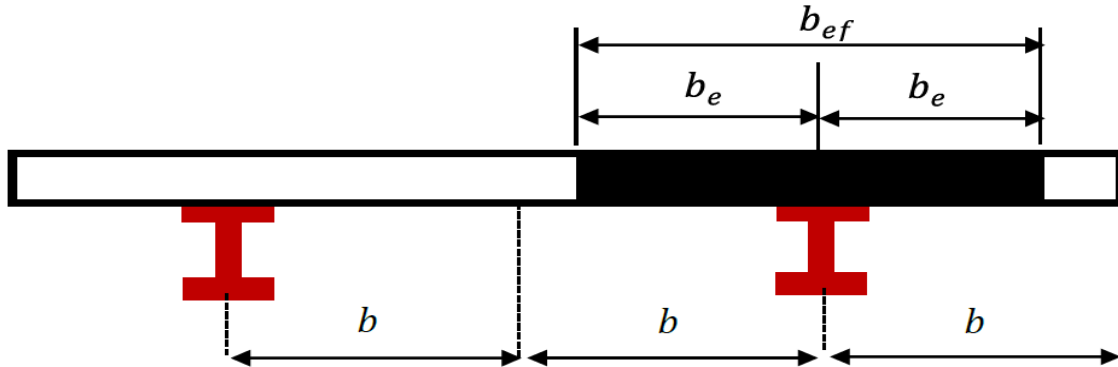


Figure IV.3 largeur participante d'une dalle mixte.

$$b_e = \min \left[\frac{l_0}{8}; \frac{b}{2} \right] = \min [0,75; 0,66] = 0,66m$$

$$b_{eff}^+ = 2b_e = 1,32 \text{ m}$$

Avec : l_0 : largeur de la solive et b : l'entraxe des solives.

- Calcul des résistances plastiques du profilé en traction F_a et F_c de la dalle en compression:

$$F_a = \frac{A}{\gamma_{ma}} f_y = \frac{13,2}{1,1} \times 23,5 = 282 \text{ KN}$$

$$F_c = b_{eff}^+ \times h_c \times \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 132 \times 6 \times \frac{0,85 \times 2,5}{1,5} = 1122 \text{ KN}$$

$$F_a \leq F_c \Rightarrow \text{L'ANP se situe dans la dalle de compression}$$

- Calcul de la distance entre l'ANP et la face supérieure de la dalle de compression :

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff}^+ \times \left(\frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \right)} = \frac{282}{132 \times \frac{0,85 \times 2,5}{1,5}} = 1,508 \text{ cm} < 6 \text{ cm}$$

→ l'ANP passe par la dalle

- Calcul du moment plastique résistant :

$$M_{plrd}^+ = F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z}{2} \right) = 282 \left(\frac{12}{2} + 4 + 6 - \frac{1,508}{2} \right) \times 10^{-2} = 42,99 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 68,175 \text{ KN.m} \geq M_{plrd}^+ = 42,99 \text{ KN.m}$$

La condition de la résistance n'est pas vérifiée on augmente la section à un IPE140 et on refait les calculs :

$$\text{ELU} : q_u = 1,35 \times 0,129 + (1,35 \times 5,65 + 1,5 \times 2,5) \times 1,32 = 15,19 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS} : q_s = 0,129 + (5,65 + 2,5) \times 1,32 = 10,887 \text{ KN/m}$$

On vérifiera la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{plrd}^+$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{15,19 \times 6^2}{8} = 68,36 \text{ KN.m}$$

- Calcul de l'axe neutre plastique (ANP) :

- Calcul des résistances plastiques du profilé en traction F_a et F_c de la dalle en compression:

$$F_a = \frac{A}{\gamma_{ma}} f_y = \frac{16,4}{1,1} \times 23,5 = 350,36 \text{ KN}$$

$$F_c = b_{eff}^+ \times h_c \times \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 132 \times 6 \times \frac{0,85 \times 2,5}{1,5} = 1122 \text{ KN}$$

$$F_a \leq F_c \Rightarrow \text{L'ANP se situe dans la dalle de compression}$$

- Calcul de la distance entre l'ANP et la face supérieure de la dalle de compression :

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff}^+ \times \left(\frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \right)} = \frac{350,36}{132 \times \frac{0,85 \times 2,5}{1,5}} = 1,873 \text{ cm} < 6 \text{ cm}$$

→ l'ANP passe par la dalle

- Calcul du moment plastique résistant :

$$M_{plrd}^+ = F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z}{2} \right) = 350,36 \left(\frac{14}{2} + 4 + 6 - \frac{1,873}{2} \right) \times 10^{-2} = 56,28 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 68,36 \text{ KN.m} \geq M_{plrd}^+ = 56,28 \text{ KN.m}$$

La condition de la résistance n'est pas vérifiée on augmente à un IPE160 et on refait les calculs :

$$\text{ELU} : q_u = 1,35 \times 0,158 + (1,35 \times 5,65 + 1,5 \times 2,5) \times 1,32 = 15,231 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS} : q_s = 0,158 + (5,65 + 2,5) \times 1,32 = 10,916 \text{ KN/m}$$

On vérifiera la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{plrd}^+$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{15,231 \times 6^2}{8} = 68,54 \text{ KN.m}$$

- Calcul de l'axe neutre plastique (ANP) :

- Calcul des résistances plastiques du profilé en traction F_a et F_c de la dalle en compression:

$$F_a = \frac{A}{\gamma_{ma}} f_y = \frac{20,1}{1,1} \times 23,5 = 429,41 \text{ KN}$$

$$F_c = b_{eff}^+ \times h_c \times \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 132 \times 6 \times \frac{0,85 \times 2,5}{1,5} = 1122 \text{ KN}$$

$$F_a \leq F_c \Rightarrow \text{L'ANP se situe dans la dalle de compression}$$

- Calcul de la distance entre l'ANP et la face supérieure de la dalle de compression :

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff}^+ \times \left(\frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \right)} = \frac{429,41}{132 \times \frac{0,85 \times 2,5}{1,5}} = 2,194 \text{ cm} < 6 \text{ cm}$$

→ l'ANP passe par la dalle

- Calcul du moment plastique résistant :

$$M_{plrd}^+ = F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z}{2} \right) = 429,41 \left(\frac{16}{2} + 4 + 6 - \frac{2,294}{2} \right) \times 10^{-2} = 72,37 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 68,54 \text{ KN.m} \leq M_{plrd}^+ = 72,37 \text{ KN.m}$$

La condition de la résistance est vérifiée.

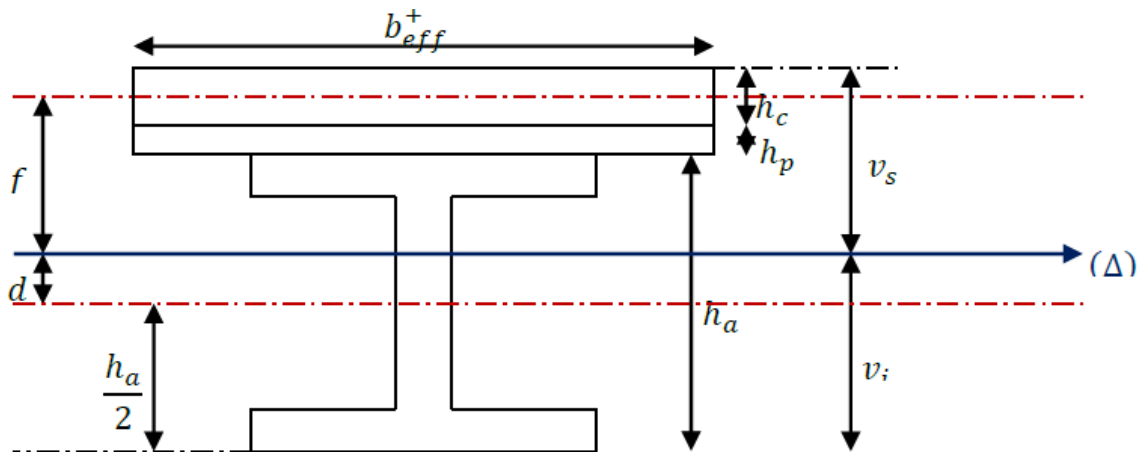
C. Vérification de la flèche :

$$f_{cal} \leq f_{adm}$$

$$\frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E_a \times I_m} \leq \frac{l}{250}$$

- Calcul du moment d'inertie de la section mixte I_m :

Figure IV.4 : position de l'axe neutre (Δ)



v_i : position de la fibre la plus tendue de l'acier par rapport à l'axe neutre.

v_s : position de la fibre la plus tendue du béton par rapport à l'axe neutre.

$$I_m = I_a + A_a \times d^2 + \frac{b_{eff}^+ (h_c + h_p)^3}{12 \dot{\eta}} + \frac{b_{eff}^+ (h_c + h_p)}{\dot{\eta}} f^2$$

$$\dot{\eta} = 2n = 2 \times 6,88 = 13,76$$

$$S = A_a + \frac{b_{eff}^+ (h_c + h_p)}{\dot{\eta}} = 20,1 + \frac{132 \times (6 + 4)}{13,76} = 116,03 \text{ cm}^2$$

$$d = \frac{b_{eff}^+ (h_c + h_p)}{\dot{\eta}} \times \frac{(h_c + h_p + h_a)}{2S} = \frac{132(6 + 4)}{13,76} \times \frac{(6 + 4 + 16)}{2 \times 116,03} = 10,75 \text{ cm}$$

$$v_s = \frac{h_a}{2} + (h_c + h_p) - d = \frac{16}{2} + (6 + 4) - 10,75 = 7,25 \text{ cm}$$

$$v_i = \frac{h_a}{2} + d = \frac{16}{2} + 10,75 = 18,75 \text{ cm}$$

$$f = \frac{(h_c + h_p + h_a)}{2} - d = \frac{(6 + 4 + 16)}{2} - 10,75 = 2,25 \text{ cm}$$

$$I_m = 896,3 + 20,1 \times 10,75^2 + \frac{132 \times (6 + 4)^3}{12 \times 13,76} + \frac{132 \times (6 + 4)}{13,76} \times 2,25^2 = 4504,14 \text{ cm}^4$$

$$\frac{5 \times 10,916 \times 600^4 \times 10^{-2}}{384 \times 21000 \times 4504,14} \leq \frac{600}{250}$$

$$f_{cal} = 1,95 \text{ cm} \leq f_{adm} = 2,4 \text{ cm}$$

La condition de la flèche est vérifiée.

D. Vérification du cisaillement :

$$V_{sd} \leq V_{plrd}$$

$$q_u = 15,231 \text{ KN/m}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{15,231 \times 6}{2} = 45,69 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{m1}} = \frac{9,6 \times 23,5 / \sqrt{3}}{1,1} = 119,64 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 45,69 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 119,64 \text{ KN}$$

La condition au cisaillement est vérifiée.

IV.4. Calcul des contraintes :

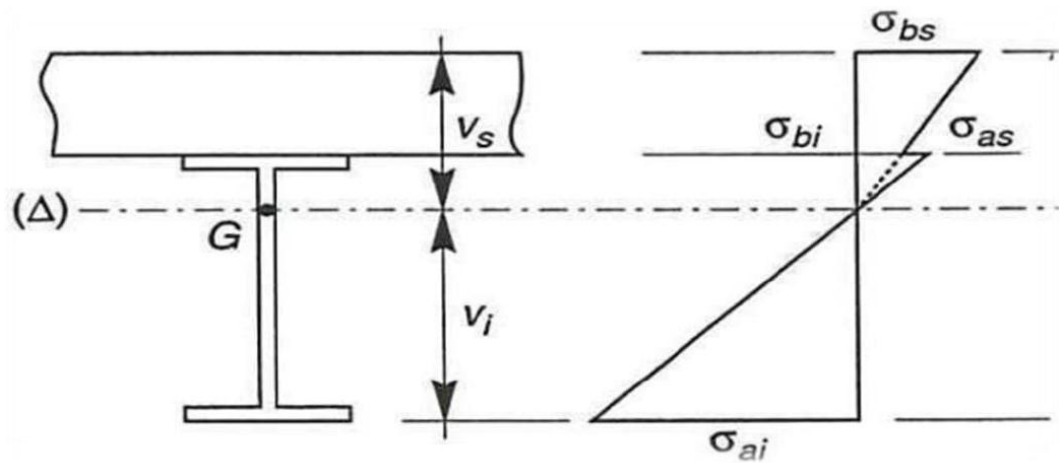


Figure IV.5 diagramme de contraintes en flexion simple.

Contraintes dues au moment fléchissant :

A. Contraintes dans la poutre en acier :

- Traction dans la fibre inférieure :

$$\delta_{ai} = \frac{-M_{sd}}{I_m} \times v_i = \frac{-68,54}{4504,18} \times 18,75 \times 10^3 = -285,32 \text{ MPa}$$

- Compression dans la fibre supérieure :

$$\delta_{as} = \frac{M_{sd}}{I_m} \left[|v_s - (h_c + h_p)| \right] = \frac{68,54}{4504,18} \times |[7,25 - (6 + 4)]| \times 10^3 = 41,85 \text{ MPa}$$

B. Contrainte dans la dalle de compression :

- Compression dans la fibre inférieure :

$$\delta_{bi} = \frac{M_{sd}}{\eta \times I_m} \left[|v_s - (h_c + h_p)| \right] = \frac{68,54}{13,76 \times 4504,18} \times |[7,25 - (6 + 4)]| \times 10^3 = 3,04 \text{ MPa}$$

- Traction dans la fibre supérieure :

$$\delta_{bs} = \frac{M_{sd}}{\eta \times I_m} \times v_s = \frac{68,54}{13,76 \times 4504,18} \times 7,25 \times 10^3 = 8,02 \text{ MPa}$$

C. Contrainte due au retrait :

- Calcul de β :

$$\beta = \frac{h_c + h_p + h_a}{2} = \frac{6 + 4 + 16}{2} = 13 \text{ cm}$$

- Calcul de α :

$$\alpha = \frac{I_y}{A_a \times \beta} = \frac{869,3}{20,1 \times 13} = 3,33 \text{ cm}$$

$$B = b_{eff}^+ \times (h_c + h_p) = 132(6 + 4) = 1320 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{B \times E_a \times \varepsilon \times \beta \times A_a}{(\eta \times I_y \times A_a) + (B \times I_y) + (B \times A_a \times \beta^2)}$$

$$K = \frac{1320 \times 2,1 \times 10^4 \times 2 \times 10^{-4} \times 13 \times 20,1}{(13,76 \times 869,3 \times 20,1) + (1320 \times 869,3) + (1320 \times 20,1 \times 13^2)} = 0,25 \text{KN/cm}^3$$

- Calcul de Y_1 :

$$Y_1 = \frac{h_a}{2} + \alpha = \frac{16}{2} + 3,33 = 11,33 \text{cm}$$

- Calcul de Y_2 :

$$Y_2 = Y_1 + h_c + h_p = 11,33 + 6 + 4 = 21,33 \text{cm}$$

Alors les valeurs des contraintes sont :

$$\delta_{as} = K \times Y_1 = 0,25 \times 11,33 \times 10 = 28,33 \text{ MPa}$$

$$\delta_{ai} = K \times (h_a - Y_1) = 0,25 \times (16 - 11,33) \times 10 = -11,68 \text{ MPa}$$

$$\delta_{bi} = \frac{-(E_a \times \varepsilon - K Y_1)}{\dot{\eta}} = \frac{-(2,1 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4} - 0,25 \times 11,33 \times 10)}{13,76} = -0,934 \text{ MPa}$$

$$\delta_{bs} = \frac{(E_a \times \varepsilon - K \times Y_2)}{\dot{\eta}} = \frac{(2,1 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4} - 0,25 \times 21,33 \times 10)}{13,76} = -0,823 \text{ MPa}$$

Donc les contraintes finales sont :

$$\delta_{as} = 41,85 + 28,33 = 70,18 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\delta_{ai} = -285,32 - 11,68 = -297 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\delta_{bi} = 3,04 - 0,934 = 2,106 \text{ MPa} < f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\delta_{bs} = 8,02 - 0,823 = 7,197 \text{ MPa} < f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

IV.5. Calcul de la poutre maitresse (sommier) :

Les poutres porteuses (sommiers) sont des éléments structuraux qui permettent de supporter les charges et les planchers et les transmettent aux poteaux. Elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

Dans notre cas on va s'intéresser aux cas le plus défavorable du premier plancher.

- **Caractéristique du plancher :**

- Porte de la poutre maitresse $L=11.91\text{m}$
- Entre axe de la poutre maitresse $e_{\text{sommier}}=6\text{m}$

- Nombre de solive sur le sommier N=8

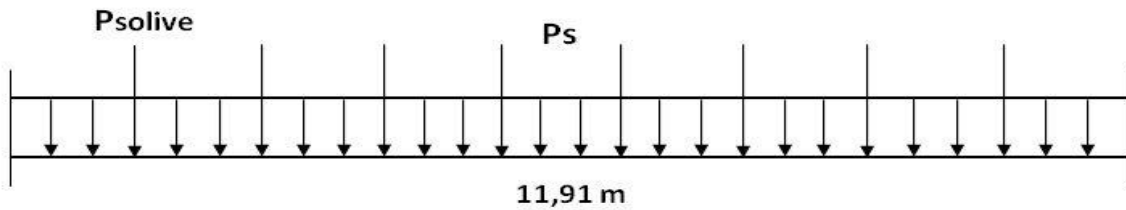


Figure IV.6 Schéma statique du sommier

IV.5.1. Pré dimensionnement de la poutre maitresse (usage bureau) :

1. Phase de construction :

- Poids propre du profilé $G_p = 0,422 \text{ KN/m}$
- Poids propre du béton frais $G_b = 2,5 \text{ KN/m}$
- La surcharge construction (ouvrier) $Q_{\text{ouvrier}} = 1 \text{ KN/m}^2$
- Le poids propre de la tôle $G_T = 0,15 \text{ KN/m}^2$

- Calcul des réactions des solives :

On calcule les réactions des solives pour chaque phase car le coulage du plancher (poutre solive) se fait en même temps.

$$R_u^i = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{6,915 \times 6}{2} = 20,75 \text{ KN}$$

$$R_s^i = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{4,976 \times 6}{2} = 14,93 \text{ KN}$$

- Combinaisons de charges :

Les charges reprises par la poutre maitresse :

$b = 160 \text{ mm}$

$$q_u = 1,35[G_p + b(G_b + G_T)] + 1,5(b \times Q)$$

$$q_s = G_p + b(G_b + G_T + Q)$$

$$q_u = 1,35[0,16(2,5 + 0,15)] + 1,5(0,16 \times 1) = 0,812 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 0,16(2,5 + 0,15 + 1) = 0,584 \text{ KN/m}$$

La flèche :

$$f_{\text{cal}} \leq f_{\text{adm}}$$

$$f_1^i = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} ; f_2^i = \frac{19 \times R_{\text{stot}}^i \times L^3}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_{\text{cal}} = f_1^i + f_2^i = \frac{(5 \times q_s \times L^4) + (19 \times R_{\text{stot}}^i \times L^3)}{384 \times E \times I_y} \leq f_{\text{adm}} = \frac{L}{250}$$

$$I_y \geq 6428,47 \text{ cm}^4$$

On opte pour un IPE300 avec $I_y = 8356,1 \text{ cm}^4$

- **Vérification de l'élément :**

Il faut vérifier le moment fléchissant, l'effort tranchant :

a. Moment fléchissant :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} + \frac{R_{utot}^i \times L}{2} = \frac{1,38 \times 5,955^2}{8} + \frac{41,5 \times 5,955}{2} = 129,68 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{628,4 \times 23,5 \times 10^{-2}}{1,1} = 134,25 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{plrd} \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

b. Effort tranchant :

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} + \frac{8R_{utot}^i}{2} = \frac{1,38 \times 5,955}{2} + \frac{8 \times 41,5}{2} = 45,61 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{25,7 \times \left(\frac{23,5}{\sqrt{3}} \right)}{1,1} = 316,99 \text{ KN}$$

$$V_{sd} \leq V_{plrd} \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

2. Phase finale :

- Poids propre du profilé $G_p = 0,422 \text{ KN/m}$
- Charge permanente du plancher $G_{\text{plancher}} = 5,65 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

- **Calcul de la largeur efficace :**

$$b_{eff}^+ = \min \left[\frac{2l_0}{8}; b \right] = \min [2,98; 6] = 2,98 \text{ m}$$

Avec : l_0 : largeur de la poutre et b : l'entraxe entre les poutres.

- **Position de l'ANP :**

$$F_a = \frac{A}{\gamma_{ma}} f_y = \frac{53,8}{1,1} \times 23,5 = 1149,36 \text{ KN}$$

$$F_c = b_{eff}^+ \times h_c \times \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 298 \times 6 \times \frac{0,85 \times 2,5}{1,5} = 2533 \text{ KN}$$

$F_a \leq F_c \Rightarrow$ L'ANP se situe dans la dalle de compression

- **Calcul des réactions des solives :**

$$R_u^f = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{15,23 \times 6}{2} = 45,69 \text{ KN}$$

$$R_s^f = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{10,916 \times 6}{2} = 32,75 \text{ KN}$$

- **Combinaisons de charges :**

Les charges reprise par la poutre maitresse :

$$q_u = 1,35[G_P + (b \times G_{plancher})] + 1,5(b \times Q)$$

$$q_s = G_P + b(G_{plancher} + Q)$$

$$q_u = 1,35[0,422 + (0,16 \times 5,65)] + 1,5(0,16 \times 2,5) = 2,39 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 0,422 + 0,16(5,65 + 2,5) = 1,726 \text{ KN/m}$$

- **Vérification de l'élément :**

Il faut vérifier le moment fléchissant, l'effort tranchant et la flèche :

a. Moment fléchissant :

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff}^+ \times \left(\frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \right)} = \frac{1149,36}{298 \times \frac{0,85 \times 2,5}{1,5}} = 2,72 \text{ cm}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} + \frac{R_{utot}^f \times L}{2} = \frac{2,39 \times 11,91^2}{8} + \frac{91,38 \times 11,91}{2} = 586,55 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd}^+ = F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z}{2} \right) = 1149,36 \left(\frac{30}{2} + 4 + 6 - \frac{2,72}{2} \right) \times 10^{-2} = 271,82 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} \geq M_{plrd} \rightarrow \text{la condition n'est pas vérifiée}$$

On augmente la section et on refait les calculs.

Remarque : après avoir effectué les vérifications, on a abouti à un profilé IPE450.

$$q_u = 2,868 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 2,08 \text{ KN/m}$$

$$F_a = 2110,7 \text{ KN}$$

$$F_c = 2533 \text{ KN}$$

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff}^+ \times \left(\frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \right)} = \frac{2110,7}{298 \times \frac{0,85 \times 2,5}{1,5}} = 5 \text{ cm}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} + \frac{R_{utot}^f \times L}{2} = \frac{2,868 \times 11,91^2}{8} + \frac{91,38 \times 11,91}{2} = 595,02 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd}^+ = F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z}{2} \right) = 2110,7 \left(\frac{45}{2} + 4 + 6 - \frac{5}{2} \right) \times 10^{-2} = 633,21 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} \leq M_{plrd} \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

b. Effort tranchant :

$$V_{sd} \leq V_{plrd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} + \frac{8R_{utot}^f}{2} = \frac{2,868 \times 11,91}{2} + \frac{8 \times 91,38}{2} = 382,6 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{50,85 \times \left(23,5/\sqrt{3}\right)}{1,1} = 627,32 \text{ KN}$$

$V_{sd} \leq V_{plrd} \rightarrow$ la condition est vérifiée

c. La flèche :

$$f_{cal} \leq f_{adm}$$

Calcul de l'inertie de la section mixte :

$$I_m = I_a + A_a \times d^2 + \frac{b_{eff}^+(h_c + h_p)^3}{12\eta} + \frac{b_{eff}^+(h_c + h_p)}{\eta} f^2$$

$$S = A_a + \frac{b_{eff}^+(h_c + h_p)}{\eta} = 98,8 + \frac{298 \times (6 + 4)}{13,76} = 315,4 \text{ cm}^2$$

$$d = \frac{b_{eff}^+(h_c + h_p)}{\eta} \times \frac{(h_c + h_p + h_a)}{2S} = \frac{298(6 + 4)}{13,76} \times \frac{(6 + 4 + 45)}{2 \times 315,4} = 18,88 \text{ cm}$$

$$f = \frac{(h_c + h_p + h_a)}{2} - d = \frac{(6 + 4 + 45)}{2} - 18,88 = 8,62 \text{ cm}$$

$$I_m = 33742,9 + 98,8 \times 18,88^2 + \frac{298 \times (6 + 4)^3}{12 \times 13,76} + \frac{298 \times (6 + 4)}{13,76} \times 8,62^2$$

$$= 86857,43 \text{ cm}^4$$

$$f_1^i = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 2,08 \times 11910^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 86857,43 \times 10^4} = 2,98 \text{ mm}$$

$$f_2^i = \frac{19 \times R_{stot}^f \times L^3}{384 \times E \times I_y} = \frac{19 \times 65,88 \times 11910^3 \times 10^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 86857,43 \times 10^4} = 30,19 \text{ mm}$$

$$f_{cal} = 2,98 + 30,19 = 33,17 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{11910}{250} = 47,64 \text{ mm}$$

$f_{cal} \leq f_{adm} \rightarrow$ la condition est vérifiée

IV.6. Calcul de la poutre secondaire (plancher à usage bureau) :

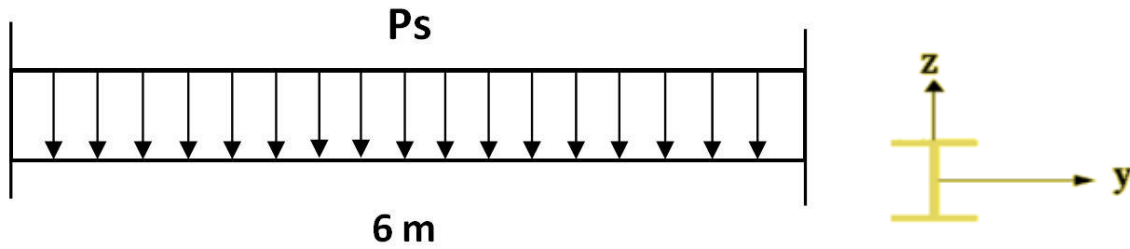


Figure IV.7 Schéma statique de la poutre secondaire

Vérification de la flèche en tenant compte du poids de l'IPE240 :

$$q_s = (G + Q) \times e_{solive} = (5.65 + 2.5) \times 1.32 = 10.758 \text{ kn/m}$$

$$f_{cal} \leq f_{adm} \quad \text{avec } f_{adm} = \frac{l}{250}$$

$$I_y \geq 250 \times \frac{5 \times 10.758 \times 10^{-2} \times 600^3}{384 \times 21000} = 3602 \text{ cm}^4$$

Soit un IPE240 avec :

$$G_{ipe} = 0.307 \frac{\text{kn}}{\text{m}} I_y = 3892 \text{ cm}^4$$

1)

$$q'_s = 10.758 + 0.307 = \frac{11.065 \text{ kn}}{\text{m}}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 11.065 \times 6^4 \times 10^2}{384 \times 2.1 \times 3892} = 2.28 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{600}{250} = 2.4 \text{ cm condition vérifiée}$$

2) Résistance de la section au cisaillement :

$$q_u = 1.35(G \times e_{solive} + G_{profilé}) + 1.5 \times Q \times e_{solive}$$

$$q_u = 1.35(6 \times 1.32 + 0.307) + 1.5 \times 2.5 \times 1.32 = 16.056 \frac{\text{kn}}{\text{m}}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{16.056 \times 6}{2} = 48.168 \text{ kn}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{m1}} = \frac{19.14 \left(\frac{23.5}{\sqrt{3}} \right)}{1.1} = 236.07 \text{ kn}$$

$$V_{sd} < V_{plrd} \text{ condition vérifiée}$$

$$V_{sd} < 0.5 \times V_{plrd} 118.039 \text{ kn}$$

3) Vérification de la condition de résistance :

On a des profilés en I alors on a une section de classe 1.

Il faut vérifier que

$$M_{sd} < M_{plrd}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{12} = \frac{16.056 \times 6^2}{12} = 48.168 \text{ kn.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{366.6 \times 23.5}{1.1} = 60.97 \text{ kn.m}$$

La condition de résistance est vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées donc on adopte IPE240 pour la poutre secondaire dans le plancher à usage bureau.

On a refait les mêmes calculs pour dimensionner le plancher à usage stockage et on a résumé les résultats dans le tableau si dessous :

	profilé	Longueur (m)	entre-axe (m)	M _{sd} (KN.m)	M _{plrd} (KN.m)	V _{sd} (KN)	V _{plrd} (KN)	0,5V _{pl} (KN)	f _{cal} (cm)	f _{adm} (cm)
Solive	IPE180	6	1,32	91,31	90,04	60,87	139,38	69,69	2	2,4
Sommier	IPE500	11,91	6	794,95	814,27	510,42	738,82	369.41	3,89	4,76
Poutre secondaire	IPE270	6	11,91	61,35	103,40	61,36	273,08	136,54	2	2,4

Tableau IV.1 pré dimensionnement du plancher à usage stockage

IV.7. Calcul des goudjons connecteurs :

Les goudjons sont des éléments métalliques soudés sur la semelle supérieure de la solive. Ils ont pour rôle d'assurer la liaison et l'adhérence entre la dalle de compression et la solive.

On choisit des connecteurs avec un diamètre $\phi 16$ et $f_u = 400MPa$

$$\frac{h}{d} > 4 \Rightarrow h > 4d = 64mm \rightarrow \text{on prend } h = 70mm$$

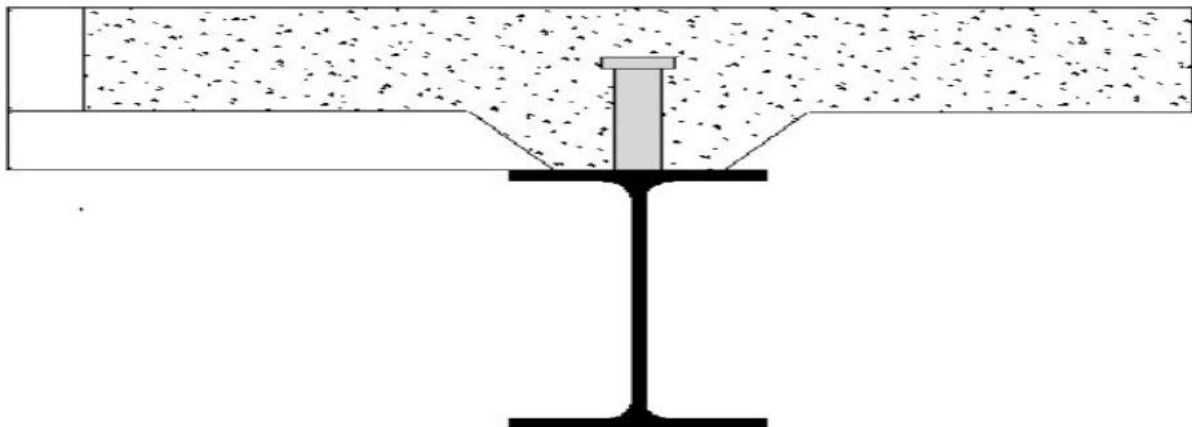


Figure IV.8 schéma de la position des connecteurs.

D'après le facteur correctif donné par :

$$\alpha = \begin{cases} 1 & \text{pour } \frac{h}{d} > 4 \\ 0,25 \left(1 + \frac{h}{d}\right) & \text{pour } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \end{cases}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{70}{16} = 4,38 > 4 \Rightarrow \alpha = 1$$

Notre béton est de classe (C25/30) $\rightarrow f_{c28} = 25\text{MPa}$ et $E_a = 30500\text{MPa}$

- La résistance des connecteurs au cisaillement est donnée par :

$$P_{rd} = \min \begin{cases} 0,8 \frac{f_u}{\gamma_v} \times \frac{\pi d^2}{4} = 0,8 \frac{400}{1,25} \times \frac{3,14 \times 16^2}{4} 10^{-3} = 51,44\text{KN} \\ 0,29 \frac{\alpha d^2}{\gamma_v} \times \sqrt{f_{c28} \times E_a} = 0,29 \frac{1 \times 16^2}{1,25} \times \sqrt{25 \times 30500} \times 10^{-3} = 51,86\text{KN} \end{cases}$$

la résistance d'un goujon est : $P_{rd} = 51,44\text{KN}$

Remarque : on calcul les goujons pour les solives du plancher à usage bureau et on résume le calcul des goujons pour les sommiers ainsi que les solives du plancher à usage stockage dans un tableau.

- Effort total de cisaillement longitudinal :

$$V_{lf} = \min \left(\frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} ; 0,85 \times b_{eff}^+ \times (h_c + h_p) \frac{f_{c28}}{\gamma_c} \right)$$

$$V_{lf} = \min \begin{cases} \frac{20,1 \times 23,5}{1,1} = 429,41\text{KN} \\ 0,85 \times 132 \times (6 + 4) \times \frac{2,5}{1,5} = 1870\text{KN} \end{cases}$$

$$V_{lf} = 429,41\text{KN}$$

- Calcul du nombre de goujons :

$$N_{lf} = \frac{V_{lf}}{P_{rd}} = \frac{429,41}{51,44} = 8,35$$

Donc on a 9 goujons sur une distance $L_{cr} = \frac{L_t}{2} = \frac{6}{2} = 3\text{m}$

→ Soit 18 goujons sur 6m

$$e = \frac{L_t}{N_t} = \frac{600}{18} = 33,3\text{cm}$$

→ Soit un espacement entre goujons de 33,3cm.

IV.8. Vérification des soudures :

- La gorge a :

$$a = \min(d ; t_f) = \min(16\text{mm} ; 7,4\text{mm}) = 7,4\text{mm}$$

- Longueur du cordon de soudure circulaire :

$$l = \pi \times d = 3,14 \times 16 = 50,24\text{mm}$$

- Calcul des efforts :

1) Effort résistant au cisaillement :

$$\text{acier S235} \rightarrow \begin{cases} f_u = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_{mw} = 1,25 \\ \beta_w = 0,8 \end{cases}$$

$$F_{wrd} = a \times l \times \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{mw} \times \sqrt{3}} = 8,5 \times 50,24 \times \frac{400 \times 10^{-3}}{0,8 \times 1,25 \times \sqrt{3}} = 98,62 \text{ KN}$$

2) Effort sollicitant :

$$F_{sd} = \frac{V_{lf}}{N_f} = \frac{429,41}{9} = 47,71 \text{ KN}$$

$$F_{sd} = 47,71 \text{ KN} \leq F_{wrd} = 98,62 \text{ KN} \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées alors on adopte des IPE160 pour les solives du plancher usage bureau.

	Longueur (m)	profilé	Nombre de goujons	Espacement (cm)	F_{sd} (KN)	F_{wrd} (KN)
Poutre (sommier)	11,91	IPE450	84	14,20	50,25	169,4
Solive (plancher stockage)	6	IPE180	20	30	51,10	92,81

Tableau IV.2 résumé des calculs des goujons sommier solive.

IV.9. Ferrailage de la dalle de compression :

1) Combinaison d'action :

ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.65 + 1.5 \times 2.5 = 11.37\text{kn/m}$$

ELS :

$$q_s = G + Q = 5.65 + 2.5 = 8.15\text{kn/m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.32}{6} = 0.22 < 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens } l_x$$

$$M_0 = \frac{q_u \times l_x^2}{8} = \frac{11.37 \times 1.32^2}{8} = 2.48\text{kn/m}$$

2) Calcul des moments :

En travée :

$$M_T = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 2.48 = 2.108 \text{ kn/m}$$

En Appuis :

$$M_0 = 0.4M_0 = 0.4 \times 2.48 = 0.992 \text{ kn/m}$$

3) Calcul des armateurs en travée

$$b = 1.32 \text{ m} \quad h = 100 - 40 = 60 \text{ mm} = 0.06 \text{ m}$$

$$d = 0.9 \times h = 0.054 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.108 \times 10^{-3}}{1.32 \times 0.054^2 \times 14.2} = 0.038 < 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.038}) = 0.048$$

$$z = 0.054(1 - 0.4 \times 0.048) = 5.2 \text{ cm}$$

$$A = \frac{2.108 \times 10^{-3}}{0.052 \times 348} = 1.055 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec 5HA8 = 2.51 cm²

4) Armateur de répartition :

$$A_r = \frac{2.51}{4} = 0.627 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec 4HA8 = 2.01 cm²

5) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{b \times d \times f_{bu}}{f_e} = 0.23 \times \frac{132 \times 0.054 \times 2.1 \times 10^2}{400} = 0,86 \text{ cm}^2 < 2.51 \text{ cm}^2$$

6) Espacement des barres :

$$S_{t/x} = \min[(3 \times h), 33] = 18 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \quad \text{on prend } 20 \text{ cm condition vérifiée}$$

$$S_{t/y} = \frac{h}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \text{ vérifiée}$$

Vérification de l'effort tranchant

$$V_x = \frac{11.37 \times 1.32}{2} = 7.504 \text{ kn}$$

$$\tau = \frac{7.504 \times 10^{-3}}{1.32 \times 0.054} = 0.105 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 0.05 \times 25 = 1.25 \text{ Mpa} > \tau = 0.105 \text{ Mpa} \text{ Condition vérifiée}$$

Remarque : après calcul du ferrailage de la dalle de compression du plancher à usage stockage on a aboutie à

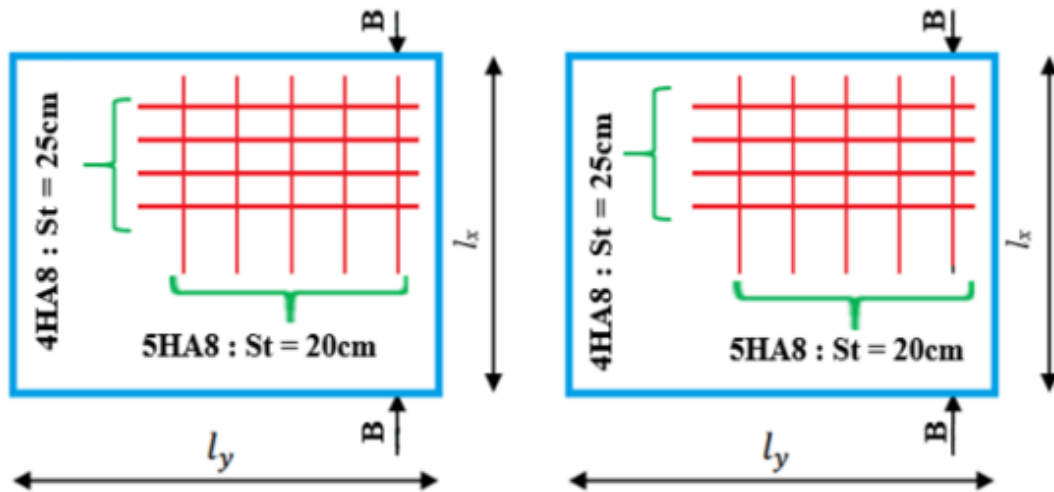


Figure IV.9 Schéma de ferrailage en appuis et en travée

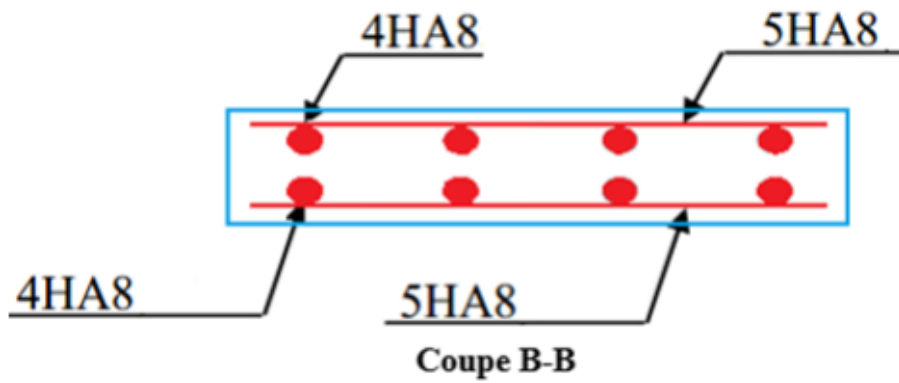


Figure IV.10 Schéma de ferrailage coupe B-B.

Chapitre V :
Etude des contreventements

V.1. Introduction :

Les contreventements sont des dispositifs conçus pour limiter les déplacements et assurer la stabilité de l'ossature vis-à-vis des forces horizontales : vent, séisme, ... etc.

Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants (poutre au vent) et en façade (palée de stabilité)

V.2. Calcul des contreventements des toitures (poutre au vent) :

La poutre au vent sera calculée comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis et soumise aux réactions horizontales supérieures des potelets auxquels on adjoint l'effort d'entraînement.

V.2.1. Evaluation des efforts horizontaux :

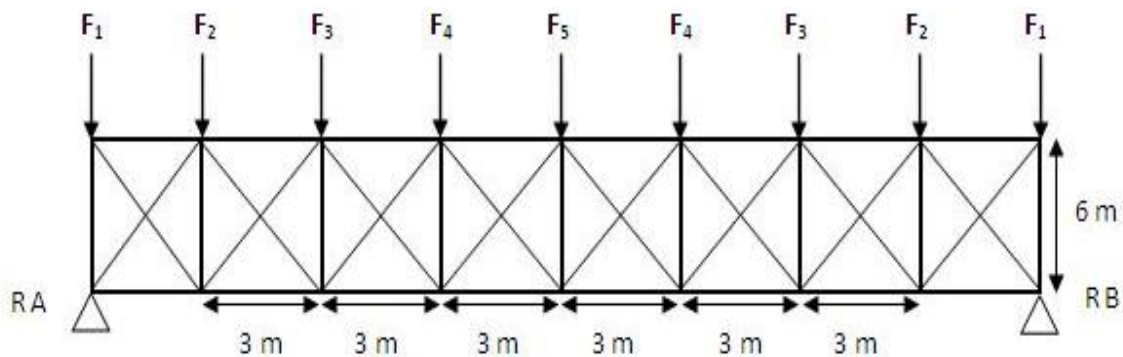


Figure V.1 schéma statique de la poutre au vent sur le pignon.

$$F_{rive} = 1,5 \left[(W_{max} \times S_i) + \frac{F_{fr}}{n} \right]$$

$$F_{int} = 1,25 \left[1,5 \left(W_{max} \times S_i + \frac{F_{fr}}{n} \right) \right]$$

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

S_i : Surface afférente de chaque force.

e_i : Entre axes.

h_i : Hauteur de chaque poteau.

n : Nombre de nœuds.

La force d'entraînement est la force de frottement pour la toiture, dans notre cas $F_{fr} = 28,66 \text{ KN}$ (voir chapitre II).

$$\frac{F_{fr}}{n} = \frac{28,66}{9} = 3,184 \text{ KN}$$

Les résultats des forces horizontales sont résumés dans le tableau suivant :

	1	2	3	4	5
h_i	12	12,249	12,498	12,746	12,995
e_i	1,5	3	3	3	3
S_i	9	18,374	18,747	19,119	19,493
$W_i \times S_i$	10,575	21,589	22,028	22,465	22,904
F_{fr}/n	3,184	3,184	3,184	3,184	3,184
F_i	20,693	46,449	47,273	48,092	48,915

Tableau V.1 évaluation des efforts horizontaux dans les nœuds.

- Calcul des réactions :

$$\sum F_y = 0 \rightarrow R_A = R_B = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + \frac{F_5}{2}$$

$$R_A = R_B = 186,91 \text{ KN}$$

- Calcul des efforts de tractions dans la diagonale :

Par la méthode des coupures, on établit que l'effort F_d dans la diagonale d'extrémité est donné comme suit :

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{3}{6} = 26,57^\circ$$

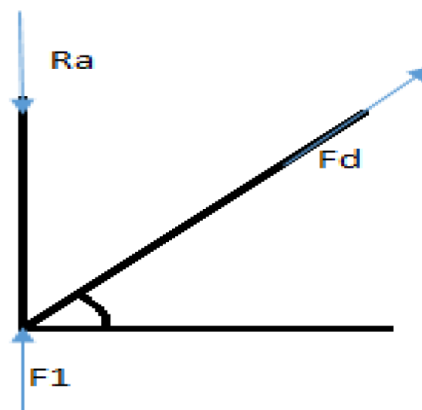


Figure V.2 isolation du nœud.

$$\sum F_y = 0 \rightarrow -R_A + F_1 + F_d \times \cos \alpha = 0$$

$$F_d = \frac{R_A - F_1}{\cos \alpha} = \frac{186,91 - 20,639}{\cos 26,57} = 185,9 \text{ KN}$$

- Calcul de la section brute dans la diagonale :

$$N_{sd} \leq N_{plrd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{185,9 \times 1,1}{23,5} = 8,7 \text{ cm}^2$$

Soit une cornière a ailes égale $L \times 60 \times 60 \times 8 \rightarrow A = 9,03 \text{ cm}^2$

V.2.2. Vérification à la résistance ultime de la section :

La condition à vérifier est :

$$N_{sd} \leq N_u = \frac{0.9A_{nette} \times f_u}{\gamma_{m2}}$$

Soit une cornière L60×6×8 avec un boulon de 12mm et un trou de 13mm.

$$A_{nette} = 9,03 - (1,3 \times 0,8) = 7,99 \text{ cm}^2$$

$$N_u = \frac{0,9 \times 7,99 \times 36}{1,25} = 207,71 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 184,55 \leq N_u = 207,71 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée donc une cornière de L60×60×8 convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent.

V.2.3. Vérification des montants de la poutre au vent :**V.2.3.1. Vérification à la résistance :**

La vérification à faire est :

$$\left[\frac{M_{ysd}}{M_{N,y,rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{zsd}}{M_{N,z,rd}} \right]^\beta \leq 1$$

- Vérification de la panne intermédiaire :

$$S = 0,346 \text{ KN/m} \rightarrow S_y = 0,0286 \text{ KN/m} \quad S_z = 0,345 \text{ KN/m}$$

$$G = 0,385 \text{ KN/m} \rightarrow G_y = 0,0318 \text{ KN/m} \quad G_z = 0,384 \text{ KN/m}$$

$$V = 48,915 \text{ KN}$$

• Combinaisons de charge :

A l'ELU :

$$q_{uz} = 1,35 \times 0,384 + 1,5 \times 0,345 = 1,036 \text{ KN/m}$$

$$q_{uy} = 1,35 \times 0,0318 + 1,5 \times 0,0286 = 0,086 \text{ KN/m}$$

A l'ELS :

$$q_{sz} = 0,384 + 0,345 = 0,729 \text{ KN/m}$$

$$q_{sy} = 0,0318 + 0,0286 = 0,0604 \text{ KN/m}$$

Donc :

$$M_{ysd} = \frac{q_{uz} \times l^2}{8} = \frac{1,036 \times 6^2}{8} = 4,662 \text{ KN.m}$$

$$M_{zsd} = \frac{q_{uy} \times l^2}{8} = \frac{0,086 \times 3^2}{8} = 0,0968 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 1,35 \times V = 1,35 \times 48,915 = 66,04 \text{ KN}$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{166,4 \times 23,5 \times 10^{-2}}{1,1} = 35,55 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{34,6 \times 23,5 \times 10^{-2}}{1,1} = 7,39 \text{ KN.m}$$

$$N_{plrd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{23,9 \times 23,5}{1,1} = 510,59 \text{ KN}$$

A. Incidence de l'effort normal :

Si $N_{sd} \leq \min \left[0,25N_{plrd} ; 0,5A_w \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \right]$; Il n'y a pas d'interaction entre le moment et l'effort normal.

$$0,25N_{plrd} = 0,25 \times 510,59 = 127,65 \text{ KN}$$

$$A_w = A - 2 \times b \times t_f = 23,9 - 2 \times 9,1 \times 0,8 = 9,34 \text{ cm}^2$$

$$0,5A_w \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 0,5 \times 9,34 \times \frac{23,5}{1,1} = 99,77 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 66,04 \text{ KN} \leq 0,5A_w \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 99,77 \text{ KN}$$

L'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut-être négligée, pas de réduction des moments de résistance plastique

→ La de vérification est la suivante :

$$\left[\frac{M_{ysd}}{M_{ply}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{zsd}}{M_{ply}} \right]^\beta \leq 1$$

$$\left[\frac{4,662}{35,55} \right]^2 + \left[\frac{0,0968}{7,39} \right]^1 = 0,0302 \leq 1 \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

B. Incidence de l'effort tranchant :

Si $V_{sd} \leq 0,5V_{plrd}$ → pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort tranchant. A mi-travée la valeur du moment fléchissant est maximale et la valeur de l'effort tranchant est nulle, donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

V.2.3.2. Vérification de l'élément aux instabilités (déversement) :

- **Semelle supérieure** : la semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendante et susceptible de déverser, vu qu'elle est fixée à la toiture donc il n'y a pas de risque de déversement.

- **Semelle inférieure** : la semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement qui est susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée.

- **Combinaison de charge à l'ELU :**

$$q_{uz} = G_z + 1,5W_z = 0,384 + 1,5 \times (-2,676) = -3,63 \text{ KN/m}$$

$$q_{uy} = 1,35G_y = 1,35 \times 0,0318 = 0,0429 \text{ KN/m}$$

Donc :

$$M_{y\text{sd}} = \frac{q_{uz} \times l^2}{8} = \frac{3,63 \times 6^2}{8} = 16,335 \text{ KN.m}$$

$$M_{z\text{sd}} = \frac{q_{uy} \times l^2}{8} = \frac{0,0429 \times 3^2}{8} = 0,0483 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{sd}} = 1,5V = 1,5 \times 48,915 = 73,37 \text{ KN}$$

A. Vérification au flambement avec risque de déversement :

$$\frac{N_{\text{sd}}}{\chi_{\text{min}} \times N_{\text{plrd}} / \gamma_{\text{m1}}} + \frac{K_{\text{lt}} \times M_{y\text{sd}}}{\chi_{\text{lt}} \times M_{\text{ply}} / \gamma_{\text{m1}}} + \frac{K_z \times M_{z\text{sd}}}{M_{\text{plz}} / \gamma_{\text{m1}}} \leq 1 \quad (\text{EC3 5.5.2 art 5.5.4})$$

avec : $K_{y,z} = 1 - \frac{\mu_{y,z} \times N_{\text{sd}}}{\chi_{y,z} \times f_y \times A}$; mais $K_{y,z} \leq 1,5$

$$\mu_{y,z} = \overline{\lambda}_{y,z} \times (2\beta_{M_{y,z}} - 4) + \left(\frac{W_{\text{ply},z} - W_{\text{ely},z}}{W_{\text{ely},z}} \right) ; \text{ mais } \mu_{y,z} \leq 0,90$$

$\beta_{M_{y,z}}$: Facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion.

- **Calcul du coefficient de réduction** : $\chi_{\text{min}} = \min(\chi_y ; \chi_z)$

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

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \overline{\lambda}_y^2]^{0,5}} ; \phi_y = 0,5[1 + \alpha_y(\overline{\lambda}_y - 0,2) + \overline{\lambda}_y^2] ; \overline{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_A}$$

Pour les sections de classes 1 et 2 : $\beta_A = 1$

$$\lambda_1 = \pi \left(\frac{E}{f_y} \right)^{0,5} = 93,9$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{7,42} = 80,863 \Rightarrow \overline{\lambda}_y = \frac{80,863}{93,9} = 0,86$$

α : Facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement approprié, donné par le tableau 5.5.2 de l'EC3.

$$h/b = 180/91 = 1,97 > 1,2 ; t_f = 7,4 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \Rightarrow \text{courbe (a)} \Rightarrow \alpha_y = 0,21$$

$$\phi_y = 0,9391 \Rightarrow \chi_y = 0,7597$$

Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie $\rightarrow \beta_{My} = 1,3$

$$\mu_y = -1,067 < 0,9 \Rightarrow K_y = 0,853 < 1,5$$

Flambement par rapport à l'axe faible z-z :

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{300}{2,05} = 146,34 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{146,34}{93,9} = 1,558$$

$$h/b = 180/91 = 1,97 > 1,2 ; t_f = 7,4\text{mm} < 40\text{mm} \Rightarrow \text{courbe (b)} \Rightarrow \alpha_z = 0,34$$

$$\phi_z = 1,92 \Rightarrow \chi_z = 0,3287$$

$$\mu_z = -1,62 < 0,9 \Rightarrow K_z = 0,483 < 1,5$$

- **Calcul du coefficient de réduction pour le déversement :**

$$K_{lt} = 1 - \frac{\mu_{lt} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} ; K_{lt} \leq 1$$

$$\mu_{lt} = 0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{M,lt} - 0,15 ; \mu_{lt} \leq 0,9$$

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

Pour les sections laminées : $\alpha_{lt} = 0,21$

$$\lambda_{lt} = \frac{l/i_z}{\sqrt{C_1} \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{l/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}} = \frac{300/2,05}{\sqrt{1,132} \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{300/2,05}{18/0,8} \right)^2 \right]^{0,25}} = 103,53$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{103,53}{93,9} = 1,10 > 0,4 \Rightarrow \text{il y a un risque de déversement.}$$

$$\phi_{lt} = 1,20 \Rightarrow \chi_{lt} = 0,5960$$

$$\mu_{lt} = 0,154 < 0,9 \Rightarrow K_{lt} = 0,951 < 1,5$$

$$\frac{73,37}{0,3287 \times 510,59/1,1} + \frac{0,951 \times 16,335}{0,596 \times 35,55/1,1} + \frac{0,483 \times 0,0475}{7,39/1,1} = 1,29 > 1$$

\rightarrow la condition n'est pas vérifiée, on doit augmenter la section à un IPE200

Avec : $G = 0,421 \text{ KN/m} \rightarrow q_{uy} = 0,047 \text{ KN/m} ; q_{uz} = -3,59 \text{ KN/m}$

$$M_{y,dsd} = \frac{q_{uz} \times l^2}{8} = \frac{3,59 \times 6^2}{8} = 16,16 \text{ KN.m}$$

$$M_{z,dsd} = \frac{q_{uy} \times l^2}{8} = \frac{0,047 \times 3^2}{8} = 0,0528 \text{ KN.m}$$

Après calculs on obtient les résultats suivants :

$$\phi_y = 0,856 \Rightarrow \chi_y = 0,813 \Rightarrow \mu_y = -0,943 < 0,9 \Rightarrow K_y = 0,898 < 1,5$$

$$\phi_z = 1,73 \Rightarrow \chi_z = 0,3699 \Rightarrow \mu_z = -1,435 < 0,9 \Rightarrow K_z = 0,659 < 1,5$$

$$\phi_{lt} = 1,14 \Rightarrow \chi_{lt} = 0,631 \Rightarrow \mu_{lt} = 0,129 < 0,9 \Rightarrow K_{lt} = 0,969 < 1,5$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{220,6 \times 23,5 \times 10^{-2}}{1,1} = 47,128 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{44,6 \times 23,5 \times 10^{-2}}{1,1} = 9,528 \text{ KN.m}$$

$$N_{plrd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{28,5 \times 23,5}{1,1} = 608,86 \text{ KN}$$

$$\frac{73,37}{0,3699 \times 608,86 / 1,1} + \frac{0,969 \times 16,16}{0,631 \times 47,128 / 1,1} + \frac{0,659 \times 0,0528}{9,528 / 1,1} = 0,94 < 1$$

→ La condition est vérifiée donc l'IPE200 convient comme panne intermédiaire.

V.3. Calcul de la palée de stabilité en long pan :

Les palées de stabilités doivent reprendre les efforts du vent sur le pignon transmis par le contreventement de la toiture (poutre au vent). On ne fait travailler que les diagonales tendues, comme dans le cas de la poutre au vent.

V.3.1. Dimensionnement de la palée de stabilité :

- **Evaluation des efforts :**

L'évaluation des efforts de traction dans les diagonales se fait par la méthode des coupures :

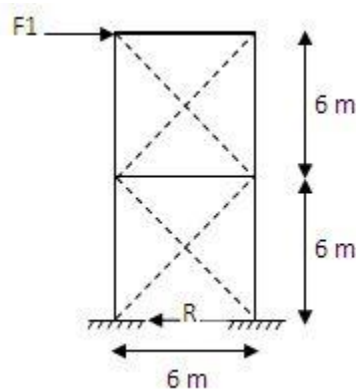


Figure V.3 schéma statique de la palée de stabilité.

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{6}{6} = 45^\circ$$

$$N = \frac{R - F}{\cos 45} = \frac{185,9 - 20,693}{\cos 45} = 233,638 \text{ KN}$$

- **Détermination des sections des diagonales :**

$$N_{sd} \leq N_{plrd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{233,638 \times 1,1}{23,5} = 10,94 \text{ cm}^2$$

Soit une cornière à ailes égales (L80×80×8) → A = 12,27 cm²

- **Vérification à la résistance ultime de la section :**

$$N_{sd} \leq N_u = \frac{0,9A_{nette} \times f_u}{\gamma_{m2}}$$

Pour un boulon de 12mm et un trou de 13mm on a :

$$A_{nette} = A_1 + \xi A_2$$

$$A_1 = (8 \times 0,8) - (1,3 \times 0,8) = 5,36 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (8 - 0,8) \times 0,8 = 5,76 \text{ cm}^2$$

$$\xi = \frac{3A_1}{3A_1 + A_2} = 0,736$$

$$A_{nette} = 5,36 + 0,736 \times 5,76 = 9,6 \text{ cm}^2$$

$$N_u = \frac{0,9 \times 9,6 \times 36}{1,25} = 248,83 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 233,638 \text{ KN} \leq N_u = 248,83 \text{ KN} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

V.4. Pré dimensionnement de la poutre sablière :

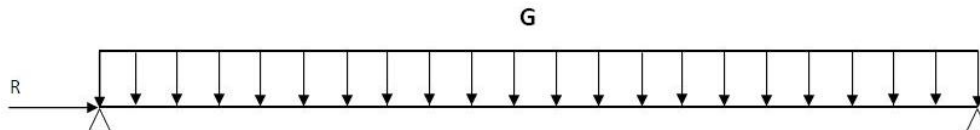


Figure V.4 schéma statique de la poutre sablière.

$$N_{max} = R - N_1 = 185,9 - 20,693 = 165,21 \text{ KN}$$

$$N_{max} \leq N_{plrd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = 8,02 \text{ cm}^2$$

On opte pour un IPE160 → A = 20,1 cm²

- **Vérification aux instabilités :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl.rd}} + \frac{K_y \times M_{ysd}}{M_{ply}} \leq 1$$

$$\text{avec : } K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times f_y \times A} ; \mu_{y,z} = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{My} - 4) + \left(\frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right)$$

Flambement par rapport à l'axe y-y (hors plan du portique) :

Pour les sections laminées à chaud la courbe de flambement qui convient est la courbe (a) avec $\alpha = 0,21$.

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{6,58} = 91,18 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{91,18}{93,9} = 0,97 \Rightarrow \chi_y = 0,6861$$

$$\mu_y = -1,218 < 0,9 \Rightarrow K_y = 0,356 < 1,5$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{123,9 \times 23,5 \times 10^{-2}}{1,1} = 26,47 \text{ KN.m}$$

$$M_{ysd} = \frac{1,5 \times q \times l^2}{8} = \frac{1,5 \times 0,158 \times 6^2}{8} = 1,0665 \text{ KN.m}$$

$$N_{plrd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{20,1 \times 23,5}{1,1} = 429,409 \text{ KN}$$

$$\frac{171,352}{0,6861 \times 429,409} + \frac{0,356 \times 1,0665}{26,47} = 0,596 \leq 1 \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

On opte pour des profils IPE160 pour les sablières.

Chapitre VI :
Modélisation de la structure

VI.1. Introduction :

Le séisme est phénomène naturel qui se caractérise par un mouvement d'une partie de la surface de la terre provoqué par les processus de déformation et de rupture à l'intérieur de la croûte terrestre. L'énergie accumulée est libérée sous forme de vibration se propageant dans toutes les directions, Appelées ondes sismique ce phénomène est l'un des plus graves désastres pour l'humanité, son apparition brusque, l'intensité des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqués la mémoire des générations.

Donc il faut limiter les endommagements causes aux constructions, ce que nécessite une bonne conception des structures à fin qu'elle résiste aux séismes.

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

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

Le calcul sismique se fait selon le règlement parasismique algérien le RPA99/version2003 qui met à notre disposition trois méthode de calcul :

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

L'analyse de la structure se fera à l'aide du logiciel robot structure qui est basé sur la méthode des éléments finis.

VI.2. Description de robot :

Le logiciel robot est un progiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner des différents types de structure. Robot permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure,

La dernière étape gérée part robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Les caractéristiques principales du logiciel Robot sont les suivantes :

- La définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet (vous pouvez aussi ouvrir un fichier, p.es. Au format DXF et importer la géométrie d'une structure définie dans un autre logiciel CAODAO)
- La possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représentation à l'écran des différents types de résultat de calcul (effort internes, déplacement, travail simultané en plusieurs fenêtre ouvertes...etc.)
- La possibilité de calculer (dimensionner) une structure et d'en étudier simultanément une autre (architecture multithread).

- La possibilité d'affecter le type de barres lors de la définition du modèle de la structure et non pas seulement dans les modules métier (très utile pour accélérer le dimensionnement).
- La possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure.
- La possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers d'autres logiciels)

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

Les modules fonctionnent dans le même environnement.

Analyse de la structure :

Type d'analyse :

L'analyse élastique global, peut être statique ou dynamique, selon la satisfaction des conditions posées par les règlements en vigueur, sur les cas de chargement

➤ **Les chargements statiques :**

Poids propre de la structure

Les effets dus aux actions climatiques

➤ **Les chargements dynamiques :**

Les effets sismiques

VI.3. Méthodes de calcul :

VI.3.1.Méthode statique équivalente :

La méthode de calcul la plus employée pour le calcul dynamique des structures, et celle basé sur l'utilisation des spectres de reponse. Mais comme le RPA99/version 2003 préconise que l'effort tranchant dynamique soit supérieur à 80% de l'effort tranchant statique par la méthode équivalente.

A. Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statique dont les forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalentes à ceux de l'action sismique.

B. Calcul de la force sismique total :

D'après l'Art4-2-3 RPA99/version2003, la force sismique total V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (\text{RPA99/version 2003 / 4-1 art4.2.3})$$

A : coefficient d'accélération de zone, donnée par le tableau (4-1) de RPA99/version2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas, on est dans la zone **IIa** groupe d'usage **2** (bâtiment industrielle)

A=0.15

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T > 3s \end{cases}$$

D : un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de l'amortissement (h) et de la période fondamentale de la structure (T)

T₁, T₂ : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA 4.7/version 2003 page 45.

Dans notre cas : sol meuble (S3)

T₁=0.15s T₂=0.5s

η:Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \varepsilon}} \geq 0.7$$

ε : est donnée par le tableau 4-2 du RPA 99 /version 2003 ε = 4%(portqie acier remplissage léger)

Facteur de correction d'amortissement :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 4}} = 1.08 > 0.7$$

Estimation de la période fondamentale :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques on calcule par la méthode analytique ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le RPA99/ version 2003 par la formule (4-6)

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec :

H_N: hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau h_N=13m.

C_T: est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau 4-6 du RPA99/version 2003

(Contreventement assuré par portique auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie)

On prend C_T=0.085

$$\text{Donc } T = C_T \times H_N^{3/4} = 0.085 \times 13^{3/4} = 0.58s$$

On trouve que :

$$T_2 \leq T \leq 3s$$

$$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2.5 \times 1.08 \times \left(\frac{0.5}{0.58}\right)^{2/3} = 2.44$$

Condition sur la période fondamentale de la structure, selon l'article 4.24 du RPA99.retenir dans chaque direction considéré la plus petite des périodes

La valeur de T calculé à partir des formules de Rayleigh ou de méthode numérique ne doivent pas dépasser celle estimé à partir des formules empiriques approprié de plus de 30%.

Donc on a :

$$T_{\text{numérique}}=0.58s$$

$$T_{\text{empirique}}=0.49 < 1.3 T_{\text{numérique}}=0.754s$$

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée par le tableau 4-3 de RPA99/version 2003 en fonction du système de contreventement :

Sens longitudinal :

R_y=4 (ossature contreventée par palées triangulées en X)

Sens transversal :

R_x=4(portique auto stable ordinaire)

Q : facteur de qualité de la structure, en fonction de la redondance, géomètre, régularité en plan et en en élévation et la qualité de contrôle de la construction. D'après le tableau 4-4 RPA99/version2003 il est donné par l'expression suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Critère (q)	P _q	
	Sens x	Sens y
1. Condition minimale sur les files de contreventement	0	0.05
2. Redondance en plan	0	0.05
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1

Tableau VI.1 valeurs de pénalités P_q

Donc :

$$Q_x=1.1 \quad Q_y=1.2$$

Poids total de la structure W_t :

D'après le dimensionnement sur le logiciel robot on trouve $W_t = 9188.22 \text{ kn}$

Calcul de la force sismique totale :

$$V_x = \frac{A \times D \times Q_x}{R} \times W = \frac{0.15 \times 2.44 \times 1.1}{4} \times 9188.22 = 924.79 \text{ kn}$$

$$V_y = \frac{A \times D \times Q_y}{R} \times W = \frac{0.15 \times 2.44 \times 1.2}{4} \times 9188.22 = 1008.86 \text{ kn}$$

VI.3.2. Méthode dynamique modèle spectrale :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par spectre de réponse de calcul. Ces sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure

A. Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul **RPA99 v2003**.

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq T_3 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T > 0.3 \text{ s} \end{cases}$$

Avec les coefficients A, η, R, T_1, T_2, Q ; sont déjà déterminés.

B. Nombre de modes de vibrations à considérer

Selon le RPA99/version 2003, le nombre de modes de vibration à retenir doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieur à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

C. Résultat de calcul

1) Schématisation du spectre de réponse suivant X et Y

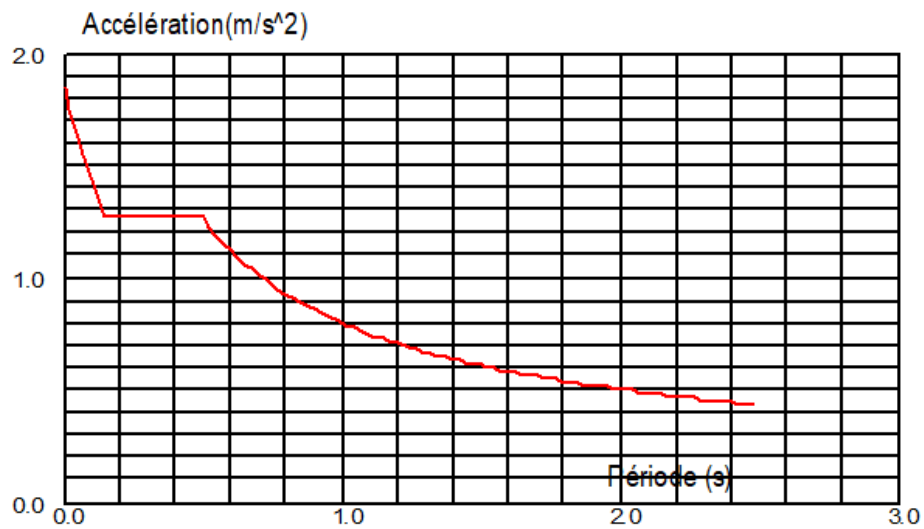
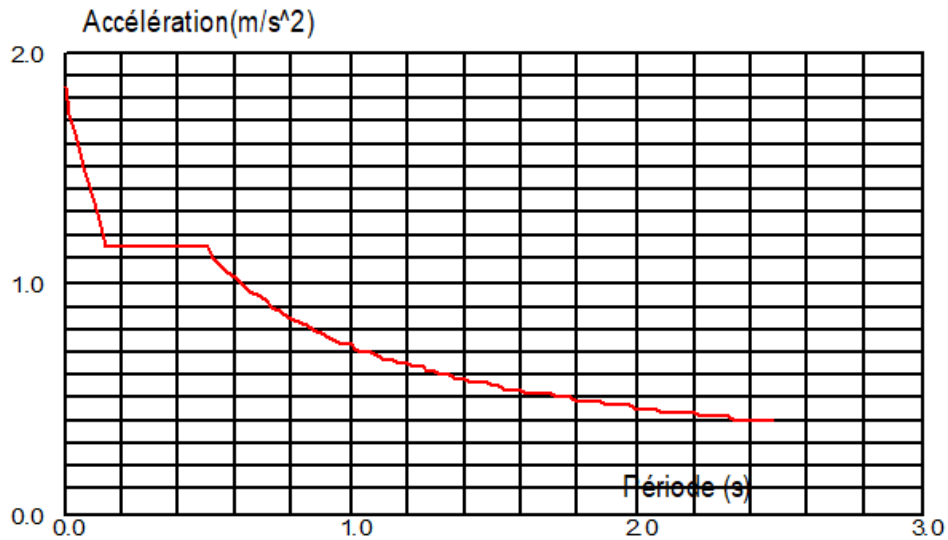


Figure VI.2 spectre de réponse Sens Y

2) Pourcentage de participation de masse

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
7/ 1	2,03	0,49	93,23	0,01
7/ 2	2,12	0,47	93,24	90,01
7/ 3	2,78	0,36	93,37	91,15
7/ 4	3,75	0,27	93,38	93,18
7/ 5	4,15	0,24	93,40	93,30
7/ 6	4,93	0,20	93,49	93,53
7/ 7	5,08	0,20	94,01	93,54
7/ 8	5,40	0,19	94,10	93,56
7/ 9	5,42	0,18	94,13	93,56
7/ 10	5,43	0,18	94,16	93,59

Tableau VI.2 Pourcentage de participation de masse.

Dans les trois premiers modes on a :

- Translation suivant X pour le premier mode.
- Translation suivant Y pour le deuxième mode.
- Rotation autour de Z pour le troisième mode.

3) Les réponses modales de la structure

Déformation modale

La déformation de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants est illustré par les figures suivantes :

Mode 1 : translation suivant x-x, avec une période de $T=0.49s$

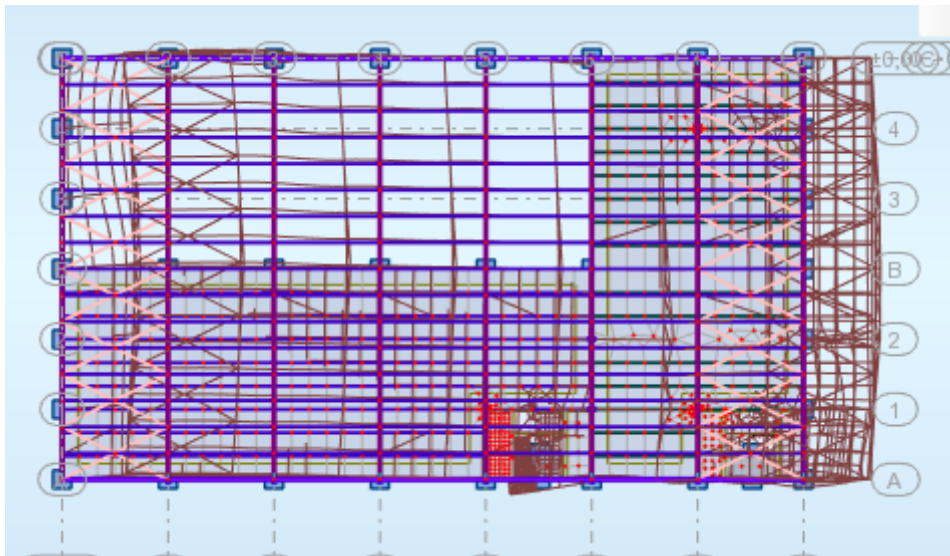


Figure VI.3 Mode de déformation (1)

Mode 2 : translation par rapport à y-y avec une période de $T=0.47s$

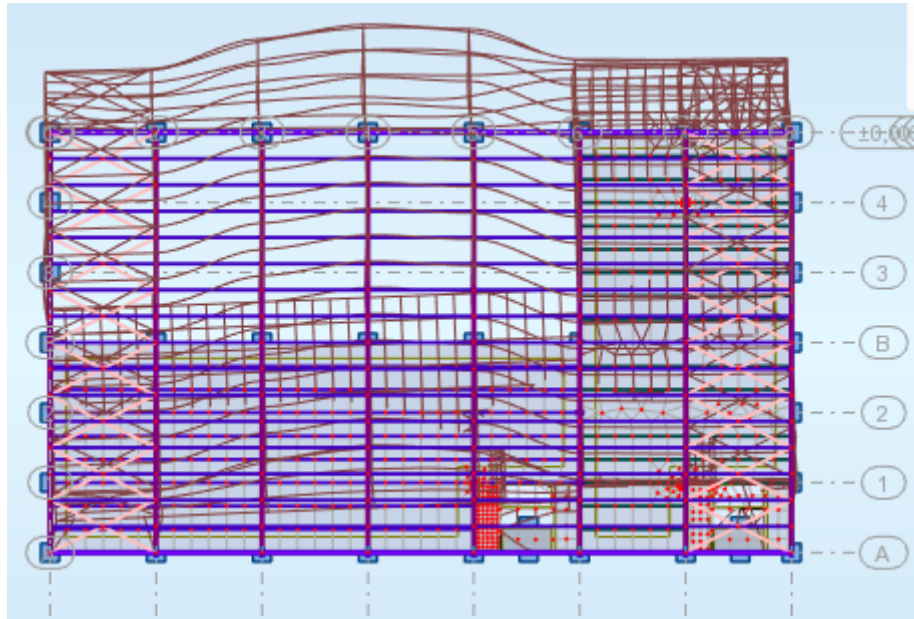


Figure VI.4 Mode de déformation (2)

Mode 3 : rotation autour de z-z avec une période de $T=0.36s$

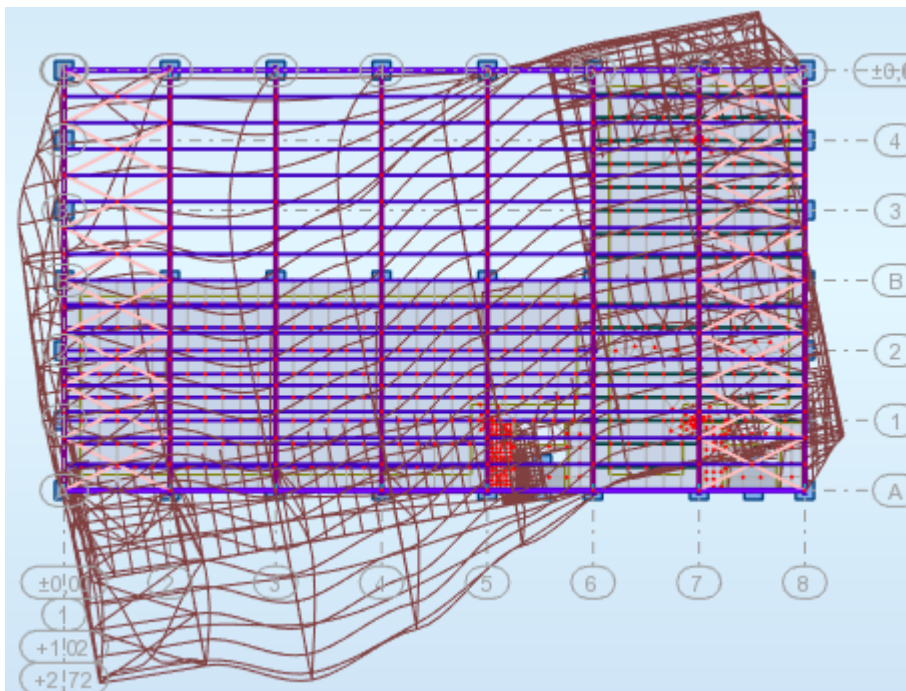


Figure VI.5 Mode de déformation (3).

VI.4. Analyse de résultats :

Il y a lieu de constater que la structure présente des translations suivant les deux directions horizontales et une rotation autour de l'axe verticale.

VI.4.1. Les combinaisons de calcul

• Notification :

G : Poids propre.

Q : Charge d'exploitation.

N : Action de la neige.

V : Action du vent :

- **V1** : Vent \perp au pignon.

- **V2** : vent \perp au long pan.

E : Action sismique.

Les combinaisons de calcul adoptées selon les règlements en vigueur sont données dans le tableau suivant :

Combinaisons à l'Etat limite ultime	Combinaisons à l'Etat limite de service	Combinaisons accidentelles
1.35G+1.5Q	G+V1	G+Q+E _x
1.35 (G+Q+S)	G+V2	G+Q-E _x
G+1.5V1	G+Q	G+Q-E _y
G+1.5V2	G+S	G+Q+E _y
	G+Q+S	0.8G+E _x
		0.8G-E _x
		0.8G-E _y
		0.8G+E _y

Tableau VI.3 Combinaisons de calcul.

VI.4.2. Résultantes des forces sismiques de calcul :

Selon l'article 4.3.6 du RPA99, la résultante des forces sismique à la base obtenue par la combinaison de valeurs modales doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8V statique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens XX	924.79	739.83	1060.69	CV
Sens YY	1008.86	807.09	1355.34	CV

Tableau VI.4 : Vérification de l'effort tranchant à la base.

CV : Condition vérifiée

VI.5. Vérification des déplacements

1^{er} cas : Situation durable :

Les déplacements sont limités à :

a) Déplacement horizontal :

$$\begin{cases} \frac{h}{150} \text{ sans charge du vent} \\ \frac{h}{125} \text{ avec charge du vent} \end{cases} \quad (\text{EC3 Art 4.2.2(1) I})$$

Ou h : Hauteur du poteau.

b) Déplacement verticale :

$$\frac{L}{200}$$

Avec L : la longueur de la travée. (EC3 tab 4.1)

	Combinaisons		Déplacements max (cm)	
	Avec le vent	Sans le vent	Avec le vent	Sans le vent
Suivant X	G+1.5V1	1.35 (G+Q+S)	1.5	3.2
Suivant Y	G+1.5V1	1.35 (G+Q+S)	1.4	0.9
Suivant Z	G+1.5V1	1.35 (G+Q+S)	4.5	5.08

Tableau VI.5 Les déplacements max selon les combinaisons.

$$\frac{h}{150} = \frac{1200}{150} = 8 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{125} = \frac{1200}{125} = 9.6 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{200} = \frac{1210}{200} = 6.05 \text{ cm}$$

On constate que les déplacements suivant les trois directions sont inférieurs aux déplacements admissibles, donc les déplacements sont vérifiés.

2^{ème} cas : Situation accidentelle.

Le DTR RPA99/version 2003 précise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces sismiques seules (art 4.4.3) et préconise de limiter les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents à 1% de la hauteur d'étage (art 5.10). Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure est calculé comme suit :

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

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

R : coefficient de comportement ; R=4

Il s'agit de vérifier le point le plus haut de la toiture par rapport au sol.

	Déplacement (cm)		Déplacement relatif (cm)	
	Suivant (X)	Suivant (Y)	Suivant (X)	Suivant (Y)
Toiture (H=12m)	1	1.35	4.00	5.4

Tableau VI.6 Déplacements relatifs.

$$\frac{h}{100} = 12cm$$

Tous les déplacements sont inférieurs à 12 cm, donc ils sont vérifiés.

VI.6. Effet de deuxième ordre :

Les effets de seconde ordre (effet P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.1$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau (k).

Δ_k : Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1).

h_k : Hauteur de l'étage (k).

• Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$ les effets (P-Δ) peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismiques calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur : $\frac{1}{1-\theta_k}$

• Si $\theta_k > 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Sens X-X :

Niveau (m)	Δ_k (Cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (M)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	θ_k
H = 12	4	9188.22	924.79	12	0.33	0.033

Tableau VI.7 : Effets (P-Δ) suivant X-X.

$\theta_k = 0.033 < 0.1$, donc les effets (P-Δ) peuvent être négligés.

Sens Y-Y :

Niveau (m)	Δ_k (Cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (M)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	θ_k
H= 12	5.4	9188.22	1008.86	12	0.45	0.041

Tableau VI.8 : Effets (P-Δ) suivant Y-Y.

$\theta_k = 0.041 < 0.1$, donc les effets (P-Δ) peuvent être négligés.

Chapitre VII :
Vérification de l'ossature

I.1. Introduction

Le calcul d'une structure exige que sous toutes les combinaisons d'action possible définies règlement, la stabilité statique doit être assurée tant globalement, au niveau de la structure, qu'individuellement au niveau de chaque élément.

Les diverses sollicitations, générées par les actions, développent des contraintes au sein même des matériaux ce qui peut provoquer la déformation des éléments qui composent la structure.

Il est impératif donc de vérifier que les contraintes et les déformations en deçà des limites admissibles conformément à la réglementation pour garantir le degré de sécurité souhaité.

I.2. Les vérifications pour les éléments de la ferme :

a) Vérification à la traction ou compression

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \quad (\text{EC3 Art 5.4.3.1})$$

b) Vérification au flambement

$$N_{rd} = \beta_w \times x_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} \geq N_{sd} \quad (\text{EC3 Art 5.5.1.1})$$

c) Vérification à la résistance

$$\frac{N_{sd}}{N_{rd}} < 1$$

N_{rd} : Effort normal résistant

N_{sd} : Effort normal Sollicitant

VII.2.1. Membrane supérieure

VII.2.1.1. Vérification par ROBOT :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 552
1.49 m

POINT: 3

COORDONNEE: x = 1.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 31 G+1.5V2 (1+33)*1.00+4*1.50

MATERIAU:

ACIER E24 fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 90x9

h=9.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=19.0 cm	Ay=16.20 cm ²	Az=14.58 cm ²	Ax=31.04 cm ²
tw=0.9 cm	Iy=231.66 cm ⁴	Iz=518.52 cm ⁴	Ix=8.31 cm ⁴
tf=0.9 cm	Wely=35.86 cm ³	Welz=54.58 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 207.88 kN	My _{Ed} = -2.32 kN*m	Mz _{Ed} = -0.07 kN*m	Vy _{Ed} = 0.09 kN
N _{c,Rd} = 729.44 kN	My _{Ed,max} = -2.32 kN*m	Mz _{Ed,max} = -0.07 kN*m	Tau _{y,max,Ed} = 0.06 MPa
N _{b,Rd} = 616.99 kN	My _{c,Rd} = 8.43 kN*m	Mz _{c,Rd} = 12.83 kN*m	Vz _{Ed} = -1.40 kN
			Tau _{z,max,Ed} = -0.96 MPa
			Tt _{Ed} = -0.00 kN*m
			Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 1.49 m	Lam _y = 0.58
Lcr,y = 1.49 m	Xy = 0.85
Lamy = 54.69	kyy = 1.01



en z:

Lz = 1.49 m	Lam _z = 0.39
Lcr,z = 1.49 m	Xz = 0.93
Lamz = 36.55	kyz = 0.96

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + My_{Ed}/My_{c,Rd} + Mz_{Ed}/Mz_{c,Rd} = 0.40 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{y,max,Ed})^2} / (f_y/gM0) = 0.40 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$\tau_{y,max,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(4))$$

$$\tau_{z,max,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6.(4))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y,Ed} = 54.69 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z,Ed} = 36.55 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed} / (X_y \cdot N_{Rk} / gM1) + k_{yy} \cdot My_{Ed,max} / (XLT \cdot My_{Rk} / gM1) + k_{yz} \cdot Mz_{Ed,max} / (Mz_{Rk} / gM1) = 0.45 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed} / (X_z \cdot N_{Rk} / gM1) + k_{zy} \cdot My_{Ed,max} / (XLT \cdot My_{Rk} / gM1) + k_{zz} \cdot Mz_{Ed,max} / (Mz_{Rk} / gM1) = 0.40 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

VII.2.1.2. Vérification manuelle :

$$N_{sd} = 207.88 \text{ KN}$$

$$N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \geq N_{sd} N_{rd} = \frac{31,04 \times 23.5}{1} = 729,44 \text{ KN} \geq 207.88 \text{ KN}$$

a. Verification au Flambement

$$N_{sd} = 207.88 \text{ KN}$$

$$L_{y,z} = 151 \text{ cm}$$

Soit un double cornière **2L(90 × 90 × 9)** de section **A_s = 15,52cm²**

$I_y(\text{cm}^4)$	$I_z(\text{cm}^4)$	i_y	i_z	$A_s(\text{cm}^2)$
231,66	499,96	2,73	4,01	15,52

$$\lambda_y = \frac{L_Y}{i_y} = \frac{151}{2,73} = 49,78$$

$$\lambda_z = \frac{L_Z}{i_z} = \frac{151}{4,01} = 37,65$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \times [\beta_w]^{0,5} \text{ avec : } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y}\right]^{0,5} = 93,3 \xi$$

$$\xi = \left[\frac{235}{f_y}\right]^{0,5} = 1$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{93,3}\right) = \left(\frac{49,78}{93,3}\right) = 0,5301$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{93,3}\right) = \left(\frac{37,65}{93,3}\right) = 0,4009$$

$$\bar{\lambda}_y \geq 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z \geq 0,2$$

Il y a lieu de tenir compte du risque de flambement

- **Calcul de x_{min}**

On a une section en forme de **L** → **courbe C** → $\alpha = 0,49$

D'après le Tableau 5.5.2 par interpolation on trouve :

$$x_y = 0,8266$$

$$x_z = 0,8979$$

$$\rightarrow x_{min} = \min(x_y, x_z) = 0,8266$$

$$N_{crd} = \beta_w \times x_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} \geq N_{sd} \quad (\text{EC03 Art 5.5.1.1})$$

$$N_{crd} = 1 \times x_{min} \times \frac{A \times 23,5}{1,1} = 1 \times 0,8266 \times 31,04 \times \frac{23,5}{1,1} = 548,14 \text{ KN}$$

$$\rightarrow N_{crd} = 548,14 \text{ KN} \geq N_{sd} = 207,88 \text{ KN} \quad (\text{Vérifiée})$$

b. Vérification à la résistance

$$\frac{N_{sd}}{N_{rd}} < 1$$

$$\frac{207,88}{548,14} = 0.373 < 1 \text{ (Vérifiée)}$$

VII.2.2. Membrane inferieure

VII.2.2.1. Vérification par ROBOT :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 463
0.00 m

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 39 1.35G+1.5Q+1.5S (6+5)*1.50+(1+33)*1.35

MATERIAU:

ACIER E24 fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 80x8

h=8.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=17.0 cm	Ay=12.80 cm ²	Az=11.52 cm ²	Ax=24.54 cm ²
tw=0.8 cm	Iy=144.50 cm ⁴	Iz=331.44 cm ⁴	Ix=5.19 cm ⁴
tf=0.8 cm	Wely=25.17 cm ³	Welz=38.99 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 202.39 kN	My,Ed = -2.77 kN*m	Mz,Ed = -0.15 kN*m	Vy,Ed = -0.16 kN
Nc,Rd = 576.69 kN	My,Ed,max = -2.77 kN*m	Mz,Ed,max = -0.15 kN*m	Tau,y,max,Ed = -0.14 MPa
Nb,Rd = 466.79 kN	My,c,Rd = 5.92 kN*m	Mz,c,Rd = 9.16 kN*m	Vz,Ed = 2.76 kN
			Tau,z,max,Ed = 2.39 MPa
			Tt,Ed = -0.00 kN*m
			Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 1.49 m	Lam_y = 0.65
Lcr,y = 1.49 m	Xy = 0.81
Lamy = 61.35	kyy = 1.05



en z:

Lz = 1.49 m	Lam_z = 0.43
Lcr,z = 1.49 m	Xz = 0.91
Lamz = 40.51	kyz = 0.99

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.55 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{y,max,Ed})^2} / (f_y/gM0) = 0.55 < 1.00 \quad (6.2.1(5))$$

$$\tau_{y,max,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6(4))$$

$$\tau_{z,max,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6(4))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\Lambda_{y} = 61.35 < \Lambda_{y,max} = 210.00$ $\Lambda_{z} = 40.51 < \Lambda_{z,max} = 210.00$ STABLE
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.64 < 1.00$
 (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.56 < 1.00$
 (6.3.3.(4))

Profil correct !!!

VII.2.2.2. Vérification manuelle :

a. Vérification au flambement

$N_{sd} = 202.39 \text{KN}$

$$N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \geq N_{sd}$$

$$N_{rd} = \frac{24,48 \times 23.5}{1} = 575,28 \text{KN} \geq 202.39 \text{KN} \text{ (Vérifiée)}$$

$L_{y,z} = 150 \text{ cm}$

Soit un double cornière **2L(80 × 80 × 8)** de section **$A_s = 12,24 \text{cm}^2$**

$I_y(\text{cm}^4)$	$I_z(\text{cm}^4)$	i_y	i_z	$A_s(\text{cm}^2)$
144,4	317,79	2,43	3,6	12,24

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{150}{2,43} = 55,56$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{150}{3,6} = 41,66$$

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \times [\beta_w]^{0.5} \text{ avec : } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y}\right]^{0.5} = 93.3 \xi$$

$$\xi = \left[\frac{235}{f_y}\right]^{0.5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{93.3}\right) = \left(\frac{55,56}{93.3}\right) = 0,591$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{93.3}\right) = \left(\frac{41,66}{93.3}\right) = 0,44$$

$$\lambda_y \geq 0.2$$

$$\bar{\lambda}_z \geq 0.2$$

Il y a lieu de tenir compte du risque de flambement

- Calcul de x_{min}

On a une section en forme de L → courbe C → $\alpha = 0.49$

D'après le Tableau 5.5.2 par interpolation on trouve :

$$x_y = 0,7907$$

$$x_z = 0,8759$$

$$x_{min} = \min(x_y, x_z) = 0,7907$$

$$N_{crd} = \beta_w \times x_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} \geq N_{sd} \text{ (EC03 Art 5.5.1.1)}$$

$$N_{crd} = 1 \times x_{min} \times \frac{A \times 23.5}{1.1} = 1 \times 0.7907 \times 24,48 \times \frac{23.5}{1.1} = 413,52 \text{ KN}$$

$$\rightarrow N_{crd} = 413,52 \geq N_{sd} = 202.39 \text{ KN}$$

a. Vérification à la résistance :

$$\frac{N_{sd}}{N_{rd}} < 1 \text{ avec } \frac{202.39}{413,52} = 0.489 < 1 \text{ (Vérifiée)}$$

I.1.3. Les montants :

VII.2.3.1. Vérification par ROBOT :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: 51 Barre_51

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 31 G+1.5V2 (1+33)*1.00+4*1.50

MATERIAU:

ACIER E24 fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 60x6

h=6.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=13.0 cm

Ay=7.20 cm²

Az=6.48 cm²

Ax=13.82 cm²

tw=0.6 cm

Iy=45.58 cm⁴

Iz=111.86 cm⁴

Ix=1.64 cm⁴

tf=0.6 cm

Wely=10.58 cm³

Welz=17.21 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 112.98 kN

My,Ed = 0.10 kN*m

Mz,Ed = 1.80 kN*m

Vy,Ed = 2.46 kN

Nc,Rd = 324.77 kN

My,Ed,max = 0.10 kN*m

Mz,Ed,max = 1.80 kN*m

Tau,y,max,Ed = 3.79 MPa

Nb,Rd = 274.06 kN

My,c,Rd = 2.49 kN*m

Mz,c,Rd = 4.04 kN*m

Vz,Ed = 0.00 kN

Tau,z,max,Ed = 0.00 MPa

Tt,Ed = -0.00 kN*m



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 1.00 \text{ m}$ $\text{Lam}_y = 0.59$
 $L_{cr,y} = 1.00 \text{ m}$ $X_y = 0.84$
 $L_{amy} = 55.06$ $k_{yy} = 1.03$



en z:

$L_z = 1.00 \text{ m}$ $\text{Lam}_z = 0.37$
 $L_{cr,z} = 1.00 \text{ m}$ $X_z = 0.94$
 $L_{amz} = 35.15$ $k_{yz} = 0.98$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.78 < 1.00$ (6.2.1(7))

$\sqrt{(\text{Sig}_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\text{Tau}_{z,max,Ed})^2} / (f_y/gM0) = 0.83 < 1.00$ (6.2.1.(5))

$\text{Tau}_{y,max,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.03 < 1.00$ (6.2.6.(4))

$\text{Tau}_{z,max,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6.(4))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\text{Lambda}_y = 55.06 < \text{Lambda}_{max} = 210.00$ $\text{Lambda}_z = 35.15 < \text{Lambda}_{max} = 210.00$ STABLE

$N_{Ed} / (X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max} / (XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk}/gM1) = 0.83 < 1.00$ (6.3.3.(4))

$N_{Ed} / (X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max} / (XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk}/gM1) = 0.79 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Profil correct !!!

VII.2.3.2. Vérification manuelle :

$N_{sd} = 112.98 \text{ KN}$

$$N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \geq N_{sd} \Rightarrow N_{rd} = \frac{13,82 \times 23.5}{1} = 324,77 \text{ KN} \geq N_{sd}$$

$= 112.98 \text{ KN (v\u00e9rifi\u00e9e)}$

a. Vérification au Flambement :

$L_{y,z} = 100 \text{ cm}$

Soit un double cornière (60 × 60 × 6) de section **A_s = 6,91 cm²**

$I_y(\text{cm}^4)$	$I_z(\text{cm}^4)$	i_y	i_z	$A_s(\text{cm}^2)$
45,58	105,95	1,82	2,77	6,91

$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{100}{1,82} = 43,95$

$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{100}{2,77} = 36,10$

$\lambda = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \times [\beta_w]^{0.5}$ avec : $\beta_w = 1$

$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y}\right]^{0.5} = 93.3 \xi$

$$\xi = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0.5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{93.3} \right) = \left(\frac{43,95}{93.3} \right) = 0,468$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{93.3} \right) = \left(\frac{36,1}{93.3} \right) = 0,384$$

$$\bar{\lambda}_y \geq 0.2$$

$$\bar{\lambda}_z \geq 0.2$$

Il y a lieu de tenir compte du risque de flambement

- Calcul de x_{min}

On a une section en forme de **L** → **courbe C** → $\alpha = 0.49$

$$x_y = 0,859$$

$$x_z = 0,905$$

$$x_{min} = \min(x_y, x_z) = 0.859$$

$$N_{crd} = \beta_w \times x_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} \geq N_{sd} \text{ (EC03 Art 5.5.1.1)}$$

$$N_{crd} = 1 \times x_{min} \times \frac{A \times 23.5}{1.1} = 1 \times 0.859 \times 13,82 \times \frac{23.5}{1.1} = 253,61 \text{ KN}$$

$$\rightarrow N_{crd} = 253,61 \text{ KN} \geq N_{sd} = 112.98 \text{ KN (vérifiée)}$$

b. Vérification à la résistance

$$\frac{N_{sd}}{N_{rd}} < 1$$

$$\frac{112.98}{253,61} = 0.481 < 1 \text{ (Vérifiée)}$$

VII.2.4 Les diagonales :

VII.2.4.1. Vérification par ROBOT :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: *63 Barre_63*
1.79 m

POINT: *3*

COORDONNEE: *x = 1.00 L =*

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 30 G+1.5V1 (1+33)*1.00+3*1.50

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 60x6

h=6.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=13.0 cm	Ay=7.20 cm ²	Az=6.48 cm ²	Ax=13.82 cm ²
tw=0.6 cm	Iy=45.58 cm ⁴	Iz=111.86 cm ⁴	Ix=1.64 cm ⁴
tf=0.6 cm	Wely=10.58 cm ³	Welz=17.21 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 96.92 kN	My,Ed = -0.03 kN*m	Mz,Ed = 0.10 kN*m	Vy,Ed = -0.20 kN
Nc,Rd = 324.77 kN	My,Ed,max = 0.19 kN*m	Mz,Ed,max = -0.25 kN*m	Tau,y,max,Ed = -0.30 MPa
Nb,Rd = 183.40 kN	My,c,Rd = 2.49 kN*m	Mz,c,Rd = 4.04 kN*m	Vz,Ed = -0.20 kN
			Tau,z,max,Ed = -0.31 MPa
			Tt,Ed = -0.00 kN*m
			Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 1.79 m	Lam_y = 1.05
Lcr,y = 1.79 m	Xy = 0.56
Lamy = 98.75	kyy = 1.20



en z:

Lz = 1.79 m	Lam_z = 0.67
Lcr,z = 1.79 m	Xz = 0.80
Lamz = 63.04	kyz = 1.04

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.33 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\text{Sig}_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\text{Tau}_{z,max,Ed})^2} / (f_y / gM0) = 0.33 < 1.00 \quad (6.2.1(5))$$

$$\text{Tau}_{y,max,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6(4))$$

$$\text{Tau}_{z,max,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6(4))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\text{Lambda}_y = 98.75 < \text{Lambda}_{max} = 210.00 \quad \text{Lambda}_z = 63.04 < \text{Lambda}_{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed} / (X_y \cdot N_{Rk} / gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max} / (XLT \cdot M_{y,Rk} / gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk} / gM1) = 0.62 < 1.00 \quad (6.3.3(4))$$

$$N_{Ed} / (X_z \cdot N_{Rk} / gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max} / (XLT \cdot M_{y,Rk} / gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk} / gM1) = 0.45 < 1.00 \quad (6.3.3(4))$$

Profil correct !!!

VII.2.4.2. Vérification manuelle :

a. Vérification au flambement :

$$N_{sd} = 96.92 \text{ KN}$$

$$N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \geq N_{sd} \Rightarrow N_{rd} = \frac{13,82 \times 23.5}{1} = 576.69 \text{ KN} \geq 96.92 \text{ KN}$$

$$L_{y,z} = 168 \text{ cm}$$

Soit un double cornière 2L(60 × 60 × 6) de section $A_s = 6,91 \text{ cm}^2$

$I_y(\text{cm}^4)$	$I_z(\text{cm}^4)$	i_y	i_z	$A_s(\text{cm}^2)$
45,58	105,95	1,82	2,77	6,91

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{168}{1,82} = 92,30$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{168}{2,77} = 60,65$$

—

$$\lambda = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \times [\beta_w]^{0.5} \text{ avec } : \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = 93.3 \xi$$

$$\xi = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0.5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{93.3} \right) = \left(\frac{92,3}{93.3} \right) = 0,982$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{93.3} \right) = \left(\frac{60,65}{93.3} \right) = 0,646$$

—

$$\lambda_z \geq 0.2$$

Il y a lieu de tenir compte du risque de flambement.

- **Calcul de x_{min}**

On a une section en forme de **L** → **courbe C** → $\alpha = 0.49$

$$x_y = 0.551$$

$$x_z = 0.759$$

$$x_{min} = \min(x_y, x_z) = 0.551$$

$$N_{crd} = \beta_w \times x_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} \geq N_{sd} \quad (\text{EC03 Art 5.5.1.1})$$

$$N_{crd} = 1 \times x_{min} \times \frac{A \times 23.5}{1.1} = 1 \times 0.559 \times 13,82 \times \frac{23.5}{1.1} = 162,68 \text{ KN}$$

$$\rightarrow N_{crd} = 162,68 \text{ KN} \geq N_{sd} = 96.92 \text{ KN}$$

a. Vérification à la résistance

$$\frac{N_{sd}}{N_{rd}} < 1$$

$$\frac{96.92}{162,68} = 0.596 < 1 \text{ Vérifier}$$

I.3. Vérification de la palée de stabilité :

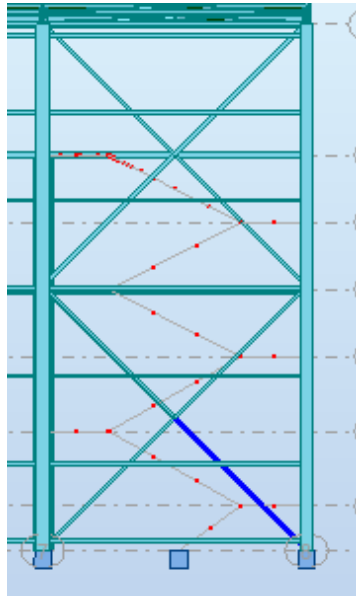


Figure VII.1 Illustration de barre la plus sollicitée.

VII.3.1. Vérification par ROBOT :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: 21
0.00 m

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 23 0,8G+Ex (1+33)*0.80+8*1.00

MATERIAU:

ACIER E24 fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: CAE 80x8

h=8.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=8.0 cm	Ay=6.40 cm ²	Az=6.40 cm ²	Ax=12.27 cm ²
tw=0.8 cm	Iy=72.25 cm ⁴	Iz=72.25 cm ⁴	Ix=2.59 cm ⁴
tf=0.8 cm	Wely=12.59 cm ³	Welz=12.59 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 41.30 kN My,Ed = -0.18 kN*m Mz,Ed = 0.14 kN*m Vy,Ed = 0.06 kN

Nc,Rd = 288.28 kN	My,Ed,max = -0.18 kN*m	Mz,Ed,max = 0.14 kN*m	Tau,y,max,Ed = 0.14 MPa
Nb,Rd = 68.54 kN	My,c,Rd = 2.96 kN*m	Mz,c,Rd = 2.96 kN*m	Vz,Ed = 0.15 kN
			Tau,z,max,Ed = 0.34 MPa
			Tt,Ed = 0.00 kN*m
			Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 4.24 m	Lam_y = 1.86
Lcr,y = 4.24 m	Xy = 0.24
Lamy = 174.82	kyy = 1.51



en z:

Lz = 4.24 m	Lam_z = 1.86
Lcr,z = 4.24 m	Xz = 0.24
Lamz = 174.82	kyz = 1.51

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.19 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$(T_{au,y,max,Ed} + T_{au,ty,Ed}) / (f_y / (\sqrt{3} * gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$(T_{au,z,max,Ed} + T_{au,tz,Ed}) / (f_y / (\sqrt{3} * gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y,Ed} = 174.82 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z,Ed} = 174.82 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed} / (X_y * N_{Rk} / gM1) + k_{yy} * M_{y,Ed,max} / (XLT * M_{y,Rk} / gM1) + k_{yz} * M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk} / gM1) = 0.67 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed} / (X_z * N_{Rk} / gM1) + k_{zy} * M_{y,Ed,max} / (XLT * M_{y,Rk} / gM1) + k_{zz} * M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk} / gM1) = 0.66 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

VII.3.2. Vérification manuelle :

L'effort max dans les diagonales est : $N_{sd} = 41.30 \text{ KN}$

Soit une cornière de $L(80 \times 80 \times 8)$ avec : $A = 12,27 \text{ cm}^2$

a. Vérification à la traction :

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{12,27 \times 23,5}{1,1} = 262,13 \text{ KN}$$

b. Vérification à la résistance ultime de la section :

-Calcul de la section nette

$$A_{net} = A_1 + \epsilon \cdot A_2$$

$$A_1 = (8 \times 0.8) - (1,3 \times 0.8) = 5,36 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (8 - 0.8) \times 0.8 = 5,76 \text{ cm}^2$$

$$\epsilon = \frac{3A_1}{3A_1 + A_2} = 0.736$$

$$A_{nette} = 5,36 + (0,736 \times 5,76)$$

$$A_{nette} = 9,6 \text{ cm}^2$$

$$N_{sd} \leq N_{u,rd} = \frac{0,9 \times A_{nette} \times f_y}{\gamma_{m2}}$$

$$N_{sd} = 41,30 \text{ kn} \leq N_{u,rd} = 162,432 \text{ KN} \quad (\text{Vérifiée})$$

c. Vérification au flambement :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \chi_{min} \times \beta_a \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\lambda_y = \frac{l_k}{i_y} = \frac{424}{2,43} = 174,49 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{174,49}{93,9} = 1,86$$

$$\text{Courbe (c)} \Rightarrow \alpha = 0,49 \Rightarrow \chi_{min} = 0,2223$$

$$N_{rd} = 0,2223 \times 1 \times 12,27 \times \frac{23,5}{1,1} = 58,27 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 41,30 \text{ KN} \leq N_{rd} = 58,27 \text{ KN}$$

Donc on adopte des palées de type cornière de $L(80 \times 80 \times 8)$

I.4. Vérification de la poutre au vent (pignon) :

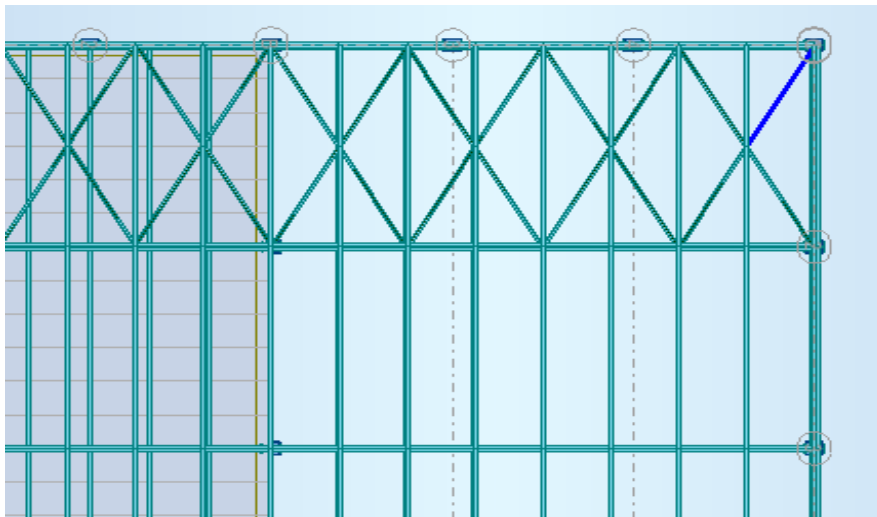


Figure VII.2 Illustration de barre la plus sollicitée.

VII.4.1. Vérification par ROBOT :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 326
0.00 m

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 30 G+1.5V1 (1+33)*1.00+3*1.50

MATERIAU:

ACIER E24 fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: CAE 80x8

h=8.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=8.0 cm	Ay=6.40 cm ²	Az=6.40 cm ²	Ax=12.27 cm ²
tw=0.8 cm	Iy=72.25 cm ⁴	Iz=72.25 cm ⁴	Ix=2.59 cm ⁴
tf=0.8 cm	Wely=12.59 cm ³	Welz=12.59 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 6.04 kN	My,Ed = 1.26 kN*m	Mz,Ed = 0.07 kN*m	Vy,Ed = 0.04 kN
Nc,Rd = 288.28 kN	My,Ed,max = 1.26 kN*m	Mz,Ed,max = 0.07 kN*m	Tau,y,max,Ed = 0.08 MPa
Nb,Rd = 101.86 kN	My,c,Rd = 2.96 kN*m	Mz,c,Rd = 2.96 kN*m	Vz,Ed = -0.57 kN
			Tau,z,max,Ed = -1.30 MPa
			Tt,Ed = -0.01 kN*m
			Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 3.35 m	Lam_y = 1.47
Lcr,y = 3.35 m	Xy = 0.35
Lamy = 138.10	ky = 0.95



en z:

Lz = 3.35 m	Lam_z = 1.47
Lcr,z = 3.35 m	Xz = 0.35
Lamz = 138.10	kz = 0.95

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.46 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$(T_{au,y,max,Ed} + T_{au,ty,Ed}) / (f_y / (\sqrt{3} * g_{M0})) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$(T_{au,z,max,Ed} + T_{au,tz,Ed}) / (f_y / (\sqrt{3} * g_{M0})) = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{b,y} = 138.10 < \lambda_{b,max} = 210.00 \quad \lambda_{b,z} = 138.10 < \lambda_{b,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed} / (X_y * N_{Rk} / g_{M1}) + k_{yy} * M_{y,Ed,max} / (XLT * M_{y,Rk} / g_{M1}) + k_{yz} * M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk} / g_{M1}) = 0.47 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed} / (X_z * N_{Rk} / g_{M1}) + k_{zy} * M_{y,Ed,max} / (XLT * M_{y,Rk} / g_{M1}) + k_{zz} * M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk} / g_{M1}) = 0.39 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

VII.4.2. Vérification manuelle :

L'effort max dans les diagonales est : $N_{sd} = 6.04 \text{ KN}$

Soit une cornière de $L(80 \times 80 \times 8)$ avec : $A = 12.27 \text{ cm}^2$

a. Vérification à la traction :

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{12.27 \times 23,5}{1,1} = 262.13 \text{ KN}$$

b. Vérification au flambement :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \chi_{min} \times \beta_a \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\lambda_y = \frac{l_k}{i_y} = \frac{335}{2.43} = 137.86 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{137.86}{93,9} = 1.47$$

Courbe (c) $\Rightarrow \alpha = 0,49 \Rightarrow \chi_{min} = 0.38605$

$$N_{rd} = 0,38605 \times 1 \times 12.27 \times \frac{23,5}{1,1} = 101.19 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 6.04 \text{ KN} \geq N_{rd} = 101.19 \text{ KN}$ (Condition non vérifiée)

On augmente la section à une cornière à ailes $L80 \times 80 \times 8$ avec $A_s = 12.27 \text{ cm}^2$.

VII.5. Vérification des poteaux HEA450 :

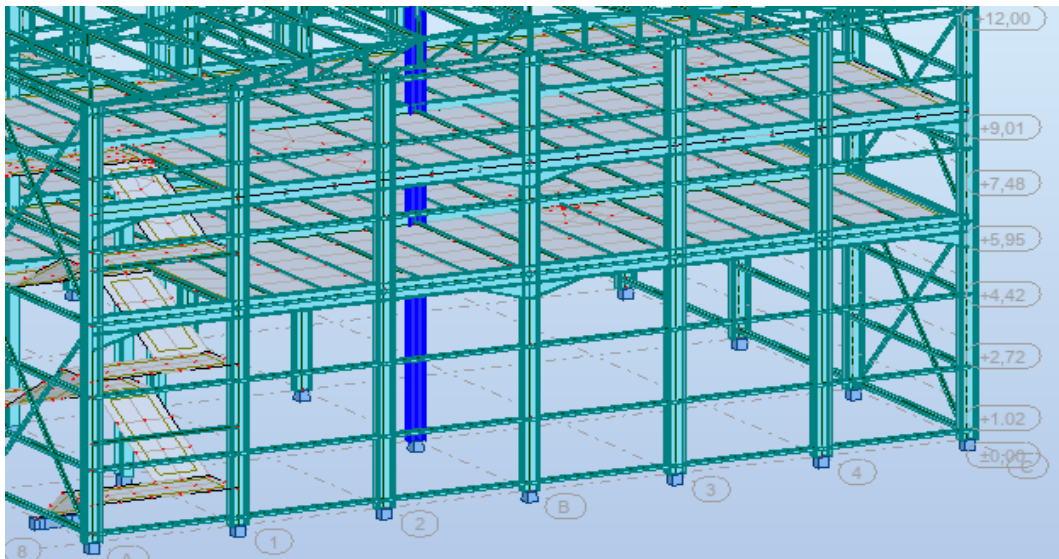


Figure VII.3 Illustration du poteau le plus sollicitée.

VII.5.1. Vérification par ROBOT :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 302 Poteau_302
5.95 m

POINT: 3

COORDONNEE: $x = 0.50 L =$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 39 1.35G+1.5Q+1.5S (6+5)*1.50+(1+33)*1.35

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 450

h=44.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=138.47 cm ²	Az=65.78 cm ²	Ax=178.03 cm ²
tw=1.1 cm	Iy=63721.60 cm ⁴	Iz=9465.33 cm ⁴	Ix=244.61 cm ⁴
tf=2.1 cm	Wply=3215.87 cm ³	Wplz=965.53 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 687.00 kN	My _{Ed} = 607.08 kN*m	Mz _{Ed} = 0.58 kN*m	Vy _{Ed} = -0.25 kN
Nc,Rd = 4183.70 kN	My _{Ed,max} = 607.08 kN*m		Mz _{Ed,max} = -0.90 kN*m
	Tau _{y,max,Ed} = -0.03 MPa		
Nb,Rd = 2830.06 kN	My _{c,Rd} = 755.73 kN*m	Mz _{c,Rd} = 226.90 kN*m	Vz _{Ed} = 152.52 kN
	MN _{y,Rd} = 739.73 kN*m	MN _{z,Rd} = 226.90 kN*m	Tau _{z,max,Ed} = 33.33 MPa
			Tt _{Ed} = -0.00 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 12.00 m	Lam_y = 0.34
Lcr,y = 6.00 m	Xy = 0.97
Lamy = 31.71	ky = 0.92



en z:

Lz = 12.00 m	Lam_z = 0.88
Lcr,z = 6.00 m	Xz = 0.68
Lamz = 82.29	kyz = 0.69

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.16 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.68 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $(\tau_{y,max,Ed} + \tau_{ty,Ed}) / (f_y / (\sqrt{3} * gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $(\tau_{z,max,Ed} + \tau_{tz,Ed}) / (f_y / (\sqrt{3} * gM0)) = 0.25 < 1.00$ (6.2.6-7)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{y} = 31.71 < \lambda_{max} = 210.00$ $\lambda_{z} = 82.29 < \lambda_{max} = 210.00$ STABLE
 $N_{Ed} / (X_y * N_{Rk}/gM1) + k_{yy} * M_{y,Ed,max} / (XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} * M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk}/gM1) = 0.91 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed} / (X_z * N_{Rk}/gM1) + k_{zy} * M_{y,Ed,max} / (XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} * M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk}/gM1) = 0.69 < 1.00$ (6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL): Non analysé



Déplacements (REPERE GLOBAL):

$v_x = 0.2$ cm < v_x max = L/150.00 = 8.0 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 16 G+V1 (1+3+33)*1.00

$v_y = 1.3$ cm < v_y max = L/150.00 = 8.0 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 17 G+V2 (1+4+33)*1.00

Profil correct !!!

VII.5.2. Vérification manuelle :

Après plusieurs essais et vérification sur le logiciel ROBOT, le profilé HEA450 résiste aux sollicitations qui lui sont appliquées.

Efforts sollicitant :

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

- $N_{sd} = 687KN$
- $V_{sd} = 152.52 kn$
- $M_y = 226.90 kn.m$
- $M_z = 0.58 kn.m$

H= 12m

a. Classe de la section transversale su poteau :

Classe de la semelle (semelle comprimé) :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{300/2}{21} = 7.14 \leq 10\varepsilon = 10 \text{ Donc la semelle est de classe 1.}$$

Classe de l'âme :

$$\alpha = \frac{1}{d} \times \left(\frac{d + d_c}{2} \right) \leq 1$$

$$d_c = \frac{687}{1.1 \times 23.5} = 26.57$$

$$\alpha = \frac{1}{344} \times \left(\frac{344+26.57}{2} \right) = 0.5 \leq 1 \text{ avec } \alpha > 0.5$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{344}{11.5} = 29.91 < \frac{396 \times \varepsilon}{(13\alpha - 1)} = \frac{396 \times 1}{(13 \times 0.5 - 1)} = 72$$

Ame de classe 2.

La section globale étant de classe 2.

b. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{plrd}$

$$V_{sd} = 152.52 kn$$

$$V_{plrd} = A_{vz} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = \frac{65.78 \times 23.5}{1.1 \times \sqrt{3}} = 811.35kn$$

$$V_{sd} = 152.52kn < V_{plrd} = 811.35 kn$$

$$V_{sd} = 152.52 \text{ kn} < \frac{1}{2} \times V_{plrd} = 405.675 \text{ kn}$$

c. Vérification au moment fléchissant :

Il faut vérifier que : $M_{sd} \leq M_{plrd}$

$$M_{sd} = 226.90 \text{ kn} \leq M_{plrd} = \frac{23.5 \times 3215.9 \times 10^{-2}}{1.1} = 687.03 \text{ kn.m}$$

La condition est vérifiée

d. Vérification de l'effort normal :

$$N_{sd} = 687 \text{ kn} < N_{plrd} = \frac{f_y \times A}{\gamma_{m0}} = \frac{23.5 \times 178}{1.1} = 3802.72 \text{ kn.m}$$

e. Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

Flexion composée avec risque de flambement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{plrd}} + \frac{k_y \times M_{ysd}}{M_{plyrd}} \leq 1$$

Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{plrd}} + \frac{k_{LT} \times M_{ysd}}{\chi_{LT} \times M_{plyrd}} \leq 1$$

Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement χ_{min}

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

f. Flambement par rapport a l'axe fort y-y (dans le plan du portique) :

A : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donne par le tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3.

$$\lambda_y = \frac{0.5 \times l_{ky}}{i_y} = \frac{0.5 \times 1200}{16.84} = 35.63$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0.5} = \frac{35.63}{93.9} = 0.38$$

Courbe de flambement

$$\frac{h}{b} = \frac{440}{300} = 1.42 > 1.2$$

$$t_f = 21 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm}$$

Axe de flambement y-y → courbe de flambement a

$$\chi_y = 0.9577$$

g. Flambement par rapport à l'axe faible z-z (hors du plan de portique)

$$\lambda_z = \frac{0.5 \times l_{kz}}{i_z} = \frac{0.5 \times 1200}{7.34} = 81.74$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1}\right) \times [\beta_A]^{0.5} = \frac{81.74}{93.9} = 0.87$$

Axe de flambement z-z → *courbe de flambement b*; $\alpha = 0.34$

$$\chi_z = 0.6801$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0.6801$$

h. Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis de déversement $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(C_1)^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l_z}{h} \right) \right]} = \frac{\frac{1200}{7.29}}{(1.132)^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{1200}{\frac{44}{2.1}} \right) \right]} = 108.81$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right) \times [\beta_A]^{0.5} = 1.158 > 0.4$$

Il y a un risque de déversement

Donc on doit vérifier :

$$\frac{N}{\chi_{min} N_{ply}} + \frac{K_{LT} \times M_{sdy}}{\chi_{LT} \times M_{ply}} + \frac{K_z \times M_{sdz}}{M_{ply}} \leq 1 \dots\dots\dots (*)$$

Profilé laminé $\alpha = 0.21$ courbe (a)

On tire χ_{LT} à partir du tableau 5.5.2 de l'ECO3 :

$$X_{LT} = 0.558$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N}{\chi_z \times A \times f_y}$$

$$\beta_{MLT} = 1.8$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0.15 \text{ mais } \mu_{LT} \leq 0.9$$

$$k_{LT} = 0.98$$

$$\mu_{LT} = 0.085$$

$$\mu_z = -0.182$$

$$k_z = 1.044$$

$$0.846 < 1$$

Donc la condition (*) est vérifiée

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées alors on adopte un poteau HEA450.

VII.6. Vérification de la poutre maîtresse :

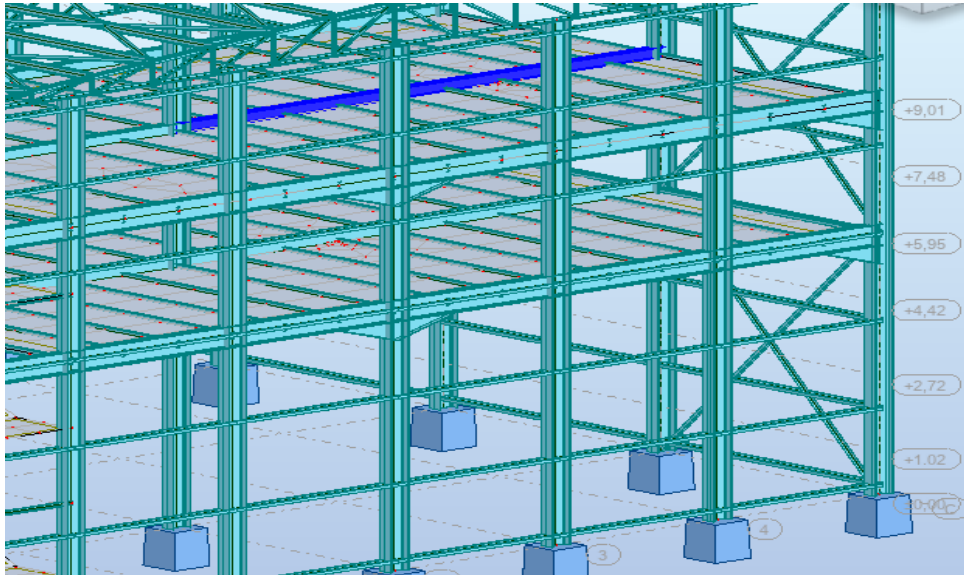


Figure VII.4 Illustration de la poutre la plus sollicitée.

VII.6.1. Vérification par ROBOT :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: 1856 Poutre PP_1856

POINT: 1

COORDONNEE: $x = 0.88 L = 10.51 \text{ m}$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 21 G+Q+Ey (1+6+9+33)*1.00

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 500

h=50.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=20.0 cm	Ay=64.00 cm ²	Az=47.74 cm ²	Ax=115.52 cm ²
tw=1.0 cm	Iy=48198.50 cm ⁴	Iz=2141.69 cm ⁴	Ix=89.66 cm ⁴
tf=1.6 cm	Wely=1927.94 cm ³	Welz=214.17 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 0.56 kN	My,Ed = -12.30 kN*m	Mz,Ed = -0.01 kN*m	Vy,Ed = -0.37 kN
Nc,Rd = 2714.72 kN	My,el,Rd = 453.07 kN*m	Mz,el,Rd = 50.33 kN*m	Tau,y,max,Ed = -0.09 MPa
Nb,Rd = 2714.72 kN	My,c,Rd = 453.07 kN*m	Mz,c,Rd = 50.33 kN*m	Vz,Ed = 464.92 kN
	My,V,Rd = 437.48 kN*m		Tau,z,max,Ed = 99.64 MPa
	Mb,Rd = 453.07 kN*m		Tt,Ed = 0.01 kN*m
			Classe de la section = 3

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

- Classe de la semelle

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{200/2}{16} = 6.25 \leq 11\varepsilon = 11 \text{ donc on a une semelle de classe 2}$$

- Classe de l'âme

$$\frac{d}{t_w} = \frac{426}{10.2} = 41.76 \leq 83\varepsilon = 83 \text{ donc on a une âme de classe 2}$$

La section globale du profilé est de classe 2.

b. Vérification de l'effort tranchant :

La vérification au cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$V_{sd} \leq V_{plrd} = \frac{A_{vz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m0}} \quad (\text{EROCODE 3 ART 5.4.6.2})$$

$$V_{sd} = 464.92 \text{ kn} \leq V_{plrd} = \frac{47.74 \times \left(\frac{23.5}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} = 588.84 \text{ kn}$$

c. Vérification au moment résistant :

$$M_{sd} = -12.30 \leq M_{plrd} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 2194.1 \times \frac{23.5}{1.1} = 468.73 \text{ kn.m}$$

d. Vérification au déversement :

Il n'y a pas de risque de déversement car il est empêché par le plancher.

VII.6.3. Formules de vérification :

- Contrôle de la résistance de la section :

$$\frac{M_{y,sd}}{M_{ny,rd}} = \frac{-12.30}{468.73} = 0.026 < 1$$

- Contrôle de l'effort :

$$\frac{V_{sd}}{V_{pl,rd}} = \frac{464.92}{588.84} = 0.78 < 1$$

Donc le profilé IPE500 est correct.

Chapitre VIII :
Etude des assemblages

VIII.1. Introduction :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsions.

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction, les ossatures ne présentent généralement pas de redondance importante et les assemblages constituent donc le point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels ; en cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause.

VIII.2. Fonctionnement des assemblages :

Les principaux modes d'assemblages sont :

- Les assemblages soudés.
- Les assemblages boulonnés
- Les assemblages rivetés
- Les assemblages collés

Qui correspond à deux types de fonctionnement distincts : obstacle et / ou adhérence.

Dans notre présente étude l'assemblage boulonné est le mode largement utilisé, présente en général l'avantage d'une démontrabilité facile, avec récupération intégrale des composants initiaux.

VIII.2.1. Le boulonnage :

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il offre sur site. Dans notre cas, le choix a été porté sur le boulon de haute résistance (HR) il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale ou carrée et un écrou en acier à très haute résistance.

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}(N/mm^2)$	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{Ub}(N/mm^2)$	400	400	500	500	600	600	800	1000

Tableau VIII.1 : Caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe.

VIII.2.2. Le soudage :

En charpente soudée, les assemblages sont plus rigides, cela a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièces de métal à assembler.

VIII.2.3. Fonctionnement par adhérence :

Dans ce cas, la transmission des efforts d'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, le collage, le boulonnage par boulon HR.

VIII.2.4. Coefficients partiels de sécurité :

D'après le (Chap. 6.1.2 EC3)

-Résistance des boulons au cisaillement : $\gamma_{MB} = 1.25$

- Résistance des boulons à la traction : $\gamma_{MB} = 1.5$

VIII.2.5. Coefficient de frottement :

Un bon assemblage par boulon HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment :

Le coefficient de frottement μ doit correspondre à sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation des surfaces, par brossage ou grenailage, pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine ; de graissage, etc. (Art.6.5.8.3 (1))

Surface de classe A	$\mu = 0.5$	Pour surfaces grenillées ou sablées
Surface de classe B	$\mu = 0.4$	Pour surfaces grenillées, sablées et peintes
Surface de classe C	$\mu = 0.3$	Pour surfaces brossées
Surface de classe D	$\mu = 0.2$	Pour surfaces non traitées

Tableau VIII.2 : Valeurs des coefficients de frottements μ selon la surface de cisaillement.

VIII.3. Rôle des assemblages :

Pour réaliser une structure métallique ; on dispose des pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage, rabotage).
- Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et système réticulés).

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- **Les assemblages articulés** : qui transmettront uniquement les efforts normaux et tranchants.
- **Les assemblages rigides** : qui transmettront en outre les divers moments.

Désignation	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
d_0 (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A (mm^2)	50.3	78.5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
A_s (mm^2)	36.3	58	84.3	115	157	192	245	303	353	459	561
ØRondelle (mm)	16	20	24	27	30	34	36	40	44	50	52
ØClé (mm)	21	27	30	51	51	51	58	58	58	58	58
Tôle usuelle (mm)	2	3	4	5	6	7	8	10.14	>14	-	-
Cornière usuelle (mm)	30	35	40	50	60	70	80	120	>120	-	-

Tableau VIII.3 : Principales caractéristiques géométriques des boulons.

d : Diamètre de la partie non filetée de la vis.

d_0 : Diamètre nominal du trou.

A : section nominale du boulon.

A_s : Section résistante de la partie filetée.

VIII.4. Assemblage des éléments de la ferme :

Les fermes sont généralement constituées avec des cornières assemblées par des goussets. Les barres de triangulation doivent, autant que possible, concourir à l'axe neutre des profilés constitutifs.

L'assemblage se fait par la détermination des éléments les plus sollicités, et les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous.

Éléments	Membrures supérieures	Membrures Inferieur	Diagonales	Montants
Efforts (KN)	207.88	202.39	96.92	112.98
Sections (mm)	2L (90 × 90 × 9)	2L (80 × 80 × 8)	2L (60 × 60 × 6)	2L (60 × 60 × 6)

Tableau VIII.4 : Efforts dans les éléments de la ferme.

N.B : Les éléments de la ferme sont constitués de doubles cornières d'où l'effort repris par chaque cornière est $F/2$.

VIII.4.1. Pré dimensionnement du gousset :

L'épaisseur du gousset dépend essentiellement de l'effort appliqué, il est donné par le tableau suivant :

F (KN)	≤ 200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e (mm)	8	10	12	14	16

Tableau VIII.5 : Épaisseur du gousset en fonction de l'effort

- Pour les membrures supérieures : $N = 207.88 \text{ KN} > 200 \text{ KN}$
- Pour les membrures inférieures : $N = 202.39 \text{ KN} > 200 \text{ KN}$
- Pour les diagonales : $N = 96.92 \text{ KN} < 200 \text{ KN}$
- Pour les montants : $N = 112.98 \text{ KN} < 200 \text{ KN}$

Donc on choisit $t_{\max} = 10 \text{ mm}$

VIII.4.2. Pré dimensionnement de la gorge :

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivante :

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 t_{\max}$$

Avec :

t_{\max} : Épaisseur maximal des pièces assemblées.

$t_{\max} = 10 \text{ mm}$ (épaisseur du gousset)

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 \times 10 \text{ mm}$$

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 5 \text{ mm} \rightarrow \text{on prend : } a = 5 \text{ mm}$$

VIII.4.3. Les longueurs de soudures :

Les longueurs de soudure sont données comme suit :

$$L_{talon} \geq \frac{\frac{N}{2} \times \gamma_{m0} \times \beta_w \sqrt{3}}{a \times f_u \times \left(1 + \frac{d}{d'}\right)}$$

$$L_{bord} \geq \frac{\frac{N}{2} \times \gamma_{m0} \times \beta_w \sqrt{3}}{a \times f_u \times \left(1 + \frac{d'}{d}\right)}$$

N/2 : Effort repris par chaque cornère.

γ_{m0} : Coefficient de sécurité ; $\gamma_{m0} = 1.25$

β_w : Coefficient de corrélation ; $\beta_w = 0.8$

f_u : Résistance limite de rupture ; $f_u = 360MPa$

a : Gorge de la soudure ; $a = 5 \text{ mm}$

d : Distance du centre de gravité au talon.

d' : Distance du centre de gravité au bord.

Les dimensions choisies pour les différents cordons de soudure sont données dans le tableau suivant :

Elément	Type de cornière	Distance		Longueur des soudures		Gorges (mm)
		d'(cm)	d (cm)	L_{talon} (cm)	L_{bord} (cm)	
Membrure supérieure	2L (90 × 90 × 9)	6.46	2.54	5	2	5
Membrure inférieure	2L (80 × 80 × 8)	5.74	2.26	5	2	5
Diagonale	2L (60 × 60 × 6)	4.19	1.81	7	3	5
Montant	2L (60 × 60 × 6)	4.19	1.81	1	1	5

Tableau VIII.6 : Dimensions des cordons de soudure.

VIII.5. Assemblage poteau-ferme :

Pour avoir un bon encastrement on va changer les montants de rive, qui sont assemblés aux poteaux **2L(60 × 60 × 6)** par **2L(100 × 100 × 10)** ; cela nous permettra d'utiliser des boulons de type M20.

VIII.5.1. La disposition constructive des boulons :

On considérera forfaitairement huit (8) rangées de boulon M20 de classe 8.8;

$$d_0 = 22 \text{ mm}$$

2L100 × 100 × 10 ; t = 10 mm ; de longueur de 50 cm

$$\begin{cases} 1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2.2d_0 \leq p_1 \leq 14t \\ 1.5d_0 < e_2 \end{cases} \quad \text{D'ou} \quad \begin{cases} 26.4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 120 \text{ mm} \\ 48.4 \text{ mm} \leq p_1 \leq 140 \text{ mm} \\ e_2 > 33 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} e_1 = 50 \text{ mm} \\ p_1 = 60 \text{ mm} \\ e_2 = 50 \text{ mm} \end{cases}$$

• **L'ELU :**

$$M_u = 180.56 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 40.58 \text{ KN}$$

Les quatre (4) rangées de boulons supérieures travaillent en traction, le plus sollicité reprend un effort qui vaut :

$$N_i = \frac{M \times d_i}{\sum_{i=1}^4 d_i^2}$$

d_i : La distance des boulons tendus au centre de gravité de la membrure inférieur.

$$d_1 = 50 - 5 = 45 \text{ cm}$$

$$d_2 = 45 - 6 = 39 \text{ cm}$$

$$d_3 = 39 - 6 = 33 \text{ cm}$$

$$d_4 = 33 - 6 = 27 \text{ cm}$$

$$N_1 = \frac{180.56 \times 0.45}{0.45^2 + 0.39^2 + 0.33^2 + 0.27^2} = 151.47 \text{ KN}$$

$N_1 = 151.47 \text{ KN} \Rightarrow$ Effort de traction sur le boulon le plus sollicité.

Le boulon reprend en plus de l'effort de traction, un effort de cisaillement qui vaut :

$$V_{sd} = \frac{V}{n \times p}$$

n : Nombre de boulons.

p : Nombre de plans de cisaillement.

$$V_{sd} = \frac{40.58}{16 \times 1} = 2.54 \text{ KN}$$

VIII.5.2. Vérification :

VIII.5.2.1. Vérification des boulons soumis simultanément à des efforts de cisaillement et de traction :

La résistance d'un boulon précontraint à l'interaction cisaillement-traction est donnée comme suit :

$$F_{s,Rd} = K_s n \mu (F_{p,cd} - 0.8 F_{t,sd}) / \gamma_{ms} \quad (\text{EC3 Art 6.5.8.4})$$

$$F_{p,cd} = 0.7 f_{ub} A_s$$

- $F_{p,cd}$: Effort de précontrainte.
- f_{ub} : Résistance ultime du boulon de classe 8.8 (haute résistance) ; $f_{ub} = 800 \text{ MPa}$
- A_s : Section résistante de la partie filetée ; $A_s = 245 \text{ mm}^2$
- γ_{ms} : Coefficient de sécurité ; $\gamma_{ms} = 1.25$
- K_s : Facteur de forme ; trous nominaux $K_s = 1$
- n : Nombre de plan de contact ; $n = 1$
- μ : Coefficient de frottement surface brossée ; $\mu = 0.3$

On a :

$$F_{t,sd} = \frac{N_1}{2} = \frac{151.47}{2} = 75.74 \text{ KN}$$

$$F_{p,cd} = 0.7 f_{ub} A_s$$

$$F_{p,cd} = 0.7 \times 80 \times 245 = 137.2 \text{ KN}$$

$$F_{s,Rd} = K_s n \mu (F_{p,cd} - 0.8 F_{t,sd}) / \gamma_{ms}$$

$$F_{s,Rd} = 1 \times 1 \times \frac{0.3(137.2 - 0.8 \times 75.74)}{1.25} = 18.38 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 2.54 \text{ KN}$$

$$F_{s,Rd} = 18.38 \text{ KN} > F_{v,sd} = 2.54 \text{ KN} \text{ (Vérifiée)}$$

VIII.5.2.2. Vérification au poinçonnement :

Il faut vérifier la condition suivante :

$$F_{t,sd} \leq B_{p,Rd} = 0.6 \pi d_m t_p f_u / \gamma_{mb}$$

d_m : Diamètre moyen entre le cercle circonscrit et le cercle inscrit à la tête du boulon M20.

$$\Rightarrow d_m = 32.4 \text{ mm}$$

t_p : L'épaisseur de la cornière ; $t_p = 10 \text{ mm}$

f_u : La limite de rupture ; $f_u = 360 \text{ MPa}$

$$F_{t,sd} = 75.74 \text{ KN}$$

$$B_{p,Rd} = 175.88 \text{ KN}$$

$$F_{t,sd} = 75.54 \text{ KN} < B_{p,Rd} = 175.88 \text{ KN} \text{ (Vérifiée)}$$

VIII.5.2.3. Vérification à la pression diamétrale :

Il faut vérifier la condition suivante :

$$F_{t,sd} \leq F_{b,Rd} = 2.5 \alpha f_u d t_p / \gamma_{mb}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right)$$

$$\alpha = 0.66$$

$$F_{b,Rd} = 95.04 \text{ KN}$$

$$F_{tsd} = 75.74 \text{ KN} > F_{b,Rd} = 95.04 \text{ KN} \quad (\text{Vérifiée})$$

VIII.5.2.4. Vérification de l'assemblage long :

La résistance au cisaillement V_{Rd} doit être minorée par un coefficient B_{Lf} si la distance entre les centres des éléments d'attache situés aux extrémités, mesurée dans la direction de la transmission des efforts est supérieur à $15d$.

d : étant le diamètre nominal des boulons.

La longueur de l'assemblage est : $L_j = 500 - (2 \times 50) = 400 \text{ mm}$

$$15 \times d = 300 \text{ mm}$$

$$L_j = 400 \text{ mm} > 15 \times d = 300 \text{ mm} \Rightarrow \text{Assemblage long.}$$

D'où l'effort résistant V_{Rd} sera réduit avec un coefficient B_{Lf} .

$$B_{Lf} = 1 - \left(\frac{L_j - 15 \times d}{200 \times d}\right)$$

$$B_{Lf} = 1 - \left(\frac{400 - 15 \times 20}{200 \times 20}\right)$$

$$B_{Lf} = 0.975$$

$$V_{Rd} = B_{Lf} \times F_{s,Rd} = 0.975 \times 18.38 = 17.92 \text{ KN}$$

$$V_{Rd} = 17.92 \text{ KN} > V_{sd} = 2.54 \text{ KN} \quad (\text{Vérifiée})$$

VIII.6. Assemblage du couvre joint :

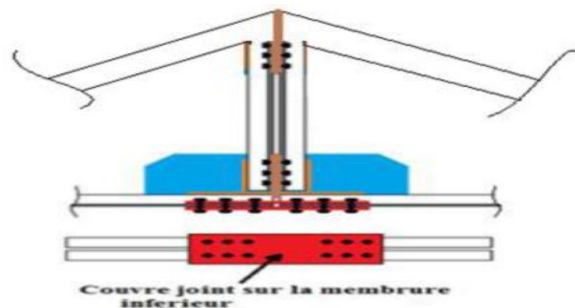


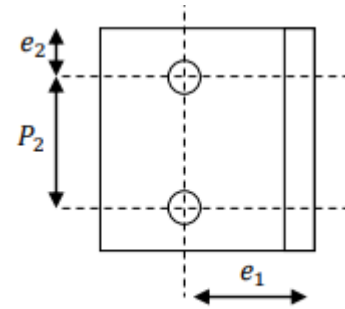
Figure VIII.1 : Détail d'assemblage des deux éléments de la ferme.

On considérera forfaitairement 6 rangés de boulons M18 de classe 8.8

$$d_0 = 20 \text{ mm}$$

$$\begin{cases} e_1 \geq 1.2 \times d_0 \\ e_1 \leq 12 t_{max} \\ e_1 \leq 120 \text{ mm} \end{cases} ; \begin{cases} e_2 \geq 1.2 \times d_0 \\ e_2 \leq 12 t_{max} \\ e_2 \leq 120 \text{ mm} \end{cases} ; \begin{cases} p_1 \geq 2.2 \times d_0 \\ p_1 \leq 14 t_{max} \\ p_1 \leq 140 \text{ mm} \end{cases}$$

$$e_1 = 35 \text{ mm} \quad e_2 = 35 \text{ mm} \quad p_1 = 50 \text{ mm}$$



VIII.6.1. Assemblage du couvre joint dans la membrure inférieure :

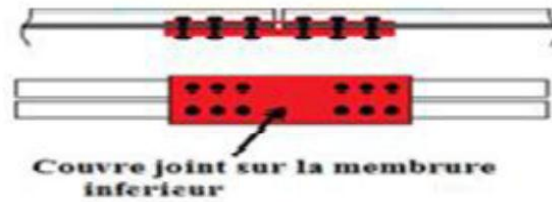


Figure VIII.2 Détail d'assemblage du couvre joint dans la membrure inférieure.

On dimensionnera l'assemblage selon le cas le plus défavorable à savoir :

G+1.5V

Le couvre joint sera sollicité à un effort de traction qui vaut :

$$N_{ELU} = 199.57 \text{ KN}$$

$$N_{ELS} = 127.06 \text{ KN}$$

Les boulons sont sollicités en cisaillement seul.

On utilise des boulons précontraints dont la résistance de calcul au glissement $F_{s,Rd}$ est donnée par la formule :

$$F_{s,Rd} = \frac{K_s \cdot \mu \cdot n \cdot F_p}{\gamma_{ms}} = \frac{1 \times 0.3 \times 1 \times 0.7 \times 80 \times 1.92}{1.25} = 25.8 \text{ KN}$$

Avec :

$$\gamma_{ms} = 1.25$$

$$\text{Boulon de classe 8.8} \Rightarrow f_u = 800 \text{ MPa}$$

$$\text{Boulon M18} \Rightarrow A_s = 192 \text{ mm}^2$$

➤ **Vérification à l'ELU :**

L'effort tranchant repris par un boulon est :

$$F_{V,sd} = \frac{N/2}{n \cdot p}$$

Le nombre de boulons doit vérifier la condition suivante :

$$F_{V,sd} \leq F_{s,Rd} \Rightarrow n \geq \frac{\frac{N}{2}}{F_{s,Rd} \cdot p} = \frac{199.57}{25.8 \times 2} = 1.93$$

Soit : $n = 2$

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$F_{s,Rd} = \frac{K_s \cdot \mu \cdot n \cdot F_p}{\gamma_{ms}} = \frac{1 \times 0.3 \times 2 \times 0.7 \times 80 \times 1.92}{1.25} = 51.61 \text{ KN}$$

$$F_{V,sd} = \frac{N/2}{n \cdot p} = \frac{127.06/2}{2 \times 1} = 31.77 \text{ KN}$$

$$F_{s,Rd} = 51.61 \text{ KN} \geq F_{V,sd} = 31.77 \text{ KN} \quad (\text{Vérifiée})$$

• **Vérification à la pression diamétrale :**

- **Pour la cornière :**

On doit vérifier la formule suivante :

$$F_{V,sd} \leq F_{b,Rd} = 2.5\alpha f_u dt_p / \gamma_{mb}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right)$$

$$\alpha = 0.65$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5\alpha f_u dt_p}{\gamma_{mb}} = \frac{2.5 \times 0.65 \times 36 \times 1.8 \times 0.8}{1.25}$$

$$F_{b,Rd} = 67.39 \text{ KN}$$

$$F_{V,sd} = \frac{N/2}{n \cdot p} = \frac{199.57/2}{2 \times 1}$$

$$F_{V,sd} = 49.89 \text{ KN}$$

$$F_{V,sd} = 49.89 \text{ KN} < F_{b,Rd} = 67.39 \text{ KN} \quad (\text{Vérifiée})$$

- **Pour la platine :**

On prend : $t_p = 8 \text{ mm}$

$$F_{V,sd} \leq F_{b,Rd} = F_{b,Rd} = 2.5\alpha f_u dt_p / \gamma_{mb}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0 - 0.25}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right)$$

$$\alpha = 0.65$$

$$F_{b,Rd} = 2.5 \times 0.65 \times 36 \times 1.8 \times 0.8 / 1.25$$

$$F_{b,Rd} = 67.39 \text{ KN}$$

$$F_{V,sd} = \frac{199.57}{12 \times 1} = 16.63 \text{ KN}$$

$$F_{V,sd} = 16.63 \text{ KN} < F_{b,Rd} = 67.39 \text{ KN} \quad (\text{Vérifiée})$$

- Rupture de la section nette :

$$N_{u,Rd} = 0.9A_{nette}f_u / \gamma_{mb}$$

$$A_{nette} = 2(A_1 + \varepsilon A_2)$$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (80 - 20) \times 8 = 480 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1 = 1227 - (20 \times 8) - 480 = 587 \text{ mm}^2$$

$$\varepsilon = \frac{3 \times A_1}{3A_1 + A_2}$$

$$\varepsilon = 0.71$$

$$A_{nette} = 1805.28 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0.9 \times 1805.28 \times \frac{360}{1.25} = 467.93 \text{ KN}$$

$$N_{u,Rd} = 467.93 \text{ KN} > N_{ELU} = 199.57 \text{ KN} \quad (\text{Vérifiée})$$

VIII.7. Assemblage de l'échantignole :**VIII.7.1. Assemblage de la panne sur l'échantignole :**

On dimensionnera le boulon au cisaillement avec $R_{Vz}/2$ (chaque boulon reprend une seule panne). Voir schéma statique de l'échantignole (chapitre III).

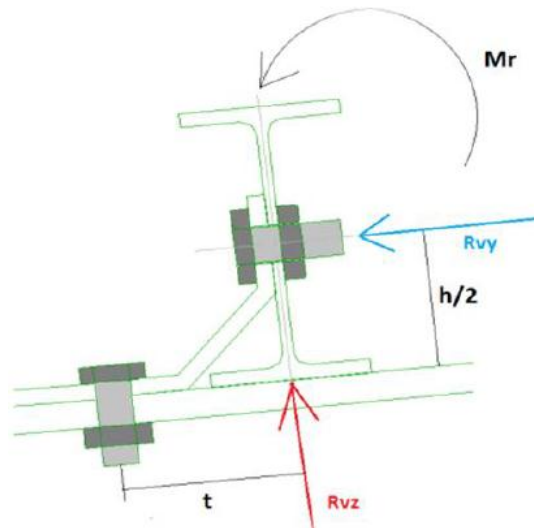


Figure VIII.3 Assemblage de l'échantignole.

On vérifiera l'assemblage pour un boulon ordinaire afin de réaliser une articulation.

Soit un boulon ordinaire **M14** de classe 6.8

$$f_{ub} = 600 \text{ MPa}$$

$$A_s = 115 \text{ mm}^2$$

$$R_{Vzmax} = 10.87 \text{ KN} (\text{Réaction due au vent, voir chapitre III calcul de l'échantignolle}).$$

$$F_{v,sd} = \frac{R_{Vzmax}}{2} = 5.44 \text{ KN}$$

$$F_{V,Rd} = \frac{0.5 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{V,Rd} = 27.6 \text{ KN}$$

$$F_{V,Rd} = 27.6 \text{ KN} > F_{v,sd} = 5.44 \text{ KN} \quad (\text{Vérfiée})$$

VIII.7.2. Assemblage de l'échantignole sur la membrure :

Dans ce cas-là, le boulon est soumis simultanément à un effort de cisaillement et de traction, Le cas le plus défavorable et celui du vent :

$$V_z = 10.87 \text{ KN}$$

$$V_y = 6.82 \text{ KN}$$

Soit un boulon ordinaire **M14** de classe 6.8 ; $f_{ub} = 600 \text{ MPa}$

$$\frac{F_{V,sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1.4F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$F_{t,sd} < F_{t,Rd}$$

$$F_{t,Rd} = 0.9 \times A_s \times f_{ub} / \gamma_{mb}$$

$$F_{t,Rd} = 25.06 \text{ KN}$$

$$F_{V,Rd} = 27.6 \text{ KN}$$

$$\frac{10.87}{27.6} + \frac{6.82}{1.4 \times 25.06} = 0.59 \leq 1$$

$$F_{t,sd} = 6.82 \text{ KN} \leq F_{t,Rd} = 25.06 \text{ KN}$$

⇒ Vérifiée.

VIII.8. Assemblage de la palée de stabilité :

VIII.8.1. Dimensionnement de l'assemblage de liaison palée-gousset :

Distribution de N_u sur les boulons :

$$N_{t,sd} = N_u = 41.30 \text{ KN}$$

En utilisant des boulons ordinaires de classe 6.8.

On fixe le nombre de boulons on choisit $nb = 4$ par cornière.

On distribue l'effort N_u sur les boulons :

$$F_{V,sd} = \frac{N_u}{n \times p} = \frac{41.30}{4 \times 1} = 10.33 \text{ KN}$$

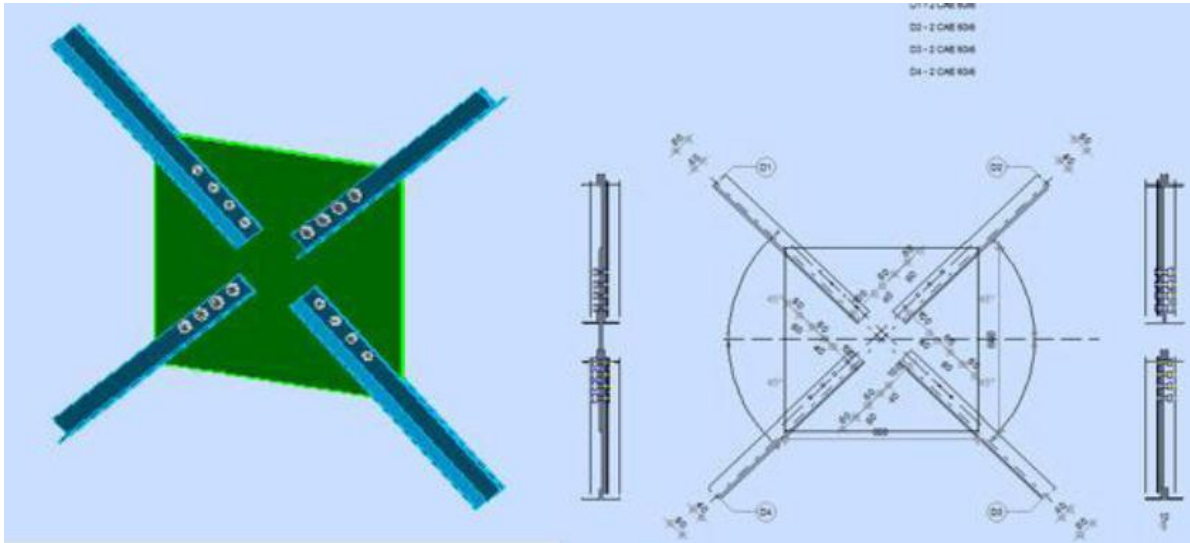


Figure VIII.4 Assemblage de la palée de stabilité.

Dimensionnement des boulons :

$$F_{V,sd} \leq F_{V,Rd} = 0.5A_s \frac{f_{ub}}{\gamma_{mb}}$$

$$\Rightarrow A_s \geq \frac{\gamma_{mb} \times F_{V,sd}}{0.5 f_{ub}}$$

$$A_s \geq \frac{1.25 \times 10.33}{0.5 \times 600}$$

$$\Rightarrow A_s \geq 43.04 \text{ mm}^2$$

On adopte des boulons de type M12 ; $A_s = 84.3 \text{ mm}^2$, $d_0 = 13 \text{ mm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{classe 6.8} \\ f_{yb} = 480 \text{ MPa} \\ f_{ub} = 600 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Distribution géométrique :

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right)$$

$$\frac{e_1}{3d_0} \geq 1 \Rightarrow e_1 \geq 3d_0$$

$$e_1 = 4 \text{ cm}$$

$$\frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} \geq 1 \Rightarrow p_1 \geq 1.25 \times 3d_0$$

$$p_1 = 5 \text{ cm}$$

• Vérification vis-à-vis des assemblages trop longs :

$$l = (n - 1)P_1 = (4 - 1) \times 5$$

$$l = 15 \text{ cm}$$

$$l \leq 15d = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm}$$

L'assemblage n'est pas long.

• **Pression diamétrale :**

a) Vérification de la cornière :

$$F_{b \text{ cornière}} = \frac{N_u}{4} \leq F_{b,Rd} = 2.5\alpha f_u dt_{corn} / \gamma_{mb}$$

$$F_{b \text{ cornière}} = \frac{41.3}{4} = 10.33 \text{ KN}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right)$$

$$\rightarrow \alpha = \min(1.02; 1.28; 1.67; 1)$$

$$\rightarrow \alpha = 1$$

$$F_{b,Rd} = 2.5 \times 1 \times 36 \times 1.4 \times \frac{0.8}{1.25} = 80.64 \text{ KN}$$

$$F_{b \text{ cornière}} = 10.33 \text{ KN} < F_{b,Rd} = 80.64 \text{ KN (Vérifiée)}$$

Pas de risque de rupture par pression diamétrale.

b) Rupture de la section nette :

$$N_{u,Rd} = 0.9 A_{nette} f_u / \gamma_{mb}$$

$$A_{nette} = 2(A_1 + \varepsilon A_2)$$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (80 - 13) \times 8 = 536 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1 = 1227 - (13 \times 8) - 536 = 587 \text{ mm}^2$$

$$\varepsilon = \frac{3 \times A_1}{3A_1 + A_2}$$

$$\varepsilon = 0.73$$

$$A_{nette} = 2 \times (536 + 0.73 \times 587) = 1929 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0.9 \times 1929 \times \frac{360}{1.25} \times 10^{-3} = 499.99 \text{ KN}$$

$$N_{u,Rd} = 499.99 \text{ KN} > F_{V,sd} = 10.33 \text{ KN (Vérifiée)}$$

VIII.8.2. Dimensionnement du cordon de soudure :

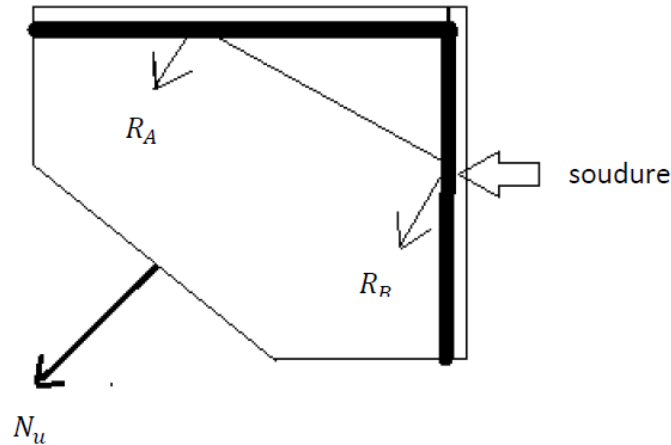


Figure VIII.5 : Cordon de la soudure.

$$R_{A,B} = \frac{N_u}{2} = \frac{41.3}{2} = 20.65 \text{ KN}$$

$$R_A \leq \frac{a \cdot l \cdot f_u}{\sqrt{3} \gamma_{mw} \beta_w}$$

On prend l'épaisseur du gousset : $t = 8 \text{ mm}$

$$\Rightarrow 3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5t$$

$$\Rightarrow 3 \text{ mm} \leq a \leq 4 \text{ mm}$$

On prend : $a = 4 \text{ mm}$

D'après EC3 :

$$a_{min} = 3 \text{ mm}$$

Donc on prend :

$$a = 4 \text{ mm}$$

$$R_A \leq \frac{a \cdot l \cdot f_u}{\sqrt{3} \gamma_{mw} \beta_w}$$

$$l \geq \frac{\sqrt{3} \gamma_{mw} \beta_w R_A}{a \cdot f_u}$$

$$\gamma_{mw} = 1.25 \text{ (Assemblage soudé).} \quad \beta_w = 0.8 \text{ (} f_u = 360 \text{ MPa)}$$

$$l \geq \frac{\sqrt{3} \times 1.25 \times 0.8 \times 20.65}{0.4 \times 36} = 2.48$$

Soit : $l = 3 \text{ cm}$

VIII.9. Assemblage poutre au vent :

VIII.9.1. Assemblage de la diagonale sur le gousset :

Distribution de N_u sur les boulons :

$$N_{t,sd} = N_u = 15.8 \text{ KN}$$

En utilisant de boulons ordinaires de classe 6.8

On choisit le nombre de nb=3 par cornière.

$$F_{V,sd} = \frac{N_u}{n \times p} = \frac{15.8}{3 \times 1} = 5.27 \text{ KN}$$

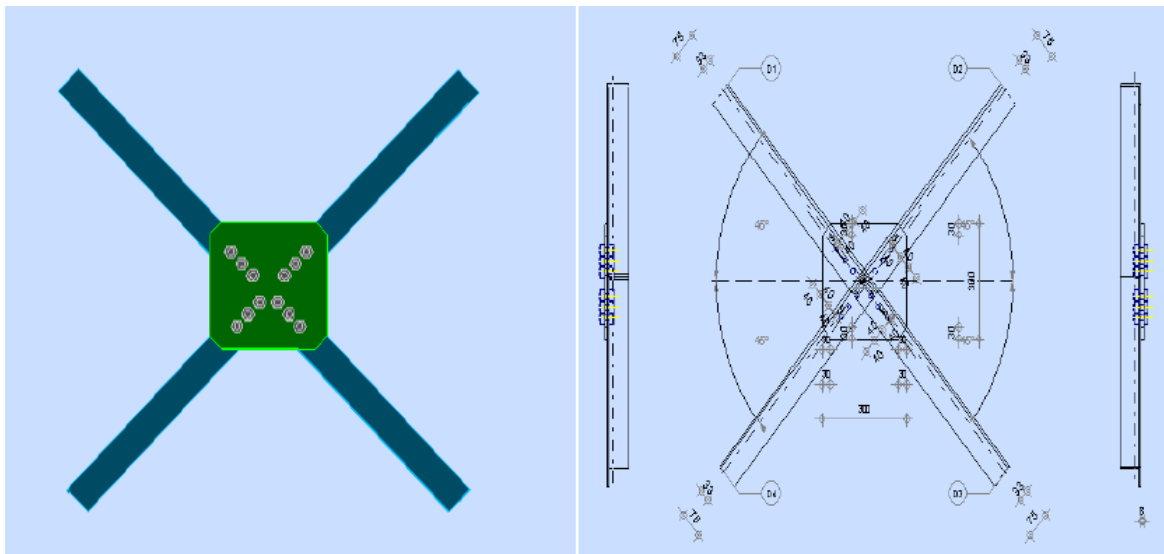


Figure VIII.6 Assemblage poutre au vent.

Dimensionnement des boulons :

$$F_{V,Rd} = 0.5A_s \frac{f_{ub}}{\gamma_{mb}}$$

$$\begin{cases} \text{classe 6.8} \\ f_{yb} = 480 \text{ MPa} \\ f_{ub} = 600 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$F_{V,sd} \leq F_{V,Rd} = 0.5A_s \frac{f_{ub}}{\gamma_{mb}}$$

$$\Rightarrow A_s \geq \frac{\gamma_{mb} \times F_{V,sd}}{0.5 f_{ub}} = \frac{1.25 \times 5.27 \times 10^3}{0.5 \times 600}$$

$$\Rightarrow A_s \geq 21.96 \text{ mm}^2$$

On adopte des boulons de type M10 ; $A_s = 58 \text{ cm}^2$, $d_0 = 11 \text{ mm}$

Distribution géométrique :

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right)$$

$$\frac{e_1}{3d_0} \geq 1 \Rightarrow e_1 \geq 3d_0$$

$$e_1 = 4 \text{ cm}$$

$$\frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} \geq 1 \Rightarrow p_1 \geq 1.25 \times 3d_0$$

$$p_1 = 5 \text{ cm}$$

• **Vérification vis-à-vis des assemblages trop longs :**

$$l = (n - 1)P_1 = (3 - 1) \times 5 = 10 \text{ cm}$$

$$l \leq 15d = 15 \times 1.1 = 16.5 \text{ cm}$$

L'assemblage n'est pas long.

• **Pression diamétrale :**

a) Vérification de la cornière :

$$F_{b \text{ cornière}} = \frac{N_u}{2} \leq F_{b,Rd} = 2.5\alpha f_u dt_{corn} / \gamma_{mb}$$

$$F_{b \text{ cornière}} = \frac{15.8}{3} = 5.27 \text{ KN}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right)$$

$$\rightarrow \alpha = \min(1.21; 1.51; 1.66; 1) \rightarrow \alpha = 1$$

$$F_{b,Rd} = 2.5 \times 1 \times 36 \times 1 \times \frac{0.9}{1.25} = 64.8 \text{ KN}$$

$$F_{b \text{ cornière}} = 5.27 \text{ KN} < F_{b,Rd} = 64.8 \text{ KN} \text{ (Vérifiée)}$$

Pas de risque de rupture par pression diamétrale.

b) Rupture de la section nette :

$$N_{u,Rd} = 0.9A_{nette}f_u / \gamma_{mb}$$

$$A_{nette} = 2(A_1 + \varepsilon A_2)$$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (60 - 11) \times 8 = 392 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1 = 903 - (11 \times 8) - 392 = 423 \text{ mm}^2$$

$$\varepsilon = \frac{3 \times A_1}{3A_1 + A_2}$$

$$\varepsilon = 0.73$$

$$A_{nette} = 2 \times (392 + 0.73 \times 423) = 1401.5 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0.9 \times 1235.84 \times \frac{360}{1.25} \times 10^{-3} = 363.28 \text{ KN}$$

$$N_{u,Rd} = 320.33 \text{ KN} > F_{V,sd} = 5.27 \text{ KN (Vérifiée)}$$

VIII.9.2. Dimensionnement de cordon de soudure :

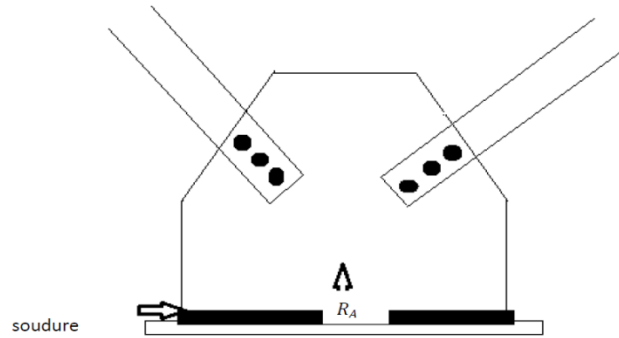


Figure VIII.7 : Cordon de soudure.

$$R_A = N_u = 15.8 \text{ KN}$$

$$R_A \leq \frac{a \cdot l \cdot f_u}{\sqrt{3} \gamma_{mw} \beta_w}$$

On prend l'épaisseur du gousset : $t = 8 \text{ mm}$

$$\Rightarrow 3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5t$$

$$\Rightarrow 3 \text{ mm} \leq a \leq 4 \text{ mm}$$

D'après EC3 :

$$a_{min} = 3 \text{ mm}$$

Donc on prend :

$$a = 4 \text{ mm}$$

$$R_A \leq \frac{a \cdot l \cdot f_u}{\sqrt{3} \gamma_{mw} \beta_w}$$

$$l \geq \frac{\sqrt{3} \gamma_{mw} \beta_w R_A}{a \cdot f_u}$$

$\gamma_{mw} = 1.25$ (Assemblage soudé).

$\beta_w = 0.8$ ($f_u = 360 \text{ MPa}$)

$$l \geq \frac{\sqrt{3} \times 1.25 \times 0.8 \times 15.8}{0.4 \times 36} = 2.9 \text{ cm}$$

Soit : $l = 3 \text{ cm}$

VIII.10. Assemblage poteau (HEA450) - poutre maitresse (IPE500) :

On calculera l'assemblage le plus sollicité :

$$\begin{cases} M = 453.07 \text{ KN} \\ V = 464.92 \text{ KN} \end{cases}$$

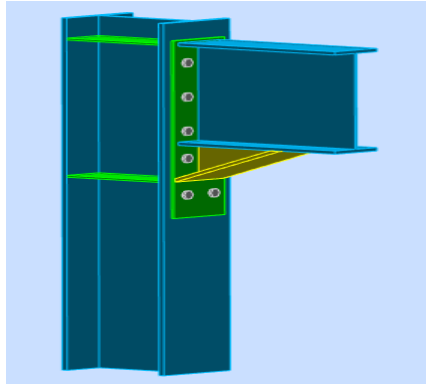


Figure VIII.8 Vue 3D de l'assemblage poteau-sommier.

VIII.10.1. Assemblage poteau-platine :

a) Détermination des efforts dans les boulons :

On considère que la platine est suffisamment épaisse de façon que la totalité des efforts appliqués se destitue entre les rangés de boulon tendus, par ailleurs l'effort de compression sera supposé concentré au centre de gravité de la semelle comprimée de la poutre.

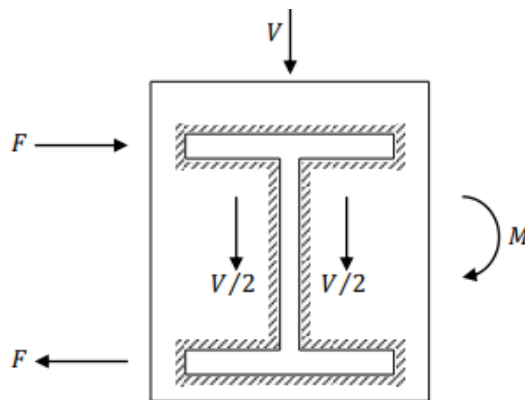


Figure VIII.9 Assemblage platine poutre

Poteau HEA450 :

$$\begin{cases} d_1 = 440 \text{ mm} \\ d_2 = 360 \text{ mm} \\ d_3 = 270 \text{ mm} \\ d_4 = 160 \text{ mm} \end{cases}$$

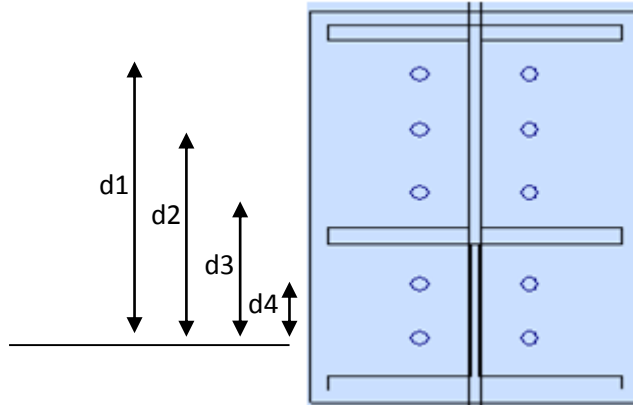


Figure VIII.10 : Assemblage poteau-platine.

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum_{i=1}^4 d_i^2}$$

$$N_1 = \frac{453.07 \times 0.39}{0.44^2 + 0.36^2 + 0.27^2 + 0.16^2} = 472.73 \text{ KN}$$

$$N_2 = 386.78 \text{ KN}$$

$$N_3 = 290.08 \text{ KN}$$

$$N_4 = 171.90 \text{ KN}$$

b) Pré dimensionnement des boulons :

Le pré dimensionnement des boulons repose sur le principe qu'il faut empêcher le découlement des plaques platine - semelle du poteau au niveau de la rangée supérieur la plus tendue.

$$N_1 \leq n \times F_p \dots\dots\dots (1)$$

$$F_p = 0.7 A_s f_{ub} \dots\dots\dots (2)$$

F_p : Force de précontrainte.

n : Le nombre de boulons par rangée.

De (1) et (2) :

$$A_s \geq \frac{N_1}{0.7 \times n \times f_{ub}}$$

$$A_s \geq \frac{472.73 \times 10^3}{0.7 \times 2 \times 800} = 422.08 \text{ mm}^2$$

⇒ On adopte pour des boulons M27 de classe 8.8 ; $A_s = 459 \text{ mm}^2$

c) Vérification au moment :

$$N_{t,Rd} = 0.7 \times n \times A_s \times f_{ub}$$

$$N_{t,Rd} = 0.7 \times 2 \times 459 \times 800 = 514.08 \text{ KN}$$

$$M_{Rd} = \frac{N_{t,Rd} \times \sum d_i^2}{d_i}$$

$$M_{Rd} = \frac{514.08 \times (0.44^2 + 0.36^2 + 0.27^2 + 0.16^2)}{0.44} = 492.62 \text{ KN.m}$$

$$M = 453.07 \text{ KN.m} < M_{Rd} = 492.62 \text{ KN.m (Vérifiée)}$$

d) vérification au cisaillement plus traction dans chaque boulon :

n = 10 boulons

$$F_{V,sd} = \frac{V}{n} = \frac{464.92}{10} = 46.49 \text{ KN}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$F_{V,sd} \leq F_{V,Rd} = K_s \times \mu \times n \times \left(\frac{F_p - 0.44 \times \frac{N_1}{2}}{\gamma_{ms}} \right)$$

$$F_{V,Rd} = 1 \times 0.3 \times 1 \times \left(\frac{257.04 - 0.44 \times \frac{472.73}{2}}{1.25} \right) = 36.73 \text{ KN}$$

Avec :

$$F_p = 0.7 \times A_s \times f_{ub}$$

$$F_p = 0.7 \times 459 \times 800 = 257.04 \text{ KN}$$

$$F_{V,sd} = 46.49 \text{ KN} > F_{V,Rd} = 36.73 \text{ KN (Non vérifiée)}$$

On augmente la section des boulons, on prend des boulons M30 avec $A_s = 561 \text{ mm}^2$ et on refait le calcul :

$$F_p = 0.7 \times 561 \times 800 = 314.16 \text{ KN}$$

$$F_{V,sd} = 46.49 \text{ KN} < F_{V,Rd} = 75.37 \text{ KN (Vérifiée)}$$

VIII.10.2. Assemblage platine-poutre :

Cette liaison se fera au moyen de cordon de soudure.

$$\begin{cases} M = 78.68 \text{ KN.m} \\ V = 124.73 \text{ KN} \\ N = 204.86 \text{ KN} \end{cases}$$

a) Epaisseur de la platine :

$$\text{Soit : } t = 15 \text{ mm}$$

b) Gorge reliant l'âme :

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5t$$

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 7.5 \text{ mm}$$

$$a = 5 \text{ mm}$$

c) Gorge reliant la semelle :

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5t_3 \text{ mm} \leq a \leq 7.5 \text{ mma} = 5 \text{ mm}$$

d) Distribution des efforts sur les différents cordons :**• Cordon âme platine :**

Chaque cordon reprend :

$$\frac{V}{2} = \frac{124.73}{2} = 62.365 \text{ KN}$$

$$l = h - 2t_f = 450 - 2 \times 14.6 = 420.8 \text{ mm}$$

$$N \leq \frac{a \cdot l \cdot f_u}{\sqrt{3} \gamma_{mw} \beta_w} \text{ EC3 Art 6.6.5.3}$$

$$\Rightarrow l \geq \frac{N \times \sqrt{3} \gamma_{mw} \beta_w}{a \times f_u}$$

$$\Rightarrow l \geq \frac{204.86 \times 0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3}}{0.5 \times 36} = 19.71 \text{ cm}$$

$$l = 48.08 \text{ cm} > 19.71 \text{ cm (Vérifiée)}$$

• Cordon semelle :

$$l = h - 2t_w = 450 - 2 \times 9.4 = 431.2 \text{ mm}$$

$$N \leq \frac{a \cdot l \cdot f_u}{\sqrt{3} \gamma_{mw} \beta_w} \text{ EC3 Art 6.6.5.3}$$

$$\Rightarrow l \geq \frac{N \times \sqrt{3} \gamma_{mw} \beta_w}{a \times f_u}$$

$$l \geq \frac{204.86 \times \sqrt{3} \times 1.25 \times 0.8}{0.5 \times 36}$$

$$\Rightarrow l \geq 19.71 \text{ cm}$$

$$l = 43.12 \text{ cm} > 19.71 \text{ cm (Vérifiée)}$$

VIII.11. Assemblage poutre-solive (bureau) :

Les solives sont articulées aux poutres porteuses par des cornières d'attache.

L'effort tranchant 'V' repris par l'assemblage est celui que transmet la solive à la poutre.

$$V = 24.16 \text{ KN}$$

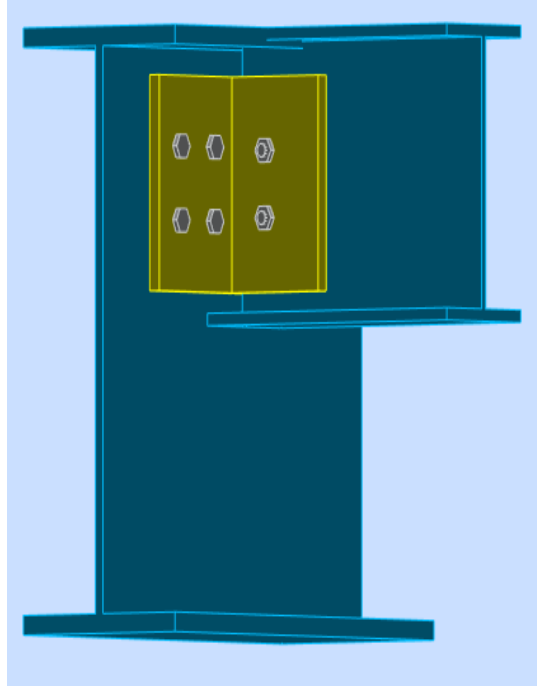


Figure VIII.11 Vue 3D de l'assemblage poutre solive.

a) Choix des boulons :

• Coté solive :

$$F_p = 0.7 A_s f_{ub}$$

$$\frac{F}{n_b} \leq K_s \times \mu \times n \times \frac{F_p}{\gamma_{ms}}$$

$$A_s \geq \frac{F \times \gamma_{ms}}{n_b \times K_s \times \mu \times n \times 0.7 \times f_{ub}}$$

$$\Rightarrow A_s \geq \frac{24.16 \times 1.25 \times 10^3}{2 \times 1 \times 2 \times 0.3 \times 0.7 \times 800}$$

$$A_s \geq 44.94 \text{ mm}^2$$

On choisit des boulons **M10 de classe 8.8**, avec : $A_s = 58 \text{ mm}^2$

• Coté poutre porteuse :

Soit un boulon M10 de classe 8.8 ($A_s = 58 \text{ mm}^2$) avec une cornière $L(50 \times 50 \times 5)$.

b) Disposition constructives :

Distances entre axes des boulons :

$$\begin{cases} 1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2.2d_0 \leq p_1 \leq 14t \\ 1.5d_0 \leq e_2 \leq 12t \end{cases} \quad \text{D'ou} \quad \begin{cases} 13.2\text{mm} \leq e_1 \leq 60\text{mm} \\ 24.2\text{mm} \leq p_1 \leq 70\text{mm} \\ 16.5\text{mm} \leq e_2 \leq 60\text{mm} \end{cases}$$

$$P_1 = 60 \text{ mm} \quad e_1 = 30 \text{ mm} \quad e_2 = 30 \text{ mm}$$

c) Vérification des boulons au cisaillement :**• Poutre porteuse :**

$$\frac{F}{n_b} \leq K_s \times \mu \times n \times \frac{F_p}{\gamma_{ms}}$$

$$F_p = 0.7 A_s f_{ub} = 0.7 \times 1 \times 800 \times 58 = 32.48 \text{ KN}$$

$$K_s \times \mu \times n \times \frac{F_p}{\gamma_{ms}} = 1 \times 0.3 \times 1 \times \frac{32.48}{1.25} = 7.79 \text{ KN}$$

$$\frac{F}{n_b} = \frac{24.16}{4} = 6.04 \text{ KN} < 7.79 \text{ KN (vérifiée)}$$

• Solive :

$$\frac{F_V}{n_b} = \frac{24.16}{2} = 12.08 \text{ KN}$$

$$F' = 2 \times 7.79 = 15.58 \text{ KN}$$

$$12.08 \text{ KN} < 15.58 \text{ KN} \quad (\text{Vérifiée})$$

VIII.12. Assemblage poutre-solive (stockage) :

$$V = 22.75 \text{ KN}$$

a) Choix des boulons :**• Coté solive :**

$$F_p = 0.7 A_s f_{ub}$$

$$\frac{F}{n_b} \leq K_s \times \mu \times n \times \frac{F_p}{\gamma_{ms}}$$

$$A_s \geq \frac{F \times \gamma_{ms}}{n_b \times K_s \times \mu \times n \times 0.7 \times f_{ub}} = \frac{22.75 \times 1.25 \times 10^3}{2 \times 1 \times 2 \times 0.3 \times 0.7 \times 800}$$

$$A_s \geq 42.32 \text{ mm}^2$$

On choisit des boulons **M10** de **classe 8.8**, avec : $A_s = 58 \text{ mm}^2$

• Coté poutre porteuse :

Soit un boulon M10 de classe 8.8 ($A_s = 58 \text{ mm}^2$) avec une cornière $L(50 \times 50 \times 5)$.

b) Disposition constructives :

Distances entre axes des boulons :

$$\begin{cases} 1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2.2d_0 \leq p_1 \leq 14t \\ 1.5d_0 \leq e_2 \leq 12t \end{cases} \quad \text{D'ou} \quad \begin{cases} 13.2\text{mm} \leq e_1 \leq 60\text{mm} \\ 24.2\text{mm} \leq p_1 \leq 70\text{mm} \\ 16.5\text{mm} \leq e_2 \leq 60\text{mm} \end{cases}$$

$$P_1 = 60 \text{ mm} \quad e_1 = 30 \text{ mm} \quad e_2 = 30 \text{ mm}$$

c) Vérification des boulons au cisaillement :

• **Poutre porteuse :**

$$\frac{F}{n_b} \leq K_s \times \mu \times n \times \frac{F_p}{\gamma_{ms}}$$

$$F_p = 0.7 A_s f_{ub} = 0.7 \times 1 \times 800 \times 58 = 32.48 \text{ KN}$$

$$K_s \times \mu \times n \times \frac{F_p}{\gamma_{ms}} = 1 \times 0.3 \times 1 \times \frac{32.48}{1.25} = 7.79 \text{ KN}$$

$$\frac{F}{n_b} = \frac{22.75}{4} = 5.68 \text{ KN} < 7.79 \text{ KN (vérifiée)}$$

• **Solive :**

$$\frac{F_V}{n_b} = \frac{22.75}{2} = 11.37 \text{ KN}$$

$$F' = 2 \times 7.79 = 15.58 \text{ KN}$$

$$11.37 \text{ KN} < 15.58 \text{ KN} \quad (\text{Vérifiée})$$

VIII.13. Pieds de poteaux :

La base des poteaux sert à transmettre les charges au sol à l'aide d'assise en acier, ces assises sont des plaques métalliques appelées : « Platine », fixées aux pieds des poteaux par des tiges d'ancrage sur le béton d'appui, dans notre cas on a un seul type de pieds à calculer, les poteaux (HEA450) qui sont encastés à leurs bases.

VIII.13.1. Pieds de poteaux encastés (HEA450) :

a) Dimensionnement des tiges d'ancrages :

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de traction le plus défavorable.

N_{MAX} (kn)	M_Y (kn.m)	V_Z (kn)
2006	63.81	30.8

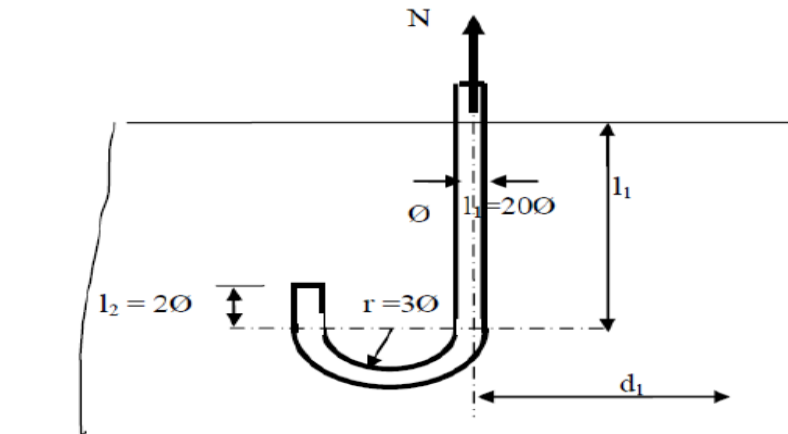


Figure VIII.12 Tige d'ancrage du pied du poteau.

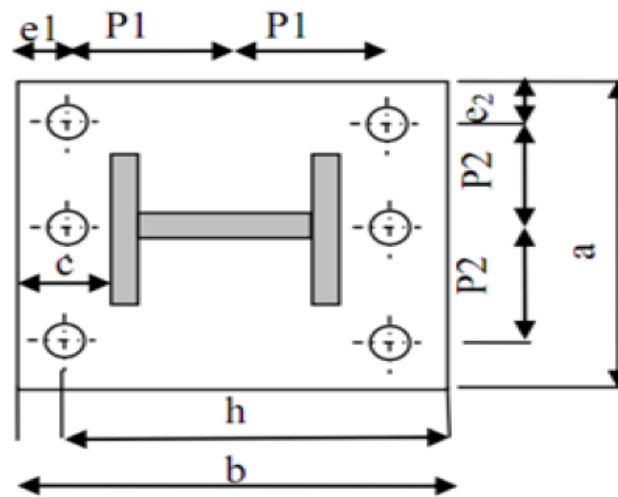


Figure VIII.13 Dispositions constructives.

$$b = h + 2c$$

h : la hauteur de la section HEA450 $\Rightarrow h = 440 \text{ mm}$

$$c = c' = 100 \text{ mm}$$

$$b = 440 + 2 \times 100 = 640 \text{ mm}$$

$$a = b' + 2c'$$

$$b' = 300 \text{ mm}$$

$$a = 500 \text{ mm}$$

h : la hauteur de la section de poteau

b : la largeur de la section de poteau

c : le débord on le prend 10cm

Les tiges d'ancrages se dimensionnent à la traction simple, sous un effort de traction F et avec vérification à l'effort de scellement N_a .

n : Nombre de tiges.

L'ancrage est réalisé par 6 tiges :

$$F = \frac{N_t}{n} + \frac{M_Y}{3P_2} = \frac{2006}{6} + \frac{63.81 \times 10^2}{3 \times 40} = 387.51 \text{ kn}$$

$$F \leq \frac{\pi \cdot \emptyset^2}{4} f_y$$

$$\emptyset \geq \sqrt{\frac{4F}{\pi \cdot f_y}} = \sqrt{\frac{4 \times 387.51}{3.14 \times 23.5}} = 4.6 \text{ cm}$$

$$\emptyset \geq 4.6 \text{ cm}$$

Donc on choisit pour les tiges le diamètre $\emptyset = 5 \text{ cm}$

Soit des tiges d'ancrages de 45 mm de diamètre.

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000}\right) \frac{\varphi}{\left(1 + \frac{\varphi}{d_1}\right)^2} (l_1 + 6.4r + 3.5l_2)$$

g_c : C'est le dosage en ciment du béton ; $g_c = 350 \text{ Kg/m}^3$

N_a = effort normal résistant par scellement d'une tige.

$$r = 3\varphi = 3 \times 5 = 15 \text{ cm}$$

$$l_2 = 2\varphi = 2 \times 5 = 10 \text{ cm}$$

$$l_1 = 20\varphi = 20 \times 5 = 100 \text{ cm}$$

$$d_1 = 10 \text{ cm}$$

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000}\right) \frac{5}{\left(1 + \frac{5}{10}\right)^2} (100 + 6.4 \times 15 + 3.5 \times 10)$$

$$N_a = 99.62 \text{ KN}$$

$$N_a = 99.62 \text{ KN} \ll 387.51 \text{ kn}$$

On remarque que résistance par scellement est très petit donc pour augmenter la résistance ont va augmenter les paramètres de la résistance par scellement (le diamètre de la tige l_1, l_2 et r)

Soit :

$$l_1 = 140 \text{ cm}$$

$$l_2 = 70 \text{ cm}$$

$$r = 30 \text{ cm}$$

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \frac{6}{\left(1 + \frac{6}{5} \right)^2} (140 + 6.4 \times 70 + 3.5 \times 30) = 298.85 < 387.51 \text{ kn}$$

D'où la condition est vérifiée.

b) Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = 0.04 < \frac{40}{6} = 6.66$$

Donc le centre de poussée se trouve dans le tiers central de la section.

$$A = \frac{3\pi R^2}{4} = 84.82 \text{ cm}^2$$

$$l = 41 \text{ cm}$$

$$h = 64 \text{ cm}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = 6.88$$

• La position de l'axe neutre élastique :

$$h'^3 + 3(l-h)h'^2 + 90A \frac{l}{b} \cdot h' - 90A \frac{l}{b} \cdot h = 0$$

$$h'^3 - 69h'^2 + 6259.72h' - 400621.82 = 0$$

$$h' = 66.05 \text{ cm}$$

• Vérification vis-à-vis du risque de l'écrasement du béton :

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\sigma_b \leq f_{bc}$$

Avec :

$$f_{bc} = 14.2 \text{ MPa (Béton de classe C25/30)}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times N_{sd} \times l}{h'(h - \frac{h'}{3})b} = \frac{2 \times 2006 \times 41 \times 10}{66.05 \left(64 - \frac{66.05}{3} \right) 50} = 11.86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 11.86 \text{ MPa} < f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \quad (\text{Vérifiée})$$

• Vérification des tiges tendues :

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\sigma_a \leq 235 \text{ MPa}$$

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \times \frac{l - h + \frac{h'}{3}}{\left(h - \frac{h'}{3} \right)} = \frac{2006}{84.82} \times \frac{41 - 64 + \frac{66.05}{3}}{\left(64 - \frac{66.05}{3} \right)} = 0.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_a = 0.55 \text{ MPa} < 235 \text{ MPa}$$

La contrainte est vérifiée

• **Vérification vis-à-vis du risque d'arrachement des tiges d'ancrage :**

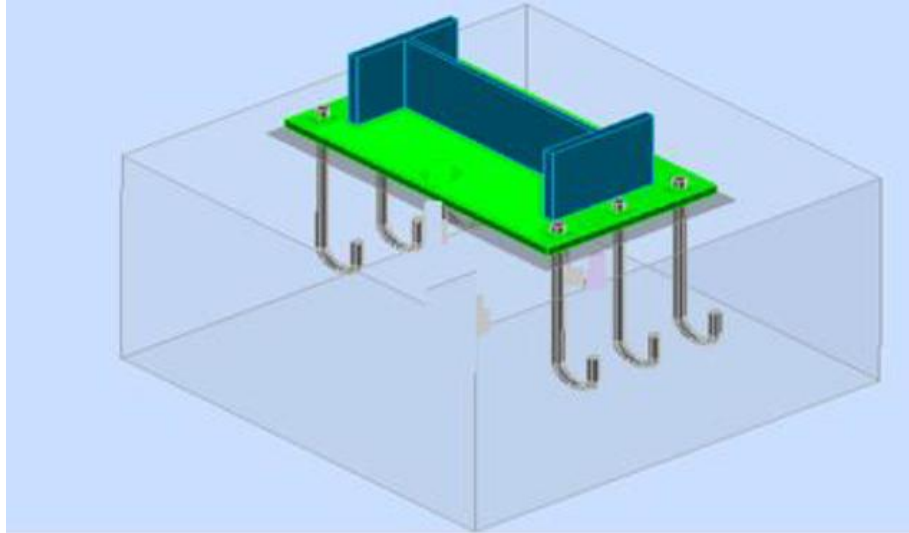


Figure VIII.14 Vue en 3D du pied de poteau encastré.

c) Dimensionnement de l'épaisseur de la platine :

• **Vérification de la section 1-1 :**

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal de contraintes situées à droite de la section, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire (1) et un diagramme triangulaire (2).

Les moments correspondants, pour une bonde de largeur unité (1 cm) et d'épaisseur t , sont : $M_1 = 11.86 \times 10 \times 10 / 2 \times 10^{-3} = 0.593 \text{ KN.m}$

$$M_2 = \left(10 \times \frac{1.795}{2} \right) \frac{10}{3} \times 10^{-3} = 0.029 \text{ KN.m}$$

$$M = M_1 - M_2 = 0.564 \text{ KN.m}$$

• le module d'inertie de la platine

Pour $b = 1 \text{ cm}$:

$$\frac{I}{V} = \frac{\left(\frac{b \cdot t^3}{12} \right)}{\frac{t}{2}} = \frac{b \cdot t^2}{6}$$

• la contrainte de flexion dans la section est :

$$\frac{M}{W_{el}} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{0.564 \times 6}{10^{-2} \times 23.5}} = 3.79 \text{ cm}$$

$$t \geq 3.79 \text{ cm}$$

• **Vérification de la section 2-2 :**

Par le même raisonnement, on aura le moment maximal : $M = M_1 = 0.593 \text{ KN.m}$

$$t \geq \sqrt{\frac{0.593 \times 6}{10^{-2} \times 23.5}} = 3.89 \text{ cm}$$

$$t \geq 3.89 \text{ cm}$$

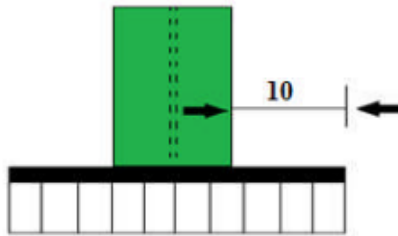


Figure VIII.15 Vérification de la section 2-2.

• Vérification de la section 3-3 :

Du coté tendu, la platine est soumise à un moment : $M = 0.1T$

$$T = A \cdot \sigma_a = 84.82 \times 0.55 = 46.65 \text{ KN.}$$

$$M = 46.65 \times 0.1 = 4.66 \text{ KN.m}$$

$$W_{el} = \frac{50 \cdot t^2}{6}$$

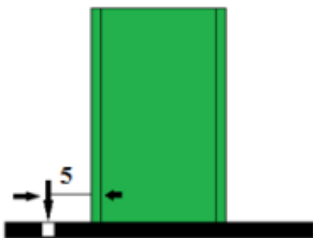


Figure VIII.16 Vérification de la section 3-3.

Il faut donc vérifier que :

$$t \geq \sqrt{\frac{4.66 \times 6 \times e^2}{50 \times 23.5}} = 0.2 \text{ cm}$$

Conclusion :

On prendra une platine d'épaisseur : $t = 2 \text{ cm.}$

Chapitre IX :
Etude de l'infrastructure

IX.1. INTRODUCTION :

Les fondations d'une construction sont conçues pour transmettre toutes les sollicitations de la superstructure au sol, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque, de leur bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

Le calcul va se faire au début sur les pieds de poteaux en déterminant toutes les dimensions et paramètres, ensuite l'étude de l'infrastructure qui demande la reconnaissance géologique et géotechnique du terrain, car l'étude des fondations et leurs dimensions dépendent des caractéristiques physiques et mécaniques du sol.

- **Choix des fondations :**

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction
- La qualité du sol de fondation.

Donc son calcul ne peut être effectuée que lorsqu'on connaît la superstructure et ces charges.

- **Les caractéristiques du sol :**

- La contrainte admissible du sol tirée de la portance : $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$ (rapport de sol).
- Le site est de catégorie S3 qui concerne les sols meuble.
- La profondeur d'ancrage : $D = 5 \text{ m}$

IX.2. Calcul des fondations sous poteaux :

Les fondations seront calculées suivant les deux sens, longitudinal et transversal, sous les combinaisons suivantes :

Les combinaisons citées par le RPA99 V2003. Art.10.1.4.1:

-G + Q + E-0.8G + E

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91 :

-ELU: 1.35G+1.5Q-ELS : G+Q

Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous :

Sollicitation	Situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
N_{\max} (KN)	1453.3	2006	1447.59
M_y (KN.m)	17.7	-63.81	1.06
M_z (KN.m)	44.33	1.89	-45.93
V_y (KN)	5.25	0.55	0.39
V_z (KN)	22.62	30.8	22.18

Tableau IX.1 : Les sollicitations les plus défavorables

IX.2.1. Pré dimensionnement de la semelle :

Les dimensionnements de la semelle sont choisis de manière qu'elles soient homothétiques avec celle du pied de poteau, les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base (h×b), donc les semelles sont rectangulaires (H×B).

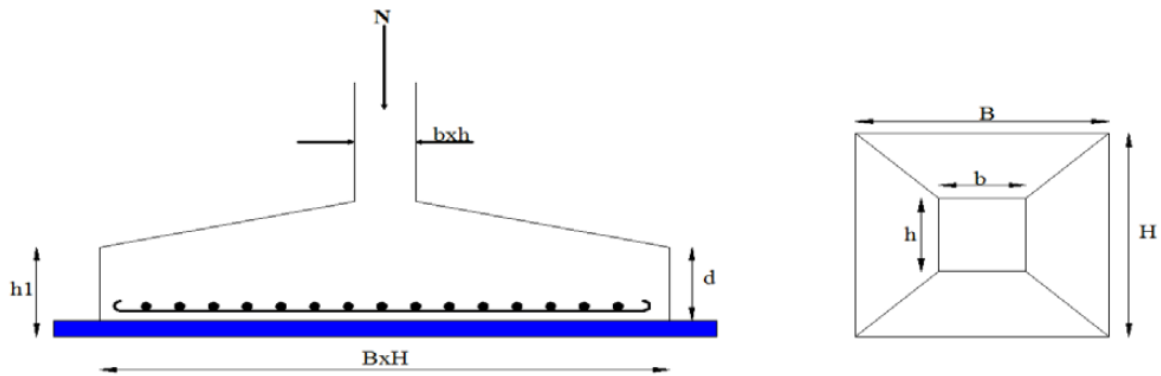


Figure IX.1 : Vue d'une semelle isolée

• **Critère de non poinçonnement :**

- $\sigma_M < 2\sigma_{sol}$: Situation accidentelle

- $\sigma_M < 1.33\sigma_{sol}$: Situation durable

σ_M : Contrainte maximale dans la semelle donnée par la formule suivante:

$$\sigma_M = \frac{N}{H \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_M = \frac{N}{H \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right)$$

$$e_0 = \frac{M_y}{N}$$

on a $\sigma_{sol} = 2$ bars

h=80 cm Et b =80cm

$$\frac{h}{b} = \frac{H}{B} \rightarrow H = B$$

• **Situation accidentelle :**

$$\sigma_M < 2\sigma_{sol}$$

$$e_0 = \frac{17.7}{1453.3} = 0.012 \text{ m}$$

$$\frac{N}{H \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$-400B^3 + 1453.3B + 106.2 \geq 0$$

$$B \geq 1.94 \text{ m}$$

donc on a B = 2m et H =2m

• **Situation durable :**

$$\sigma_M < 1.33\sigma_{sol}$$

$$e_0 = \frac{1.06}{1447.59} = 0.00073 \text{ m}$$

$$\frac{N}{H \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right) \leq 1.33\sigma_{sol}$$

$$-266B^3 + 1447.59B + 6.36 \geq 0$$

$$B \geq 2.33 \text{ m}$$

donc on opte pour toutes les semelles : B = 3 m et H = 3 m

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B - b}{4} \\ \frac{H - h}{4} \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{3 - 0.8}{4} = 0.55 \text{ cm} \\ \frac{3 - 0.8}{4} = 0.55 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prend d = 55cm

$$h_1 = d + c = 55 + 5 = \mathbf{60 \text{ cm}}$$

l₁ : hauteur de l'amorce de poteau

$$l_1 = 5 - 0.5 = \mathbf{4.5m}$$

Poids de la semelle :

$$P = H \times B \times h_1 \times f_{c28} = 3 \times 3 \times 0.6 \times 25 = 135 \text{ MN.m}$$

IX.2.2.Choix de la semelle

Avec une capacité portante du terrain égale à 2 bars, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles isolés.
- Semelles filantes.
- Radier général.

On opte pour des semelles isolées.

Les moments à la base :

$$M_{by} = M_y + T_z \cdot (h_1 + l_1)$$

$$M_{bz} = M_z + T_y \cdot (h_1 + l_1)$$

Sollicitation	Situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
N _{max} (KN)	1453.3	2006	1447.59
M _{by} (KN.m)	133.06	93.27	114.17
M _{bz} (KN.m)	71.11	4.3	-43.94

Tableau IX.2 sollicitations à la base des semelles.

IX.2.3. Vérification des contraintes :

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes:

$$\begin{aligned}
 \text{Sens H} & \left\{ \begin{aligned} \sigma_{\max} &= \frac{N}{H \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right) \leq \begin{cases} 2\sigma_{\text{sol}} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1.33\sigma_{\text{sol}} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} &= \frac{N}{H \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{H} \right) \text{ Avec } e_0 = \frac{M_z}{N} \end{aligned} \right. \\
 \text{Sens B} & \left\{ \begin{aligned} \sigma_{\max} &= \frac{N}{H \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq \begin{cases} 2\sigma_{\text{sol}} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1.33\sigma_{\text{sol}} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} &= \frac{N}{H \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right) \text{ Avec } e_0 = \frac{M_y}{N} \end{aligned} \right.
 \end{aligned}$$

$$2\sigma_{\text{sol}} = 2 \times 200 = 400 \text{ KN/m}^2.$$

$$1.33\sigma_{\text{sol}} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

Les contraintes sont données dans le tableau suivant :

Cas de Chargement	Sens	e ₀ (m)	σ _{max} (bar)	σ _{min} (bar)	σ _{moy} (bar)
Accidentelle	Sens H	0.049	1.77	1.45	1.69 < 4
	Sens B	0.091	1.91	1.32	1.76 < 4
Durable ELU	Sens H	0.0021	2.23	2.21	2.22 < 2.66
	Sens B	0.046	2.43	2.02	2.33 < 2.66
Durable ELS	Sens H	0.030	1.78	1.51	1.65 < 2.22
	Sens B	0.079	1.86	1.35	1.73 < 2.66

Tableau. IX.3 Vérification des contraintes dans le sol

Les contraintes moyennes sont vérifiées donc la section de la semelle est B= 3 m et H=3 m

IX.2.4. Vérification de la stabilité au renversement : (RPA 99 v 2003. Art.10.1.5)

Dans le cas accidentel, il faut vérifier que:

$$e_0 \leq \begin{cases} \frac{H}{4} = \frac{3}{4} = 0.75 \text{ m} \rightarrow \text{Sens H} \\ \frac{B}{4} = \frac{3}{4} = 0.75 \text{ m} \rightarrow \text{Sens B} \end{cases}$$

Sens H: e₀= 0.049 m < 0.75m

Sens B: e₀= 0.091 m < 0.75m

Donc la vérification au renversement est satisfaite.

IX.2.5. Détermination des armatures de la semelle :

On a deux conditions à vérifier :

$$(1) \begin{cases} e_0 \leq \frac{h}{6} \rightarrow \text{Sens H} \\ e_0 \leq \frac{b}{6} \rightarrow \text{Sens B} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} e_0 \leq \frac{H}{24} \rightarrow \text{Sens H} \\ e_0 \leq \frac{B}{24} \rightarrow \text{Sens B} \end{cases}$$

Si les deux conditions sont vérifiées, les armatures seront calculées sous un effort normal fictif :

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{H} \right) \rightarrow \text{sens H}$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{sens B}$$

Si l'une des deux conditions est vérifiée, les armatures seront calculées sous un moment M_1

$$M_1 = (4 \times H + 0.3 \times a - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{H}{2} - 0.35 \times a}{\frac{H}{2} \times e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens H}$$

$$M_1 = (4 \times B + 0.3 \times b - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{B}{2} - 0.35 \times b}{\frac{B}{2} \times e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens B}$$

A. ELU (1.35G+1.5Q) :

- **Armatures parallèles à H:**

$$\begin{cases} e_0 = 0.0021m < \frac{0.8}{6} = 0.133m \\ e_0 = 0.0021m < \frac{3}{24} = 0.125m \end{cases}$$

Calcul de N' :

$$N' = 2006 \left(1 + \frac{3 \times 0.0021}{3} \right) = 2010.2KN$$

$$A_u = \frac{[N'(B - b)]}{8 \times d \times f_{st}} = \frac{[2010.2(3 - 0.8)]}{8 \times 0.55 \times 348} = 22.32cm^2$$

avec : $f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA}$

- **Armatures parallèles à B:**

$$\begin{cases} e_0 = 0.046 \text{ m} < \frac{0.8}{6} = 0.133\text{m} \\ e_0 = 0.046 \text{ m} < \frac{3}{24} = 0.125\text{m} \end{cases}$$

Calcul de N' :

$$N' = 2006 \left(1 + \frac{3 \times 0.046}{3} \right) = 2098.27 \text{ KN}$$

$$A_u = \frac{[N'(H - h)]}{8 \times d \times f_{st}} = \frac{[2098.27(3 - 0.8)]}{8 \times 0.55 \times 348} = 23.29 \text{ cm}^2$$

B. ELS (G+Q) :

- **Armatures parallèles à H:**

$$\begin{cases} e_0 = 0.03\text{m} < \frac{0.8}{6} = 0.133\text{m} \\ e_0 = 0.03\text{m} < \frac{3}{24} = 0.125\text{m} \end{cases}$$

Calcul de N' :

$$N' = 1447.59 \left(1 + \frac{3 \times 0.03}{3} \right) = 1491.02 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{[N'(B - b)]}{8 \times d \times f_{st}} = \frac{[1491.02(3 - 0.8)]}{8 \times 0.55 \times 201.6} = 28.57 \text{ cm}^2$$

avec : $f_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{c28}} \right] = 201.6 \text{ MPA}$

- **Armatures parallèles à B:**

$$\begin{cases} e_0 = 0.079\text{m} < \frac{0.8}{6} = 0.133\text{m} \\ e_0 = 0.079\text{m} < \frac{3}{24} = 0.125\text{m} \end{cases}$$

Calcul de N' :

$$N' = 1064.32 \left(1 + \frac{3 \times 0.079}{3} \right) = 1561.9 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{[N'(H - h)]}{8 \times d \times f_{st}} = \frac{[1561.9(3 - 0.8)]}{8 \times 0.55 \times 201.6} = 29.93 \text{ cm}^2$$

Donc on opte pour : 17HA16=34.17 cm²

- **Condition de non fragilité :**

$$\text{Min}A_H = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times H \times h_1 = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 300 \times 60 = 21.735 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min}A_B = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \times h_1 = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 300 \times 60 = 21.735 \text{ cm}^2$$

- **Dispositions constructives :**

Les armatures seront munies des crochets si : ($l_s > B/4$ sens B et $l_s > A/4$ sens A)

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{tj}}$$

l_s :longueur de scellement

$\psi_s = 1.5 \rightarrow HA$

Suivant B : $l_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1} = 56.44 \text{ cm} < B/4 = \frac{300}{4} = 75 \text{ cm}$

Suivant H : $l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1} = 56.44 \text{ cm} < H/4 = \frac{300}{4} = 75 \text{ cm}$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle, sans crochets.
Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

X.2.4. Schéma de ferrailage

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Situation	Armatures	A_{min} (cm ²)	Choix des barres	A_s (Cm ²)	L_s (Cm)	St (Cm)
ELS	Sens (H)	21.735	17HA16	34.16	56.44	18
	Sens (B)	21.735	17HA16	34.16	56.44	18

Tableau IX.4 armatures dans la semelle.

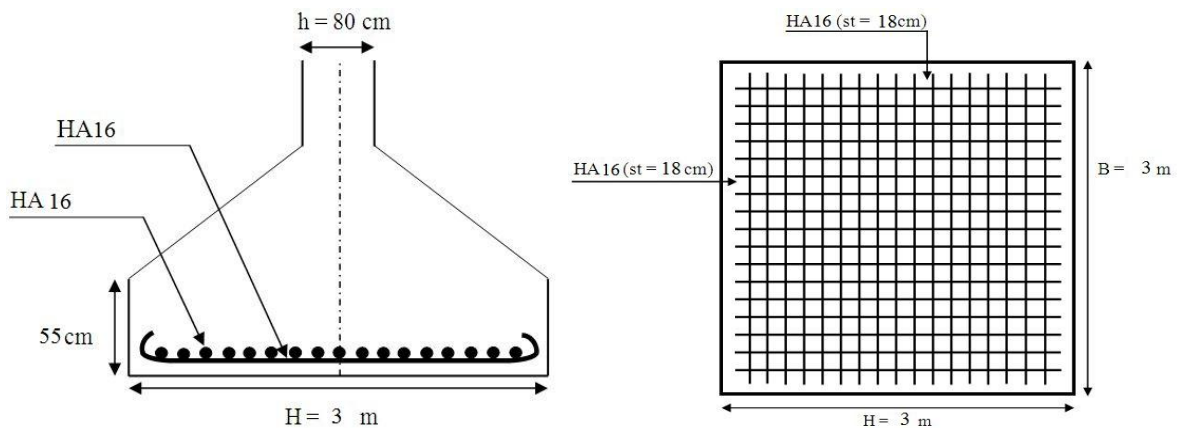


Figure IX.2 Schéma de ferrailage d'une semelle

IX.3. Calcul des longrines :

Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles. Elles sont soumises à des forces axiales de traction, ils sont en béton armé ou en béton précontraint.

IX.3.1. Pré dimensionnement :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le RPA99vs2003 sont :

25 cm x 30 cm : sites de catégorie S2 et S3

30 cm x 30 cm : sites de catégorie S4

Pour notre cas on optera pour des longrines de section : (25x30) cm²

IX.3.3. Calcul du Ferrailage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à l'action d'une force de traction qui est égale à :

$$N_t = \max\left(\frac{N_t}{\alpha}; 20KN\right)$$

A L'ELU :

$$N_t = \left(\frac{2006}{12}\right) = 167.17 \text{ KN} > 20KN$$

A L'ELS :

$$N_t = \left(\frac{1447.59}{12}\right) = 120.63 \text{ KN} > 20KN$$

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée ($\alpha = 12$ (zone IIa, site S2))

$$N_t = \max(167.17 ; 120.63 ; 20)KN = 167.17 \text{ KN}$$

A. Armatures longitudinales :

$$A_u = \frac{N_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{167.17}{348} = 4.80 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{N_s}{\sigma_s} = \frac{120.63}{201.6} = 5.98 \text{ cm}^2$$

on choisit une section de : (25 × 30)cm² → $A_{\min} = 0.6\% \times 25 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$

$A_{\min} < A \Rightarrow$ On ferraille avec $A_s = 5.98 \text{ cm}^2$

Ont Choisi :6 HA12=6.79 cm².

B. Armatures transversales :

$S_t \leq \min(20 \text{ cm}, 15\phi) \rightarrow$ on choisit un cadre et un étrier Ø8, pour un espacement de 12cm.

C. Vérification de la condition de non fragilité :

$$A = 6.79 \text{ cm}^2 \leq 0.23bd \frac{f_{c28}}{f_e} = 3.94 \text{ cm}^2 \text{ (Vérifiée)}$$

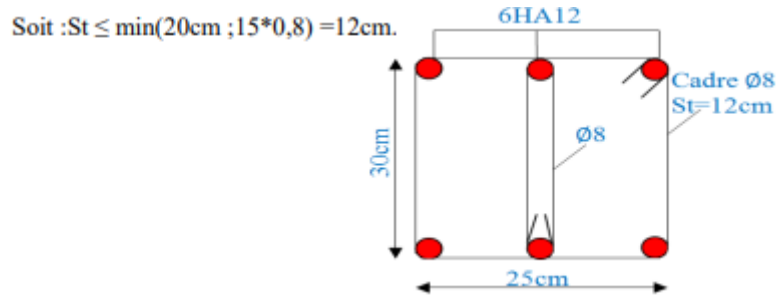


Figure IX.3 Schéma de ferrailage des longrines

IX.4. Calcul des futs :

Les fondations sont ancrées à $D = 5\text{m}$; l'assemblage platine massif doit être au-dessous du sol donc on prévoit un poteau en BA (fut) de dimension $(80 \times 80)\text{cm}^2$.

Le fut est soumis à un effort normal, un effort tranchant et un moment fléchissant. Le ferrailage de la section sera calculé en flexion composé.

On calculera uniquement le fut le plus sollicité ; par les efforts (M, N, T).

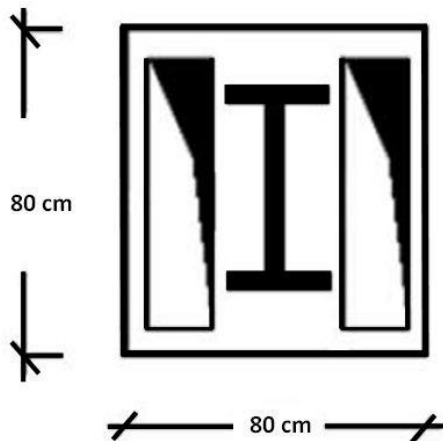


Figure IX.4 section du fut à ferrailer.

$N_u = 456.57\text{KN}$ $M_u = 302.55\text{ KN.m}$ $V_u = -150.87\text{ KN}$

$$e = \frac{302.55}{456.75} = 0.66\text{m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.8}{6} = 0.13\text{m}$$

$e > \frac{h}{6} \rightarrow$ la section partiellement comprimé.

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

Calcul de M_{uA} :

$$M_{uA} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 302.55 + 456.57 \left(0.75 - \frac{0.8}{2} \right) = 462.35\text{ KN.m}$$

Calcul de μ_{bu} :

$$\mu_{bu} = M_{uA} / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 462.35 / (0.8 \times 0.75^2 \times 14.2) = 0.072$$

$$\mu_{bu} = 0.072 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A = 0$$

Calcul de A :

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z} \times f_{st}$$

$$\text{Avec : } z = d \times (1 - 0.4\alpha) \text{ et } \alpha = 1.25\sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} = 1.156 \text{ et } z = 0.4032$$

$$A_1 = \frac{462.35}{0.4032} \times 348 = 39.9 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 + \frac{N_u}{f_{st}} = 40.21 \text{ cm}^2$$

La section minimale d'armature longitudinale est :

$$A_{min} = \frac{0.23 f_{t28} b d}{f_e} = 7.25 \text{ cm}^2 \text{ donc on ferraille avec } A.$$

$$\text{Soit } 16\text{HA}14 + 14\text{HA}12 = 40.48 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

Soit trois cadres \emptyset_{10} et des épingles de diamètre \emptyset_8 dont l'espacement max est donné par le RPA :

Dans la zone nodale :

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \quad S_t = 10 \text{ cm}$$

Dans la zone courante :

$$S_t \leq \min\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\emptyset\right) = 16 \text{ cm} \text{ soit } S_t = 16 \text{ cm}$$

Selon RPA99/2003 (art 7.4.2.1) la section minimale d'armature longitudinale est :

$$A_{s.min} = 0.9\% b \times h = 57.6 \text{ cm}^2$$

Le choix de la section est : 16HA14 + 16HA16

- **Armatures transversales :**

Soit trois cadres de diamètre $\phi 10$ dont l'espacement max est donné par le RPA comme suit :

Dans la zone nodale : $St \leq 10\text{cm}$ on prend $St = 10\text{cm}$

Dans la zone courante : $St \leq \min\left(\frac{b}{2} ; \frac{h}{2} ; 10\phi\right) \leq 20\text{cm}$

Avec ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales

On prend $St = 16\text{ cm}$.

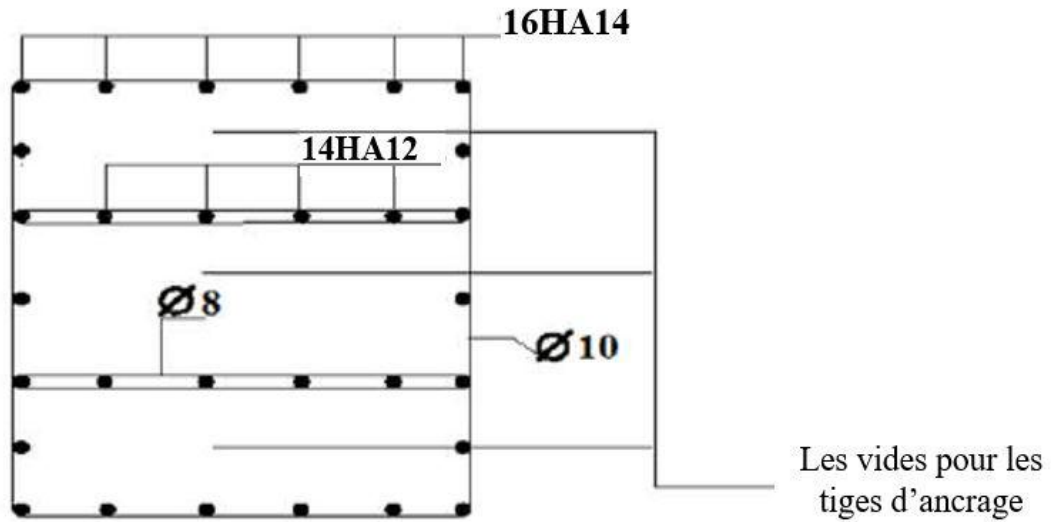


Figure IX.5 Schéma de ferrailage des futs.

Conclusion générale

Conclusion générale

Conclusion générale :

Ce mémoire nous a permis d'élargir nos connaissances dans le domaine de la construction métallique qui est un domaine très vaste et d'acquérir de nouvelles connaissances complémentaires nécessaires pour notre formation.

Cette expérience nous a permis :

- D'étudier les éléments principales et secondaires de la structure et comprendre ses comportements et maîtriser les méthodes de calcul utilisées en respectant les différents règlements.
- L'analyse dynamique a permis de montrer l'impact de séisme sur la structure, et les distributions de la force sismique et son effet sur leur stabilité à l'aide d'un logiciel de calcul structurel ROBOT.
- La disposition du contreventement constitue une étape importante et joue un rôle très important dans le comportement global de la structure. Dans notre cas un contreventement par poutre au vent en toiture est adopté et, des palées de stabilité en façade sur les deux sens sont indispensables et permettent de limiter les déplacements et donc les efforts internes dans les éléments structuraux.
- Cette étude nous a permis de conclure que la structure métallique présente certains avantages par rapport à la structure en béton armé, tel que la flexibilité, la bonne résistance à l'effort sismique (réduction des efforts à la base de la structure).

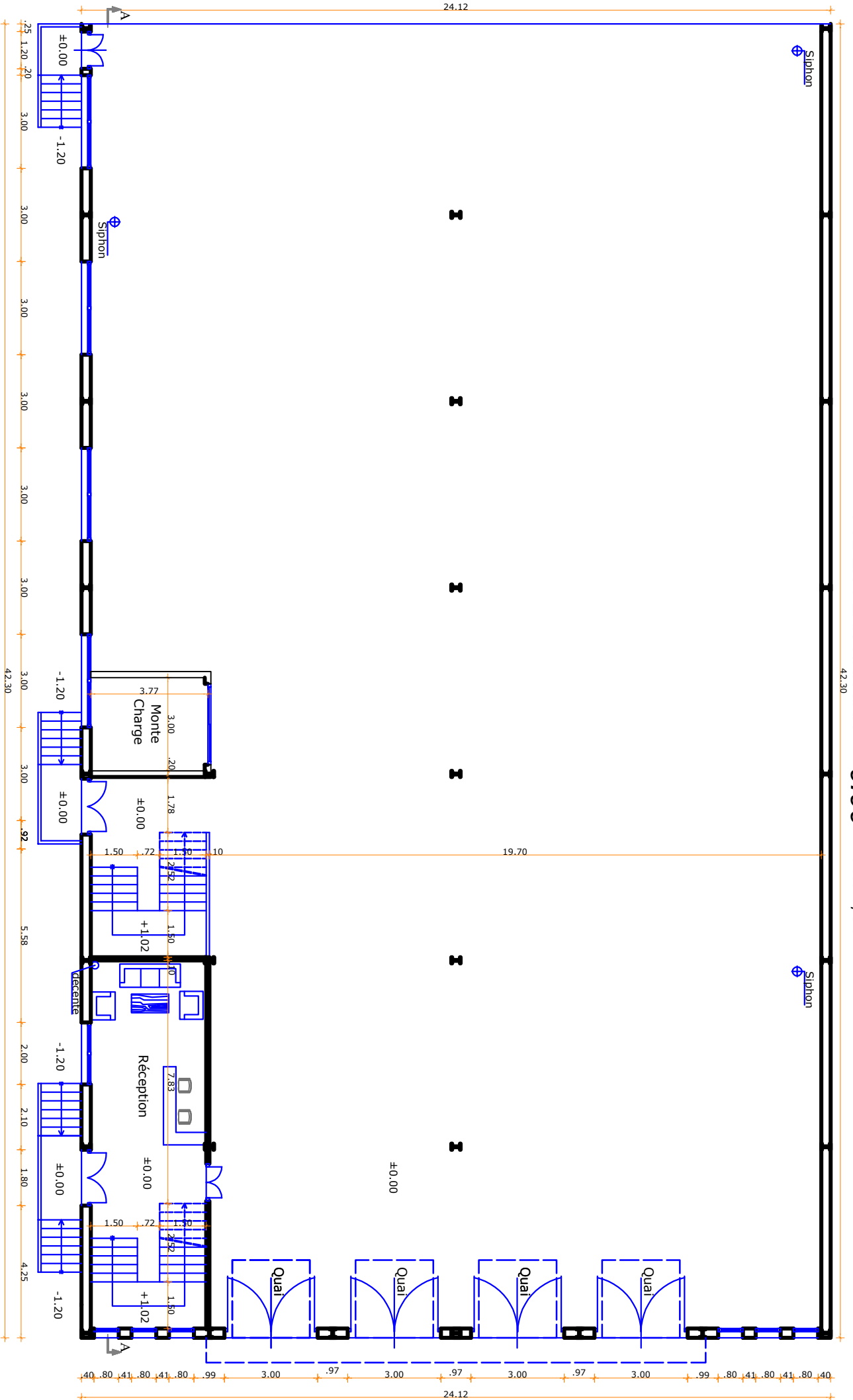
Enfin, notre objectif final lors de cette étude est l'obtention d'un ouvrage résistant et garantissant la sécurité structurale de la construction et aussi la sécurité de ses exploitants tout en prenant en compte l'aspect économique.

Nous espérons que ce modeste travail sera référencé pour d'autres projets de fin d'étude à venir.

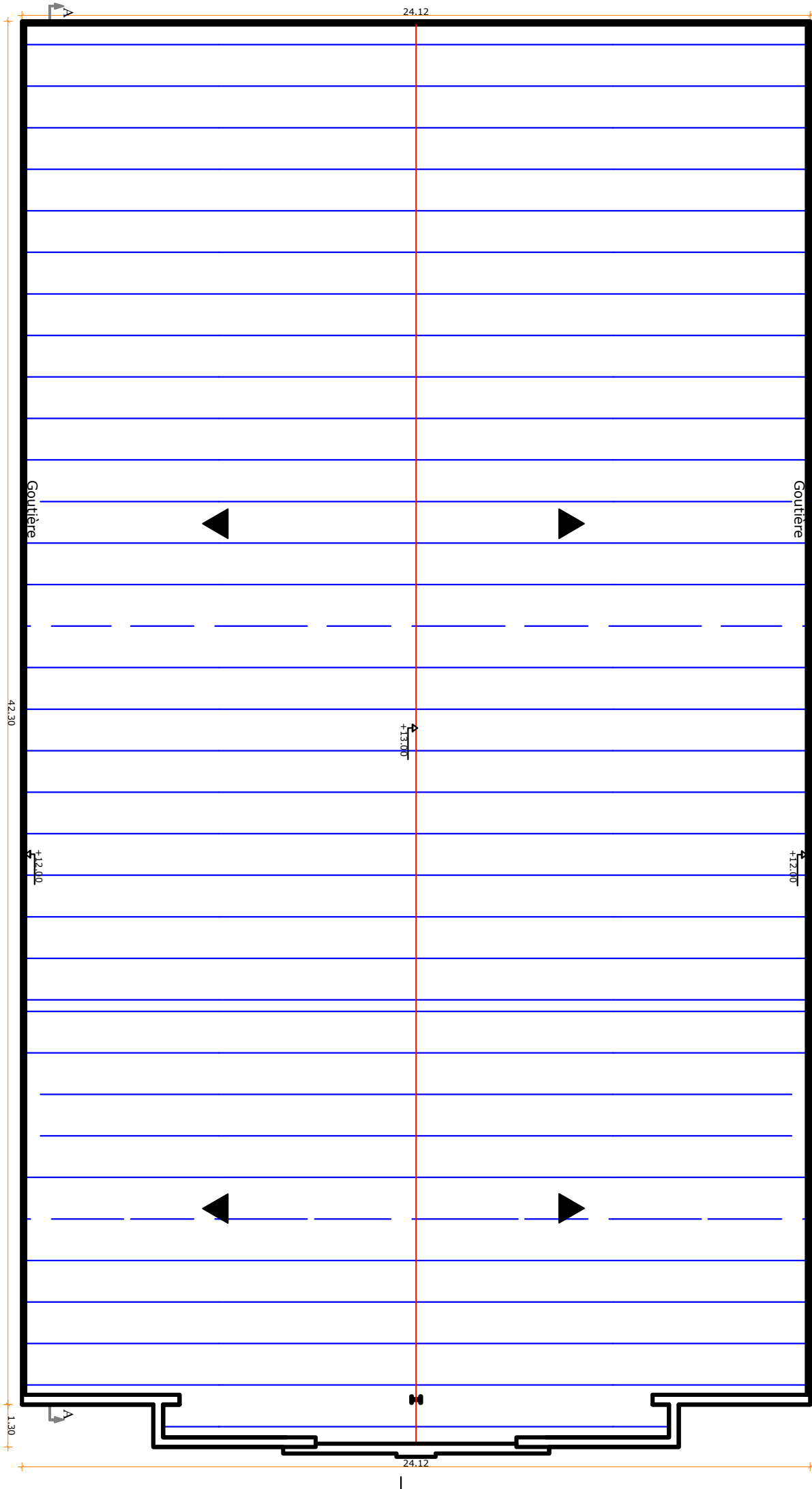
- **D.T.R C 2-4.7** ; Règlement Neige et Vent« **RNVA 2013** ».
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Acier« **CCM97** ».
- Règles Parasismiques Algériennes **RPA99/Version 2003**, Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger.
- **D.T.R B C – 2.2** ; Charge Permanentes et Charges d’exploitation, Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger.
- **EUROCODE 3** ; Calcul des éléments résistants d’une construction métallique. Office des publications universitaires, 2009.
- Cours de troisième année, première et deuxième année master.
- **B.A.E.L 91** : Béton Armé aux Etats Limites, troisième tirage, Eyrolles, 1997.
- Projets de fin d’étude (université de Bejaïa).
- Calcul des Structures Métalliques selon **l’Eurocode 3**. Jean Morel. Eyrolles Paris, 2008

VUE EN PLAN HANGAR ±0.00 *ech 1/150*

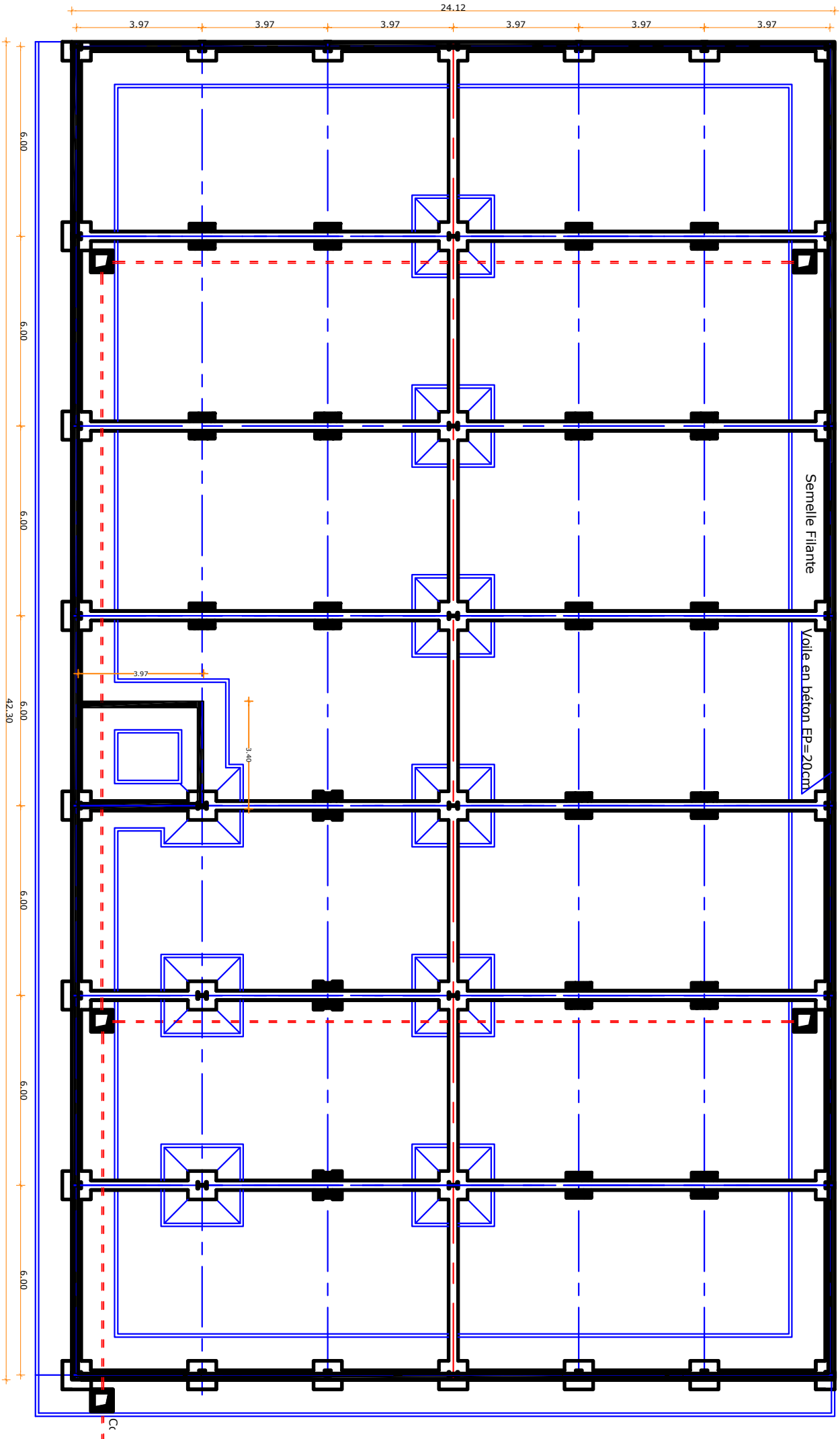
42.30



TS
cleur



VUE EN PLAN TOITURE *ech 1/50*



VUE EN PLAN FONDATIONS *ech 1/50*

CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Après exploitations des résultats des essais effectués ; l'analyse subséquente qui a été faite nous amène à conclure ce qui suit :

1-Contexte Géologique

Le sol de fondations de l'ouvrage est constitué d'une formation géologique appartenant au terrain sédimentaire composés de.

a -Les Flyschs Kabyles :

En Kabylie les nappes de flyschs sont charriées à la fois sur les zones externes et sur les zones internes (BOUDIAF .A.1996).

Les flyschs kabyles ont été définis et subdivisés en flyschs maurétaniens va de la base du crétacé inférieur (calcaire fins à calpionelles) à l'Yprésien-lutétien (conglomérats) l'essentiel du flyschs « albo-aptien » se rattache au flyschs massylien les flyschs kabyles se trouvent aussi bien en position interne qu'externe.

Ce sont des nappes qui se sont mises en place au burdigalien (BOUDIAF .A.1996).

Selon Bouillin (1986) les flyschs se sont déposés au sud de la marge des kabyles lorsque ces dernières étaient encore accolées au continent européen.

b-le Miocène d'Akbou :

le miocène d'akbou , est une importante assise conglomératique et gréseuse. Les faciès de ces conglomérats montrent des éléments provenant du démantèlement de la chaîne calcaire et des flyschs sud kabyles.

c-Le Quaternaire :

Dans la région de la soummam le quaternaire, occupe le fond de la cuvette creusée par l'oued soummam et ses affluents il comprend les plus importants cônes de déjection des affluents en rive gauche de l'oued Sahel-Soummam . la plaine alluviale de la soummam est formée de cinq terrasses quaternaires.

Ce type de sol possède une capacité portante moyenne.

2- Qualité géotechnique du sol de fondation

Les résultats des essais en laboratoire ont montrés que le sol de fondation possède des caractéristiques géotechniques moyennes.

Il s'agit d'un sol surconsolidé, moyennement compressible et non gonflant.

3 - Sismicité :

Selon la classification du R.P.A 99 version 2003, basée sur les résultats des essais du pénétromètre le terrain étudié est classé comme étant un sol meuble de catégorie S3.

Aussi d'après le R.P.A 99 versions 2003 la région Akbou W-Bejaia est classée comme zone de moyenne sismicité (**zone IIa**).

4- Analyse Chimique

Les résultats de l'analyse chimique de sol révèlent une agressivité faible Vis-à-vis du béton de l'infrastructure selon la norme NF.P 18-011 du 06/92. A cet effet pas de mesures, particulières le béton fabriqué suivant les règles de l'art et doit être compact par ses qualités intrinsèques.

5- Mode de fondation :

Au vue des résultats obtenus des essais au pénétromètre dynamique et les essais au laboratoire nous vous suggérons le mode de fondation suivant :

- Des fondations superficielles type **Semelles isolées ou filantes rigidifiées par des longrines dans les deux directions.**
- Un taux de travail admissible du sol de fondation de l'ordre de **2,00 bars.**
- Ancrage des semelles selon de l'étude de génie civil.

6- Topographie :

Le terrain est homogène dans sont ensemble, présentant une légère pente ne constitue aucun risque d'instabilité.

Cependant il y à lieu de prévoir la protection de la construction conte les inondations

7- Tassement:

Le tassement calculé est de l'ordre de 3.25 cm qui doit être inférieur au tassement admissible qui est fixé par les règlements.

Restons à Votre entière disposition.

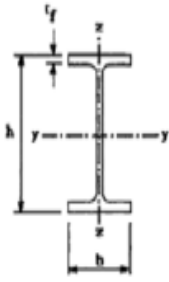
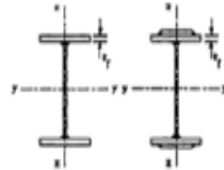

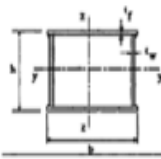

Veuillez Recevoir, Monsieur, Nos Meilleures Salutations

Le Gérant



Annexes

$\bar{\lambda}$	Courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h/b > 1,2$ $t_f \leq 40$ mm	y - y z - z	a b
	40 mm < $t_f \leq 100$ mm	y - y z - z	b c
	$h/b \leq 1,2$ $t_f \leq 100$ mm $t_f > 100$ mm	y - y z - z y - y z - z	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40$ mm	y - y z - z	b c
	$t_f > 40$ mm	y - y z - z	c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb} *)	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{yk} *)	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous) Soudures épaisses et	quel qu'il soit	b
	$b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

Poutrelles européennes à larges ailes

Dim.: HE A, HE B et HE M 100-1000 conformes à l'Euronorme 53-62; HE AA 100-1000; HL 920-1100

Tolérances: EN 10034: 1993

HE 100 - 900; HE 1000 AA-M; HL AA-R

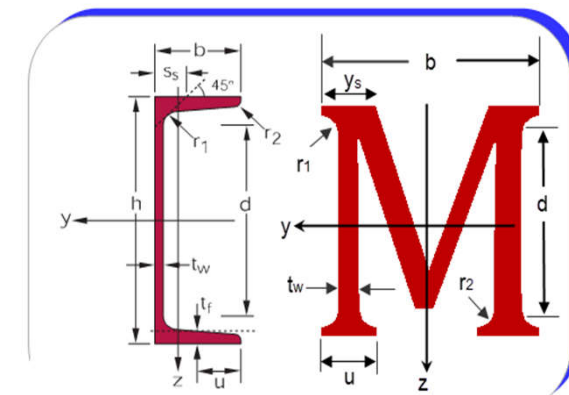
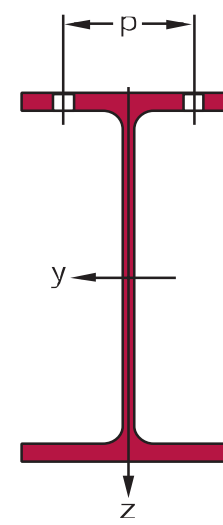
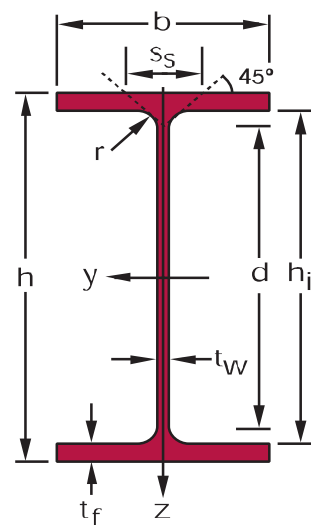
A6 - 05

HE avec $G_{HE} > G_{HE M}$; HL 920; HL 1000 avec $G_{HL} > G_{HL M}$ $G_{HE} > G_{HE M}$

Etat de surface conforme à EN 10163-3: 2004, classe C, sous-classe 1

HEA

HE-HL



Master en Génie Cvil, option: Constructions Métalliques

Désignation	Dimensions						Dimensions de construction						Surface		Désignation	Valeurs statiques												Classification ENV 1993-1-1						EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001	
	G	h	b	tw	tf	r	A	hi	d	Ø	Pmin	Pmax	AL	AG		G	axe fort y-y				axe faible z-z				Pure bending y-y			Pure compression									
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm ² /t	kg/m	mm ⁴ x10 ⁴	W _{el,y} mm ³ x10 ³	W _{pl,y} [♦] mm ³ x10 ³	iy	A _{vz} mm ² x10 ²	mm ⁴ x10 ⁴	W _{el,z} mm ³ x10 ³	W _{pl,z} [♦] mm ³ x10 ³	iz	mm	S _s	lt	mm ⁴ x10 ⁴	mm ⁶ x10 ⁹	S235	S355	S460	S235	S355	S460		
HE 100 A	16,7	96	100	5	8	12	21,2	80	56	M 10	54	58	0,561	33,68	HE 100 A	16,7	349,2	72,76	83,01	4,06	7,56	133,8	26,76	41,14	2,51	35,06	5,24	2,58	1	1	1	1	1	1	◇	◇	◇
HE 120 A	19,9	114	120	5	8	12	25,3	98	74	M 12	58	68	0,677	34,06	HE 120 A	19,9	606,2	106,3	119,5	4,89	8,46	230,9	38,48	58,85	3,02	35,06	5,99	6,47	1	1	2	1	1	2	◇	◇	◇
HE 140 A	24,7	133	140	5,5	8,5	12	31,4	116	92	M 16	64	76	0,794	32,21	HE 140 A	24,7	1033	155,4	173,5	5,73	10,12	389,3	55,62	84,85	3,52	36,56	8,13	15,06	1	2	3	1	2	3	◇	◇	◇
HE 160 A	30,4	152	160	6	9	15	38,8	134	104	M 20	78	84	0,906	29,78	HE 160 A	30,4	1673	220,1	245,1	6,57	13,21	615,6	76,95	117,6	3,98	41,57	12,19	31,41	1	2	3	1	2	3	◇	◇	◇
HE 180 A	35,5	171	180	6	9,5	15	45,3	152	122	M 24	86	92	1,024	28,83	HE 180 A	35,5	2510	293,6	324,9	7,45	14,47	924,6	102,7	156,5	4,52	42,57	14,80	60,21	1	3	3	1	3	3	◇	◇	◇
HE 200 A	42,3	190	200	6,5	10	18	53,8	170	134	M 27	98	100	1,136	26,89	HE 200 A	42,3	3692	388,6	429,5	8,28	18,08	1336	133,6	203,8	4,98	47,59	20,98	108,0	1	3	3	1	3	3	◇	◇	◇
HE 220 A	50,5	210	220	7	11	18	64,3	188	152	M 27	98	118	1,255	24,85	HE 220 A	50,5	5410	515,2	568,5	9,17	20,67	1955	177,7	270,6	5,51	50,09	28,46	193,3	1	3	3	1	3	3	◇	◇	◇
HE 240 A	60,3	230	240	7,5	12	21	76,8	206	164	M 27	104	138	1,369	22,70	HE 240 A	60,3	7763	675,1	744,6	10,05	25,18	2769	230,7	351,7	6,00	56,10	41,55	328,5	1	3	3	1	3	3	◇	◇	◇
HE 260 A	68,2	250	260	7,5	12,5	24	86,8	225	177	M 27	110	158	1,484	21,77	HE 260 A	68,2	10450	836,4	919,8	10,97	28,76	3668	282,1	430,2	6,50	60,62	52,37	516,4	2	3	3	2	3	3	◇	HI	HI
HE 280 A	76,4	270	280	8	13	24	97,3	244	196	M 27	112	178	1,603	20,99	HE 280 A	76,4	13670	1013	1112	11,86	31,74	4763	340,2	518,1	7,00	62,12	62,10	785,4	2	3	4	2	3	4	◇	HI	HI
HE 300 A	88,3	290	300	8,5	14	27	112,5	262	208	M 27	118	198	1,717	19,43	HE 300 A	88,3	18260	1260	1383	12,74	37,28	6310	420,6	641,2	7,49	68,13	85,17	1200	2	3	3	2	3	3	◇	HI	HI
HE 320 A	97,6	310	300	9	15,5	27	124,4	279	225	M 27	118	198	1,756	17,98	HE 320 A	97,6	22930	1479	1628	13,58	41,13	6985	465,7	709,7	7,49	71,63	108,0	1512	1	3	3	1	3	3	◇	HI	HI
HE 340 A	105	330	300	9,5	16,5	27	133,5	297	243	M 27	118	198	1,795	17,13	HE 340 A	105	27690	1678	1850	14,40	44,95	7436	495,7	755,9	7,46	74,13	127,2	1824	1	3	3	1	3	3	◇	HI	HI
HE 360 A	112	350	300	10	17,5	27	142,8	315	261	M 27	120	198	1,834	16,36	HE 360 A	112	33090	1891	2088	15,22	48,96	7887	525,8	802,3	7,43	76,63	148,8	2177	1	2	3	1	2	3	◇	HI	HI
HE 400 A	125	390	300	11	19	27	159,0	352	298	M 27	120	198	1,912	15,32	HE 400 A	125	45070	2311	2562	16,84	57,33	8564	570,9	872,9	7,34	80,63	189,0	2942	1	1	3	1	2	3	◇	HI	HI
HE 450 A	140	440	300	11,5	21	27	178,0	398	344	M 27	122	198	2,011	14,39	HE 450 A	140	63720	2896	3216	18,92	65,78	9465	631,0	965,5	7,29	85,13	243,8	4148	1	1	1	1	2	3	◇	HI	HI
HE 500 A	155	490	300	12	23	27	197,5	444	390	M 27	122	198	2,110	13,60	HE 500 A	155	86970	3550	3949	20,98	74,72	10370	691,1	1059	7,24	89,63	309,3	5643	1	1	1	1	3	4	◇	HI	HI
HE 550 A	166	540	300	12,5	24	27	211,8	492	438	M 27	122	198	2,209	13,29	HE 550 A	166	111900	4146	4622	22,99	83,72	10820	721,3	1107	7,15	92,13	351,5	7189	1	1	1	2	4	4	◇	HI	HI
HE 600 A	178	590	300	13	25	27	226,5	540	486	M 27	122	198	2,308	12,98	HE 600 A	178	141200	4787	5350	24,97	93,21	11270	751,4	1156	7,05	94,63	397,8	8978	1	1	1	2	4	4	◇	HI	HI
HE 650 A	190	640	300	13,5	26	27	241,6	588	534	M 27	124	198	2,407	12,69	HE 650 A	190	175200	5474	6136	26,93	103,2	11720	781,6	1205	6,97	97,13	448,3	11030	1	1	1	3	4	4	◇	HI	HI
HE 700 A	204	690	300	14,5	27	27	260,5	636	582	M 27	124	198	2,505	12,25	HE 700 A	204	215300	6241	7032	28,75	117,0	12180	811,9	1257	6,84	100,1	513,9	13350	1	1	1	3	4	4	◇	HI	HI
HE 800 A	224	790	300	15	28	30	285,8	734	674	M 27	130	198	2,698	12,03	HE 800 A	224	303400	7682	8699	32,58	138,8	12640	842,6	1312	6,65	106,1	596,9	18290	1	1	1	4	4	4	◇	HI	HI
HE 900 A	252	890	300	16	30	30	320,5	830	770	M 27	132	198	2,896	11,51	HE 900 A	252	422100	9485	10810	36,29	163,3	13550	903,2	1414	6,50	111,1	736,8	24960	1	1	1	4	4	4	◇	HI	HI
HE 1000 A	272	990	300	16,5	31	30	346,8	928	868	M 27	132	198	3,095	11,37	HE 1000 A	272	553800	11190	12820	39,96	184,6	14000	933,6	1470	6,35	113,6	822,4	32070	1	1	2	4	4	4	◇	HI	HI

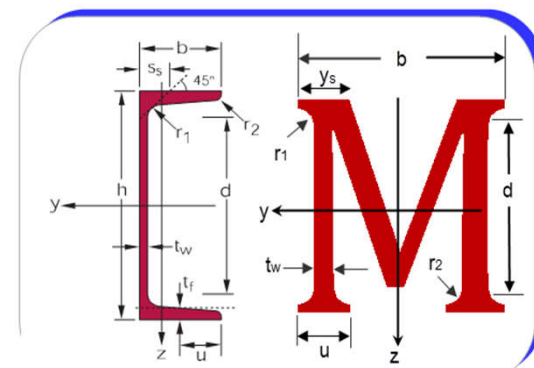
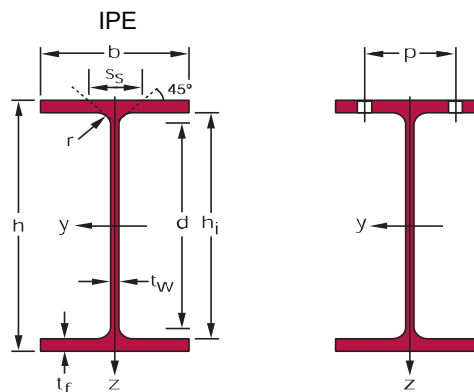
Poutrelles I européennes

Dimensions: IPE 80 - 600 conformes à l'Euronorme 19-57; IPE A 80 - 600; IPE O 180 - 600; IPE 750

Tolérances: EN 10034: 1993

Etat de surface conforme à EN 10163-3: 2004, classe C, sous-classe 1

IPE

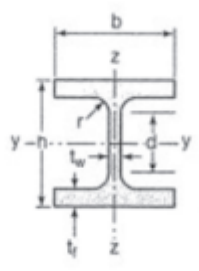


Master en Génie Cvil, option: Constructions Métalliques

Désignation	Dimensions						Dimensions de construction						Surface		Désignation	Valeurs statiques												Classification ENV 1993-1-1						EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001	
	G	h	b	t _w	t _f	r	A	h _i	d	Ø	P _{min}	P _{max}	A _L	A _G		G	axe fort y-y				axe faible z-z				s _s	l _t	l _w	Pure bending y-y			Pure compression						
kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm ² x10 ²	mm	mm		mm	mm	m ² /m	m ² /t	kg/m	l _y mm ⁴ x10 ⁴	W _{el,y} mm ³ x10 ³	W _{pl,y} [♦] mm ³ x10 ³	i _y mm x10	A _{vz} mm ² x10 ²	l _z mm ⁴ x10 ⁴	W _{el,z} mm ³ x10 ³	W _{pl,z} [♦] mm ³ x10 ³	i _z mm x10	mm	mm ⁴ x10 ⁴	mm ⁶ x10 ⁹	S235	S355	S460	S235	S355	S460				
IPE 80*	6,0	80	46	3,8	5,2	5	7,64	69,6	59,6	-	-	-	0,328	54,64	IPE 80	6,0	80,14	20,03	23,22	3,24	3,58	8,49	3,69	5,82	1,05	20,10	0,70	0,12	1	1	-	1	1	-	◇		
IPE 100*	8,1	100	55	4,1	5,7	7	10,3	88,6	74,6	-	-	-	0,400	49,33	IPE 100	8,1	171,0	34,20	39,41	4,07	5,08	15,92	5,79	9,15	1,24	23,70	1,20	0,35	1	1	-	1	1	-	◇		
IPE 120	10,4	120	64	4,4	6,3	7	13,2	107,4	93,4	-	-	-	0,475	45,82	IPE 120	10,4	317,8	52,96	60,73	4,90	6,31	27,67	8,65	13,58	1,45	25,20	1,74	0,89	1	1	1	1	1	1	◇	◇	◇
IPE 140	12,9	140	73	4,7	6,9	7	16,4	126,2	112,2	-	-	-	0,551	42,70	IPE 140	12,9	541,2	77,32	88,34	5,74	7,64	44,92	12,31	19,25	1,65	26,70	2,45	1,98	1	1	1	1	1	2	◇	◇	◇
IPE 160	15,8	160	82	5	7,4	9	20,1	145,2	127,2	-	-	-	0,623	39,47	IPE 160	15,8	869,3	108,7	123,9	6,58	9,66	68,31	16,66	26,10	1,84	30,34	3,60	3,96	1	1	1	1	1	2	◇	◇	◇
IPE 180	18,8	180	91	5,3	8	9	23,9	164	146	M 10	48	48	0,698	37,13	IPE 180	18,8	1317	146,3	166,4	7,42	11,25	100,9	22,16	34,60	2,05	31,84	4,79	7,43	1	1	1	1	2	3	◇	◇	◇
IPE 200	22,4	200	100	5,6	8,5	12	28,5	183	159	M 10	54	58	0,768	34,36	IPE 200	22,4	1943	194,3	220,6	8,26	14,00	142,4	28,47	44,61	2,24	36,66	6,98	12,99	1	1	1	1	2	3	◇	◇	◇
IPE 220	26,2	220	110	5,9	9,2	12	33,4	201,6	177,6	M 12	60	62	0,848	32,36	IPE 220	26,2	2772	252,0	285,4	9,11	15,88	204,9	37,25	58,11	2,48	38,36	9,07	22,67	1	1	1	1	2	4	◇	◇	◇
IPE 240	30,7	240	120	6,2	9,8	15	39,1	220,4	190,4	M 12	66	68	0,922	30,02	IPE 240	30,7	3892	324,3	366,6	9,97	19,14	283,6	47,27	73,92	2,69	43,37	12,88	37,39	1	1	1	1	2	4	◇	◇	◇
IPE 270	36,1	270	135	6,6	10,2	15	45,9	249,6	219,6	M 16	72	72	1,041	28,86	IPE 270	36,1	5790	428,9	484,0	11,23	22,14	419,9	62,20	96,95	3,02	44,57	15,94	70,58	1	1	1	2	3	4	◇	◇	◇
IPE 300	42,2	300	150	7,1	10,7	15	53,8	278,6	248,6	M 16	72	86	1,160	27,46	IPE 300	42,2	8356	557,1	628,4	12,46	25,68	603,8	80,50	125,2	3,35	46,07	20,12	125,9	1	1	1	2	4	4	◇	◇	◇
IPE 330	49,1	330	160	7,5	11,5	18	62,6	307	271	M 16	78	96	1,254	25,52	IPE 330	49,1	11770	713,1	804,3	13,71	30,81	788,1	98,52	153,7	3,55	51,59	28,15	199,1	1	1	1	2	4	4	◇	◇	◇
IPE 360	57,1	360	170	8	12,7	18	72,7	334,6	298,6	M 22	88	88	1,353	23,70	IPE 360	57,1	16270	903,6	1019	14,95	35,14	1043	122,8	191,1	3,79	54,49	37,32	313,6	1	1	1	2	4	4	◇	◇	◇
IPE 400	66,3	400	180	8,6	13,5	21	84,5	373	331	M 22	96	98	1,467	22,12	IPE 400	66,3	23130	1156	1307	16,55	42,69	1318	146,4	229,0	3,95	60,20	51,08	490,0	1	1	1	3	4	4	◇	◇	◇
IPE 450	77,6	450	190	9,4	14,6	21	98,8	420,8	378,8	M 24	100	102	1,605	20,69	IPE 450	77,6	33740	1500	1702	18,48	50,85	1676	176,4	276,4	4,12	63,20	66,87	791,0	1	1	1	3	4	4	◇	◇	◇
IPE 500	90,7	500	200	10,2	16	21	116	468	426	M 24	102	112	1,744	19,23	IPE 500	90,7	48200	1928	2194	20,43	59,87	2142	214,2	335,9	4,31	66,80	89,29	1249	1	1	1	3	4	4	◇	◇	◇
IPE 550	106	550	210	11,1	17,2	24	134	515,6	467,6	M 24	110	122	1,877	17,78	IPE 550	106	67120	2441	2787	22,35	72,34	2668	254,1	400,5	4,45	73,62	123,2	1884	1	1	1	4	4	4	◇	HI	HI
IPE 600	122	600	220	12	19	24	156	562	514	M 27	116	118	2,015	16,45	IPE 600	122	92080	3069	3512	24,30	83,78	3387	307,9	485,6	4,66	78,12	165,4	2846	1	1	1	4	4	4	◇	HI	HI

Poutrelles

MATIÈRE Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.



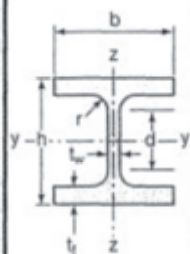
Dimensions							Masse par mètre	Aire de la section
h	b	a	e	r	h ₁	P		
h	b	t _w	t _f	r	d	P	A	
mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	

HEB	HEB 100	100	100	6,0	10	12	56	20,4	26,0
	HEB 120	120	120	6,5	11	12	74	26,7	34,0
	HEB 140	140	140	7,0	12	12	92	33,7	43,0
	HEB 160	160	160	8,0	13	15	104	42,6	54,3
	HEB 180	180	180	8,5	14	15	122	51,2	65,3
	HEB 200	200	200	9,0	15	18	134	61,3	78,1
	HEB 220	220	220	9,5	16	18	152	71,5	91,0
	HEB 240	240	240	10,0	17	21	164	83,2	106,0
	HEB 260	260	260	10,0	17,5	24	177	93,0	118,4
	HEB 280	280	280	10,5	18	24	196	103,1	131,4
	HEB 300	300	300	11,0	19	27	208	117,0	149,1
	HEB 320	320	300	11,5	20,5	27	225	126,7	161,3
	HEB 340	340	300	12,0	21,5	27	243	134,2	170,9
	HEB 360	360	300	12,5	22,5	27	261	141,8	180,6
	HEB 400	400	300	13,5	24	27	298	155,3	197,8
	HEB 450	450	300	14,0	26	27	344	171,1	218,0
	HEB 500	500	300	14,5	28	27	390	187,3	238,6
	HEB 550	550	300	15,0	29	27	438	199,4	254,1
	HEB 600	600	300	15,5	30	27	486	211,9	270,0
	HEB 650	650	300	16,0	31	27	534	224,8	286,3
HEB 700	700	300	17,0	32	27	582	240,5	306,4	
HEB 800	800	300	17,5	33	30	674	262,3	334,2	
HEB 900	900	300	18,5	35	30	770	291,5	371,3	
HEB 1000	1000	300	19,0	36	30	868	314,0	400,0	

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques

NORMES DE RÉFÉRENCE

Dimensions : NF A 45-201
Tolérances : NF EN 10034



Caractéristiques de calcul

Moment d'inertie de torsion

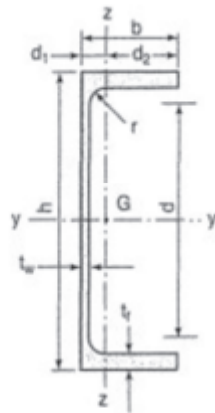
	I_x	I_x/V_x	i_x	-	-	I_y	I_y/V_y	i_y	-	-	J
	I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t
	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴
HEB 100	449,5	89,9	4,16	104,2	9,0	167,2	33,4	2,53	51,4	21,1	9,25
HEB 120	864,4	144,1	5,04	165,2	11,0	317,4	52,9	3,06	81,0	27,6	13,84
HEB 140	1509,2	215,6	5,93	245,4	13,1	549,5	78,5	3,58	119,8	34,9	20,06
HEB 160	2492,0	311,5	6,78	354,0	17,6	889,0	111,1	4,05	170,0	43,4	31,24
HEB 180	3831,1	425,7	7,66	481,4	20,2	1362,5	151,4	4,57	231,0	52,4	42,16
HEB 200	5696,2	569,6	8,54	642,5	24,8	2002,9	200,3	5,06	305,8	62,4	59,28
HEB 220	8091,0	735,5	9,43	827,0	27,9	2842,7	258,4	5,59	393,9	73,0	76,57
HEB 240	11259,3	938,3	10,31	1053,1	33,2	3921,9	326,8	6,08	498,4	84,7	102,69
HEB 260	14919,4	1147,6	11,22	1282,9	37,6	5134,0	394,9	6,58	602,2	94,4	123,78
HEB 280	19270,3	1376,4	12,11	1534,4	41,1	6593,7	471,0	7,08	717,6	104,4	143,72
HEB 300	25165,7	1677,7	12,99	1868,7	47,4	8562,1	570,8	7,58	870,1	118,2	185,05
HEB 320	30823,5	1926,5	13,82	2149,2	51,8	9237,7	615,8	7,57	939,1	127,4	225,07
HEB 340	36656,4	2156,3	14,65	2408,1	56,1	9688,5	645,9	7,53	985,7	133,7	257,20
HEB 360	43193,5	2399,6	15,46	2683,0	60,6	10139,4	676,0	7,49	1032,5	139,9	292,45
HEB 400	57680,5	2884,0	17,08	3231,7	70,0	10816,5	721,1	7,40	1104,0	149,5	355,75
HEB 450	79887,6	3550,6	19,14	3982,4	79,7	11718,4	781,2	7,33	1197,7	161,7	440,48
HEB 500	107175,8	4287,0	21,19	4814,6	89,8	12620,6	814,4	7,27	1291,6	174,0	538,44
HEB 550	136690,9	4970,6	23,20	5590,6	100,1	13073,2	871,5	7,17	1341,1	180,3	600,33
HEB 600	171041,1	5701,4	25,17	6425,1	110,8	13526,1	901,7	7,08	1391,1	186,6	667,18
HEB 650	210616,1	6480,5	27,12	7319,9	122,0	13979,4	932,0	6,99	1441,4	192,9	739,20
HEB 700	256888,4	7339,7	28,96	8327,1	137,1	14435,4	962,4	6,86	1495,0	199,5	830,94
HEB 800	359083,6	8977,1	32,78	10228,7	161,8	14896,9	993,1	6,68	1553,1	206,3	946,02
HEB 900	494064,7	10979,2	36,48	12584,1	188,8	15808,0	1053,9	6,53	1658,3	219,0	1137,47
HEB 1000	644748,3	12895,0	40,15	14855,1	212,5	16267,3	1084,5	6,38	1716,3	225,3	1254,42

HEB (suite)

Poutrelles

MATIÈRE

Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.

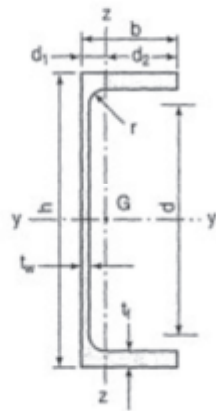


UAP	Profils	Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Position du centre de gravité		
		h	b	a	e	r	h ₁	P	A	d ₁	d ₂ = v _y
		h	b	t _w	t _t	r	d	P	A	d ₁	d ₂ = v _z
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm
	UAP 80	80	45	5,0	8,0	8,0	48	8,38	10,67	1,61	2,89
	UAP 100	100	50	5,5	8,5	8,5	66	10,50	13,38	1,70	3,30
	UAP 130	130	55	6,0	9,5	9,5	92	13,74	17,50	1,77	3,73
	UAP 150	150	65	7,0	10,3	10,3	109	17,93	22,84	2,05	4,45
	UAP 175	175	70	7,5	10,8	10,8	132	21,24	27,06	2,12	4,88
	UAP 200	200	75	8,0	11,5	11,5	154	25,10	31,98	2,22	5,28
	UAP 220	220	80	8,0	12,5	12,5	170	28,47	36,27	2,40	5,60
	UAP 250	250	85	9,0	13,5	13,5	196	34,38	43,80	2,45	6,05
	UAP 300	300	100	9,5	16,0	16,0	236	45,97	58,56	2,96	7,04

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques

NORMES DE RÉFÉRENCE

Dimensions : NF A 45-255
Tolérances : NF A 45-255



UAP (suite)

Profils	Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion
	I_x	I_x/v_x	i_x	-	-	I_y	I_y/v_y	i_y	-	-	J
	I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t
	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴
UAP 80	107,13	26,78	3,17	31,87	4,51	21,33	7,38	1,41	13,70	7,20	1,90
UAP 100	209,50	41,90	3,96	49,59	6,07	32,83	9,95	1,57	18,54	8,50	2,65
UAP 130	459,56	70,70	5,12	83,51	8,52	51,34	13,78	1,71	25,64	10,45	4,15
UAP 150	796,06	106,14	5,90	125,27	11,28	93,25	20,97	2,02	38,91	13,33	6,51
UAP 175	1269,99	145,14	6,85	171,47	13,97	126,36	25,92	2,16	47,62	15,05	8,43
UAP 200	1945,85	194,59	7,80	230,12	16,97	169,69	32,13	2,30	58,49	17,25	11,24
UAP 220	2709,93	246,36	8,64	289,90	18,83	222,31	39,68	2,48	72,78	20,00	14,40
UAP 250	4136,42	330,91	9,72	391,76	23,89	295,44	48,87	2,60	87,94	22,95	20,38
UAP 300	8170,18	544,68	11,81	639,31	30,64	562,07	79,88	3,10	146,23	32,00	36,30

7.4 LAMINÉES MARCHANDS USUELS

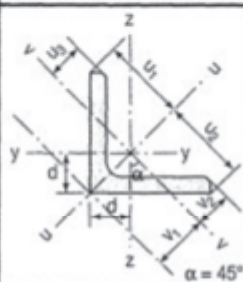
d'après doc. OTUA

MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
		Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques de calcul			
a		a	e	r	r ₁	P			A	Axe yy = Axe zz		
a		a	t	r	r ₁	P	A	d	I _x = I _y	I _x /d _x = I _y /d _y	i _x = i _y	
	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm ⁴	cm ³	cm	
CORNIÈRES À AILES ÉGALES	L 20 x 20 x 3	20	20	3	4	2	0,88	1,13	0,60	0,39	0,28	0,59
	L 25 x 25 x 3	25	25	3	4	2	1,12	1,43	0,72	0,80	0,45	0,75
	L 25 x 25 x 4	25	25	4	4	2	1,46	1,86	0,76	1,01	0,58	0,74
	L 25 x 25 x 5	25	25	5	5	2,5	1,79	2,28	0,79	1,19	0,70	0,72
	L 30 x 30 x 3	30	30	3	5	2,5	1,36	1,74	0,84	1,40	0,65	0,90
	L 30 x 30 x 3,5	30	30	3,5	5	2,5	1,57	2,00	0,86	1,61	0,75	0,90
	L 30 x 30 x 4	30	30	4	5	2,5	1,78	2,27	0,88	1,80	0,85	0,89
	L 30 x 30 x 5	30	30	5	5	2,5	2,18	2,78	0,92	2,16	1,04	0,88
	L 35 x 35 x 3,5	35	35	3,5	4	2	1,84	2,34	0,99	2,66	1,06	1,06
	L 35 x 35 x 4	35	35	4	5	2,5	2,09	2,67	1,00	2,95	1,18	1,05
	L 35 x 35 x 5	35	35	5	5	2,5	2,57	3,28	1,04	3,56	1,45	1,04
	L 40 x 40 x 3	40	40	3	5	2,5	1,83	2,34	1,08	3,49	1,20	1,22
	L 40 x 40 x 4	40	40	4	6	3	2,42	3,08	1,12	4,47	1,55	1,21
	L 40 x 40 x 5	40	40	5	6	3	2,97	3,79	1,16	5,43	1,91	1,20
	L 40 x 40 x 6	40	40	6	6	3	3,52	4,48	1,20	6,31	2,26	1,19
	L 45 x 45 x 3	45	45	3	5	2,5	2,07	2,64	1,21	5,05	1,53	1,38
	L 45 x 45 x 4	45	45	4	5	2,5	2,72	3,47	1,25	6,55	2,02	1,37
	L 45 x 45 x 4,5	45	45	4,5	7	3,5	3,06	3,90	1,26	7,15	2,20	1,35
	L 45 x 45 x 5	45	45	5	7	3,5	3,38	4,30	1,28	7,84	2,43	1,35
	L 45 x 45 x 6	45	45	6	7	3,5	4,00	5,09	1,32	9,16	2,88	1,34
	L 50 x 50 x 3	50	50	3	5	2,5	2,31	2,94	1,33	7,01	1,91	1,54
	L 50 x 50 x 4	50	50	4	5	2,5	3,04	3,87	1,38	9,12	2,52	1,54
	L 50 x 50 x 5	50	50	5	7	3,5	3,77	4,80	1,40	10,96	3,05	1,51
	L 50 x 50 x 6	50	50	6	7	3,5	4,47	5,69	1,45	12,84	3,61	1,50
L 50 x 50 x 7	50	50	7	7	3,5	5,15	6,56	1,49	14,61	4,16	1,49	
L 50 x 50 x 8	50	50	8	7	3,5	5,82	7,41	1,52	16,28	4,68	1,48	
L 55 x 55 x 6	55	55	6	7	3,5	4,94	6,29	1,57	17,40	4,43	1,66	

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques

NORMES DE RÉFÉRENCE

Dimensions : NF A 45-009
Tolérances : NF A 45-009-2

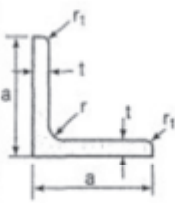


Caractéristiques de calcul

**CORNIÈRES
À AILES
ÉGALES
(suite)**

	Axe uu				Axe vv			
	z_1	I_z	I_z/z_1	I_z	v_1	I_v	I_v/v_1	I_v
	u_1	I_u	$W_{el,u}$	I_u	v_1	I_v	$W_{el,v}$	I_v
	cm	cm ⁴	cm ³	cm	cm	cm ⁴	cm ³	cm
L 20 x 20 x 3	1,41	0,61	0,43	0,74	0,84	0,16	0,19	0,38
L 25 x 25 x 3	1,77	1,26	0,71	0,94	1,02	0,33	0,33	0,48
L 25 x 25 x 4	1,77	1,60	0,90	0,93	1,07	0,43	0,40	0,48
L 25 x 25 x 5	1,77	1,87	1,06	0,91	1,12	0,51	0,46	0,48
L 30 x 30 x 3	2,12	2,22	1,05	1,13	1,18	0,59	0,50	0,58
L 30 x 30 x 3,5	2,12	2,55	1,20	1,13	1,21	0,67	0,55	0,58
L 30 x 30 x 4	2,12	2,85	1,34	1,12	1,24	0,75	0,61	0,58
L 30 x 30 x 5	2,12	3,41	1,61	1,11	1,30	0,92	0,71	0,57
L 35 x 35 x 3,5	2,47	4,22	1,70	1,34	1,40	1,10	0,78	0,68
L 35 x 35 x 4	2,47	4,68	1,89	1,32	1,42	1,23	0,87	0,68
L 35 x 35 x 5	2,47	5,64	2,28	1,31	1,48	1,49	1,01	0,67
L 40 x 40 x 3	2,83	5,53	1,96	1,54	1,53	1,45	0,94	0,79
L 40 x 40 x 4	2,83	7,09	2,51	1,52	1,58	1,86	1,17	0,78
L 40 x 40 x 5	2,83	8,59	3,04	1,51	1,64	2,26	1,38	0,77
L 40 x 40 x 6	2,83	9,98	3,53	1,49	1,70	2,65	1,56	0,77
L 45 x 45 x 3	3,18	8,01	2,52	1,74	1,71	2,09	1,22	0,89
L 45 x 45 x 4	3,18	10,40	3,27	1,73	1,77	2,70	1,52	0,88
L 45 x 45 x 4,5	3,18	11,32	3,56	1,70	1,78	2,97	1,67	0,87
L 45 x 45 x 5	3,18	12,42	3,90	1,70	1,81	3,26	1,80	0,87
L 45 x 45 x 6	3,18	14,50	4,56	1,69	1,87	3,83	2,05	0,87
L 50 x 50 x 3	3,54	11,12	3,15	1,95	1,88	2,89	1,53	0,99
L 50 x 50 x 4	3,54	14,49	4,10	1,94	1,95	3,75	1,92	0,98
L 50 x 50 x 5	3,54	17,38	4,92	1,90	1,99	4,55	2,29	0,97
L 50 x 50 x 6	3,54	20,34	5,75	1,89	2,04	5,34	2,61	0,97
L 50 x 50 x 7	3,54	23,11	6,54	1,88	2,10	6,11	2,91	0,97
L 50 x 50 x 8	3,54	25,69	7,27	1,86	2,16	6,87	3,19	0,96
L 55 x 55 x 6	3,89	27,59	7,09	2,09	2,22	7,21	3,25	1,07

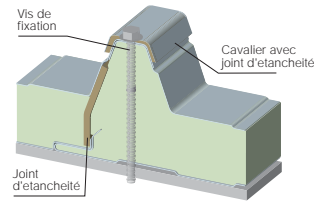
Laminées marchands usuels

MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
		Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques de calcul			
		a	a	e	r	r ₁			P	A	d	I _x = I _y
a	a	t	r	r ₁	P	A	d	I _y = I _z	W _{el,y} = W _{el,z}	i _y = i _z		
	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm ⁴	cm ³	cm	
L 60 x 60 x 4	60	60	4	5	2,5	3,66	4,67	1,63	16,11	3,68	1,86	
L 60 x 60 x 5	60	60	5	6	3	4,54	5,79	1,66	19,61	4,52	1,84	
L 60 x 60 x 6	60	60	6	8	4	5,42	6,91	1,69	22,79	5,29	1,82	
L 60 x 60 x 7	60	60	7	8	4	6,26	7,98	1,73	26,05	6,10	1,81	
L 60 x 60 x 8	60	60	8	8	4	7,09	9,03	1,77	29,15	6,89	1,80	
L x 60 x 10	60	60	10	12	6	8,76	11,15	1,83	34,26	8,21	1,75	
L 65 x 65 x 5	65	65	5	7	3,5	4,95	6,30	1,78	25,07	5,31	1,99	
L 65 x 65 x 6	65	65	6	8	4	5,89	7,51	1,81	29,36	6,26	1,98	
L 65 x 65 x 7	65	65	7	8	4	6,81	8,68	1,85	33,60	7,23	1,97	
L 65 x 65 x 8	65	65	8	8	4	7,72	9,83	1,89	37,66	8,18	1,96	
L 65 x 65 x 9	65	65	9	9	4,5	8,62	10,98	1,93	41,37	9,05	1,94	
L 70 x 70 x 5	70	70	5	6	3	5,33	6,79	1,91	31,76	6,24	2,16	
L 70 x 70 x 6	70	70	6	9	4,5	6,38	8,13	1,93	36,88	7,27	2,13	
L 70 x 70 x 7	70	70	7	9	4,5	7,38	9,40	1,97	42,30	8,41	2,12	
L 70 x 70 x 9	70	70	9	9	4,5	9,32	11,88	2,05	52,47	10,60	2,10	
L 75 x 75 x 5	75	75	5	6	3	5,72	7,29	2,04	39,37	7,20	2,32	
L 75 x 75 x 6	75	75	6	9	4,5	6,85	8,73	2,05	45,83	8,41	2,29	
L 75 x 75 x 7	75	75	7	9	4,5	7,93	10,10	2,10	52,61	9,74	2,28	
L 75 x 75 x 8	75	75	8	9	4,5	8,99	11,45	2,14	59,13	11,03	2,27	
L 75 x 75 x 10	75	75	10	10	5	11,07	14,11	2,21	71,17	13,46	2,25	
L 80 x 80 x 5	80	80	5	6	3	6,11	7,79	2,16	48,11	8,24	2,49	
L 80 x 80 x 5,5	80	80	5,5	10	5	6,75	8,60	2,14	51,52	8,80	2,45	
L 80 x 80 x 6	80	80	6	10	5	7,34	9,35	2,17	55,82	9,57	2,44	
L 80 x 80 x 6,5	80	80	6,5	10	5	7,92	10,08	2,19	60,04	10,34	2,44	
L 80 x 80 x 8	80	80	8	10	5	9,63	12,27	2,26	72,25	12,58	2,43	
L 80 x 80 x 10	80	80	10	10	5	11,86	15,11	2,34	87,50	15,45	2,41	
L 90 x 90 x 6	90	90	6	11	5,5	8,30	10,57	2,41	80,31	12,18	2,76	
L 90 x 90 x 7	90	90	7	11	5,5	9,61	12,24	2,45	92,55	14,13	2,75	
L 90 x 90 x 8	90	90	8	11	5,5	10,90	13,89	2,50	104,38	16,05	2,74	
L 90 x 90 x 9	90	90	9	11	5,5	12,18	15,52	2,54	115,83	17,93	2,73	
L 90 x 90 x 10	90	90	10	11	5,5	13,45	17,13	2,58	126,91	19,77	2,72	
L 90 x 90 x 11	90	90	11	11	5,5	14,70	18,72	2,62	137,64	21,57	2,71	
L 90 x 90 x 12	90	90	12	11	5,5	15,93	20,29	2,66	148,03	23,34	2,70	

CORNIÈRES
À AILES
ÉGALES
(suite)

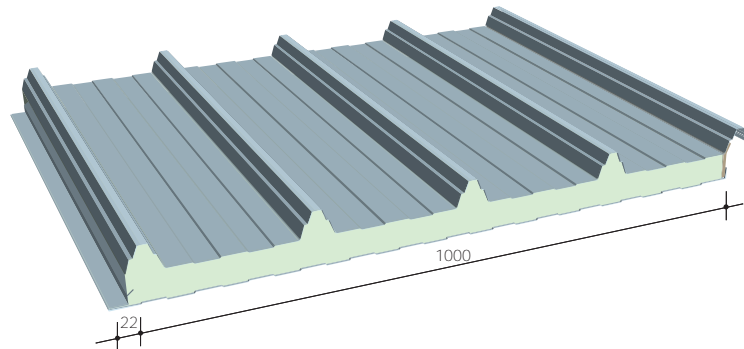
mod. Penta
tipo Ac
acier/acier
(*)

TYPE 1



Détail du complexe et schéma de fixation

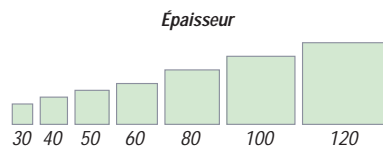
Caractéristiques techniques Panneaux de couverture monolithiques



Avis Technique 2/07-1226

ÉPAISSEUR DE PANNEAU mm	K COEFFICIENT DE TRANSMISSION THERMIQUE		POIDS DE PANNEAU AVEC TOILES EN ACIER EXTERNE ET INTERNE 0,5 mm kg / m ²
	Kcal / m ² h C	Watt / m ² K	
30	0.47	0.54	9.65
40	0.38	0.44	10.05
50	0.31	0.36	10.45
60	0.27	0.31	10.85
80	0.21	0.24	11.65
100	0.17	0.19	12.45
120	0.14	0.16	13.25

TOLERANCES DIMENSIONNELLES en mm.
Conforme EN-14509



Etape 1: choix de l'épaisseur de panneau sandwich en fonction de la charge maximale et la distance entre axe des pannes

Portées admissibles sous charge normale descendante

Épaisseur de isolant mm	SCHEMA STATIQUE Deux appuis								
	Charge descendante répartie (daN/m ²)								
	50	75	100	125	150	175	200	250	300
30	3.88	3.37	3.05	2.83	2.62	2.43	2.28	2.04	
40	4.77	3.88	3.45	3.15	2.9	2.69	2.52	2.24	
50	5.5	4.39	3.85	3.48	3.19	2.96	2.77	2.43	
60	6	4.9	4.25	3.8	3.47	3.22	3.01	2.63	2.34
80	6	5.9	5.1	4.55	4.15	3.83	3.57	3.2	2.93
100	6	6	5.88	5.22	4.73	4.35	4.04	3.59	3.18
120	6	6	6	5.58	5.1	4.73	4.44	3.98	3.64

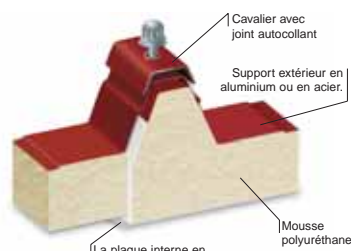
Épaisseur de isolant mm	SCHEMA HYPERSTATIQUE Trois appuis								
	Charge descendante répartie (daN/m ²)								
	50	75	100	125	150	175	200	250	300
30	5.23	4.27	3.7	3.31	3.02	2.8	2.62	2.34	2.14
40	5.5	4.53	3.93	3.51	3.21	2.97	2.78	2.48	2.27
50	5.5	4.8	4.16	3.72	3.39	3.15	2.94	2.63	2.4
60	6	5.06	4.39	3.92	3.58	3.32	3.1	2.77	2.53
80	6	5.67	4.92	4.4	4.01	3.72	3.48	3.11	2.84
100	6	6	5.44	4.87	4.44	4.11	3.85	3.44	3.14
120	6	6	6	5.91	5.44	5.06	4.77	4.31	3.97

charge maximale entre axe des pannes (m)

(*) Sous commande, des panneaux avec toiles aluminium et de cuivre peuvent être livrés.

mod. AGROPENTA

TYPE 2



Détail du complexe et schéma de fixation

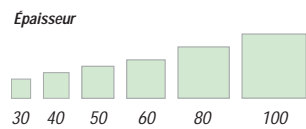


PRFV: Polyester Renforcé de Fibre de Verre.

* Concernant le PRFV, nous ne pouvons pas garantir l'homogénéité de la couleur par sa nature sensible aux rayons ultra violets. Les éventuelles différences de ton dans la même couleur auront tendance à s'atténuer avec le temps.

ÉPAISSEUR DE PANNEAU mm	K COEFFICIENT DE TRANSMISSION THERMIQUE		POIDS DE PANNEAU AVEC TOILES EN ACIER EXTERNE ET INTERNE 0,5 mm kg / m ²
	Kcal / m ² h C	Watt / m ² K	
30	0.47	0.54	6.50
40	0.38	0.44	7.00
50	0.31	0.36	7.30
60	0.27	0.31	7.80
80	0.21	0.24	8.50
100	0.17	0.19	9.30

TOLERANCES DIMENSIONNELLES en mm.
Conforme EN-14509



Support extérieur en acier 0,5 mm nominale

Portées admissibles sous charge normale descendante

Épaisseur de tole mm	SCHEMA STATIQUE Deux appuis													
	Charge descendante répartie (daN/m ²)													
	50	75	100	125	150	175	200	250	300	350				
0.5	250	226	206	186	174	158	150	136	124	114				
0.6	280	250	224	204	186	176	168	150	138	130				
0.7	300	270	240	218	202	188	176	160	148	138				
0.8	320	276	250	230	212	200	188	172	160	148				
1.0	380	320	270	250	234	220	210	192	178	170				

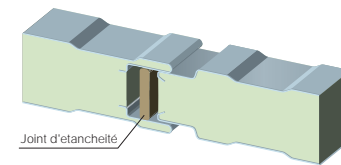
Épaisseur de tole mm	SCHEMA HYPERSTATIQUE Quatre appuis													
	Charge descendante répartie (daN/m ²)													
	50	75	100	125	150	175	200	250	300	350				
0.5	300	250	238	214	196	180	170	152	140	128				
0.6	320	270	260	232	212	200	186	166	152	142				
0.7	340	280	270	250	230	212	198	180	164	152				
0.8	350	320	290	270	242	228	212	194	176	162				
1.0		350	300	270	260	240	216	200	186					

Les tableaux ont été établis pour des panneaux ayant des toiles en acier d'épaisseur nominale avec limite de déformation de la flèche f=1/200 L.

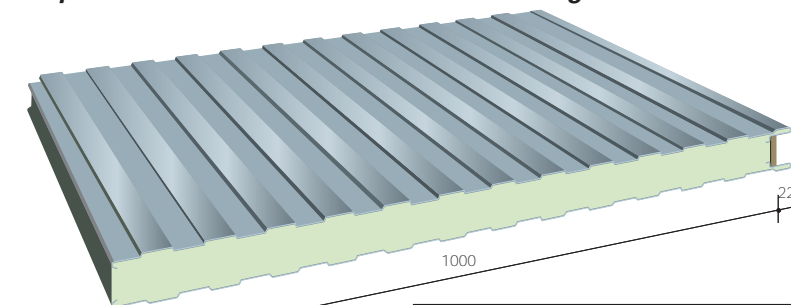
mod. BOX
profilage Special
o Dogato

Caractéristiques techniques

Panneau de bardage

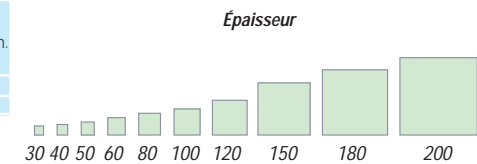


Détail du complexe et schéma de fixation



ÉPAISSEUR DE PANNEAU mm	K COEFFICIENT DE TRANSMISSION THERMIQUE		POIDS DE PANNEAU AVEC TOILES EN ACIER EXTERNE ET INTERNE 0,5 mm kg / m ²
	Kcal / m ² h C	Watt / m ² K	
30	0.57	0.67	8.80
40	0.43	0.50	9.20
50	0.34	0.40	9.60
60	0.29	0.33	10.00
80	0.22	0.25	10.80
100	0.17	0.20	11.60
120	0.14	0.17	12.40
150	0.11	0.13	13.60
180	0.10	0.11	15.00
200	0.09	0.1	15.85

TOLERANCES DIMENSIONNELLES en mm.
Conforme EN-14509



Portées admissibles sous charge normale descendante

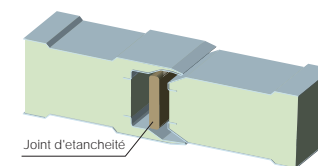
Carges en daN/m ²	SCHEMA STATIQUE Deux appuis. Panneaux fixés par 3 vis							
	Épaisseur du panneau mm							
	30	40	50	60	80	100	120	150
50	2.85	3.47	4.10	4.72	5.75	7.00	8.25	8.05
60	2.61	3.20	3.78	4.37	5.31	6.40	7.49	7.34
80	2.45	3.00	3.54	4.09	4.97	5.93	6.8	6.80
70	2.32	2.84	3.35	3.87	4.69	5.56	6.42	6.36
90	2.21	2.70	3.19	3.68	4.46	5.24	6.02	6.00
100	2.11	2.58	3.05	3.52	4.27	4.98	5.68	5.69
110	2.03	2.47	2.91	3.35	4.11	4.77	5.42	5.42
120	1.96	2.37	2.97	3.20	3.94	4.55	5.16	5.19
130	1.90	2.29	2.68	3.07	3.79	4.37	4.94	4.99
140		2.21	2.58	2.95	3.66	4.20	4.73	4.81
150		2.14	2.49	2.84	3.53	4.04	4.55	4.64
175		1.99	2.30	2.61	3.28	3.72	4.16	4.30
200		1.87	2.14	2.42	3.07	3.46	3.87	4.02

Carges en daN/m ²	SCHEMA HYPERSTATIQUE Trois appuis. Panneaux fixés par 3 vis							
	Épaisseur du panneau mm							
	30	40	50	60	80	100	120	150
50	3.65	4.44	5.24	6.03	6.20	7.00	7.00	7.00
60	3.42	4.11	4.81	5.50	5.82	6.62	7.00	7.00
80	3.20	3.83	4.47	5.10	5.52	6.20	6.87	7.00
70	3.00	3.59	4.18	4.77	5.27	5.85	6.42	6.91
90	2.83	3.38	3.94	4.49	5.06	5.56	6.06	6.52
100	2.68	3.21	3.73	4.26	4.88	5.31	5.74	6.18
110	2.47	3.00	3.53	4.06	4.72	5.10	5.48	5.89
120	2.27	2.81	3.35	3.89	4.58	4.91	5.24	5.64
130	2.06	2.62	3.18	3.74	4.46	4.75	5.04	5.42
140	1.90	2.47	3.03	3.60	4.35	4.61	4.86	5.23
150		2.36	2.92	3.48	4.24	4.47	4.69	5.05
175		2.14	2.68	3.22	4.04	4.19	4.34	4.67
200		2.01	2.54	3.07	3.74	3.90	4.06	4.37

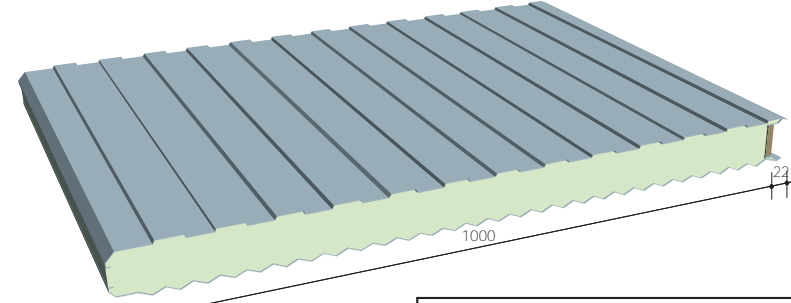
Les tableaux ont été établis pour des panneaux ayant des toiles en acier de 0,50 mm d'épaisseur nominale avec limite de déformation de la flèche f=1/200 l.

mod. MEC
Dogato/
Special

Panneau avec fixation apparente

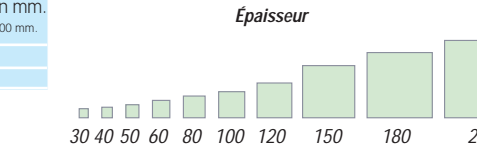


Détail du complexe et schéma de fixation



ÉPAISSEUR DE PANNEAU mm	K COEFFICIENT DE TRANSMISSION THERMIQUE		POIDS DE PANNEAU AVEC TOILES EN ACIER EXTERNE ET INTERNE 0,5 mm kg / m ²
	Kcal / m ² h C	Watt / m ² K	
30	0.57	0.67	8.80
40	0.43	0.50	9.20
50	0.34	0.40	9.60
60	0.29	0.33	10.00
80	0.22	0.25	10.80
100	0.17	0.20	11.60
120	0.14	0.17	12.40
150	0.11	0.13	13.60
180	0.10	0.11	15.00
200	0.09	0.1	15.85

TOLERANCES DIMENSIONNELLES en mm.
Conforme EN-14509



Portées admissibles sous charge normale descendante

Carges en daN/m ²	SCHEMA STATIQUE Deux appuis. Panneaux fixés par 3 vis							
	Épaisseur du panneau mm							
	30	40	50	60	80	100	120	150
50	2.85	3.47	4.10	4.72	5.75	7.00	8.25	8.05
60	2.61	3.20	3.78	4.37	5.31	6.40	7.49	7.34
80	2.45	3.00	3.54	4.09	4.97	5.93	6.8	6.80
70	2.32	2.84	3.35	3.87	4.69	5.56	6.42	6.36
90	2.21	2.70	3.19	3.68	4.46	5.24	6.02	6.00
100	2.11	2.58	3.05	3.52	4.27	4.98	5.68	5.69
110	2.03	2.47	2.91	3.35	4.11	4.77	5.42	5.42
120	1.96	2.37	2.97	3.20	3.94	4.55	5.16	5.19
130	1.90	2.29	2.68	3.07	3.79	4.37	4.94	4.99
140		2.21	2.58	2.95	3.66	4.20	4.73	4.81
150		2.14	2.49	2.84	3.53	4.04	4.55	4.64
175		1.99	2.30	2.61	3.28	3.72	4.16	4.30
200		1.87	2.14	2.42	3.07	3.46	3.87	4.02

Carges en daN/m ²	SCHEMA HYPERSTATIQUE Trois appuis. Panneaux fixés par 3 vis							
	Épaisseur du panneau mm							
	30	40	50	60	80	100	120	150
50	3.65	4.44	5.24	6.03	6.20	7.00	7.00	7.00
60	3.42	4.11	4.81	5.50	5.82	6.62	7.00	7.00
80	3.20	3.83	4.47	5.10	5.52	6.20	6.87	7.00
70	3.00	3.59	4.18	4.77	5.27	5.85	6.42	6.91
90	2.83	3.38	3.94	4.49	5.06	5.56	6.06	6.52
100	2.68	3.21	3.73</					