

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Mémoire de Master

Présenté à l'Université 8 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : STRUCTURES

Présenté par : HAMICI LATIFA

Thème :

**Conception et dimensionnement de la structure métallique
d'un bâtiment à usage d'imprimerie**

Sous la direction de : Pr.BENOUIS ABDELHALIM

Juillet 2021

Remerciements

Tout d'abord je remercie Dieu le Tout Puissant qui m'a accordé la force pour réaliser ce projet et le courage de vous le présenter.

Mes sincères remerciements et ma gratitude à Mr Benouis.A, mon superviseur, pour l'aide inestimable qu'il m'a fournie dans le développement de ce travail.

Aux membres du jury : j'espère que vous êtes satisfait de mon travail.

Je tiens également à remercier tous les professeurs de génie civil qui ont contribué à ma formation.

A tous mes professeurs chacun en son nom, je vous remercie du fond du cœur pour votre dévouement et pour vos conseils, sans vous je ne serai jamais arrivés là où on est aujourd'hui devant vous présentant le projet qui va nous transporter vers une nouvelle partie de notre vie et qui constituera tout notre avenir.

A toute personne ayant participé de près ou de loin à la réalisation de ce projet.

DÉDICACE

*Je dédie ce travail sûrement au premier lieu à mes chers parents,
Au plus beau et merveilleux papa au monde, mon très cher papa qui m'a
toujours poussé pour aller de l'avant avec ses conseils tantôt avec patience
et tantôt sévèrement mais qui ont toujours servi et qui m'ont mené là où je
ne croyais jamais pouvoir arriver.*

♥ Merci papa et je t'aime très fort♥

*A ma maman chérie qui m'a comblée d'amour et de tendresse et qui a
rendu les choses les plus difficiles semblé bien plus simple que je ne le
croyais.*

♥ Je t'aime ma maman♥

*À ma sœur Zineb, et mon frère sedik, et je leur souhaite du succès dans la
vie.*

À toute ma famille qui a partagé la joie de ce petit succès dans ma vie.

A tous mes amis de la promotion de Génie civil 2020.

Et à tous ceux que je n'ai pas cite ... une pense vau mille mots

Résumé :

Le projet consiste à concevoir et à dimensionner la structure métallique d'un bâtiment. La structure de ce bâtiment, situé au centre-ville de Constantine à une altitude de 690 m, est constituée par l'assemblage des poutres à des poteaux par l'intermédiaire de soudures et de boulons. Ces poutres et poteaux constituent l'ossature par portiques reprennent la totalité des charges verticales et les charges horizontales les sollicitant dans la direction de leur plan. Dans l'autre direction, des palées de stabilité reprennent les charges horizontales.

Les éléments secondaires comprennent les planchers courants (plancher mixte ou revêtement métallique) et la terrasse (panneaux supportés par des pannes) ainsi que les cloisons et les façades.

Les pieds de poteaux sont encastrés et leur dimensionnement consiste à prévoir la plaque d'assise et les tiges d'ancrages adéquats pour la bonne transmission des efforts aux fondations.

Les charges proviennent des poids propres des éléments constitutifs du bâtiment, des charges d'exploitation, des charges climatiques et éventuellement des charges accidentelles dues au séisme.

Mots clés : Structure, métallique, portiques, contreventement, assemblages, neige, vent.

Summary:

The project consists of designing and dimensioning the metallic structure of a building. The structure of this building, located in downtown Constantine at an altitude of 690 m, is formed by joining beams to columns by means of welds and bolts. These beams and columns constitute the gantry frame take up all the vertical loads and the horizontal loads urging them in the direction of their plane. In the other direction, the stabilizers take up the horizontal loads.

The secondary elements include the common floors (mixed floor or metal cladding) and the terrace (panels supported by purlins) as well as the partitions and facades.

The column bases are embedded and their sizing consists of providing the base plate and the appropriate anchor rods for the proper transmission of forces to the foundations.

The loads come from the self-weights of the building's constituent elements, operating costs, climatic loads and possibly accidental loads due to the earthquake.

Keywords: Structure, metal, gantries, bracing, assemblies, snow, wind

ملخص:

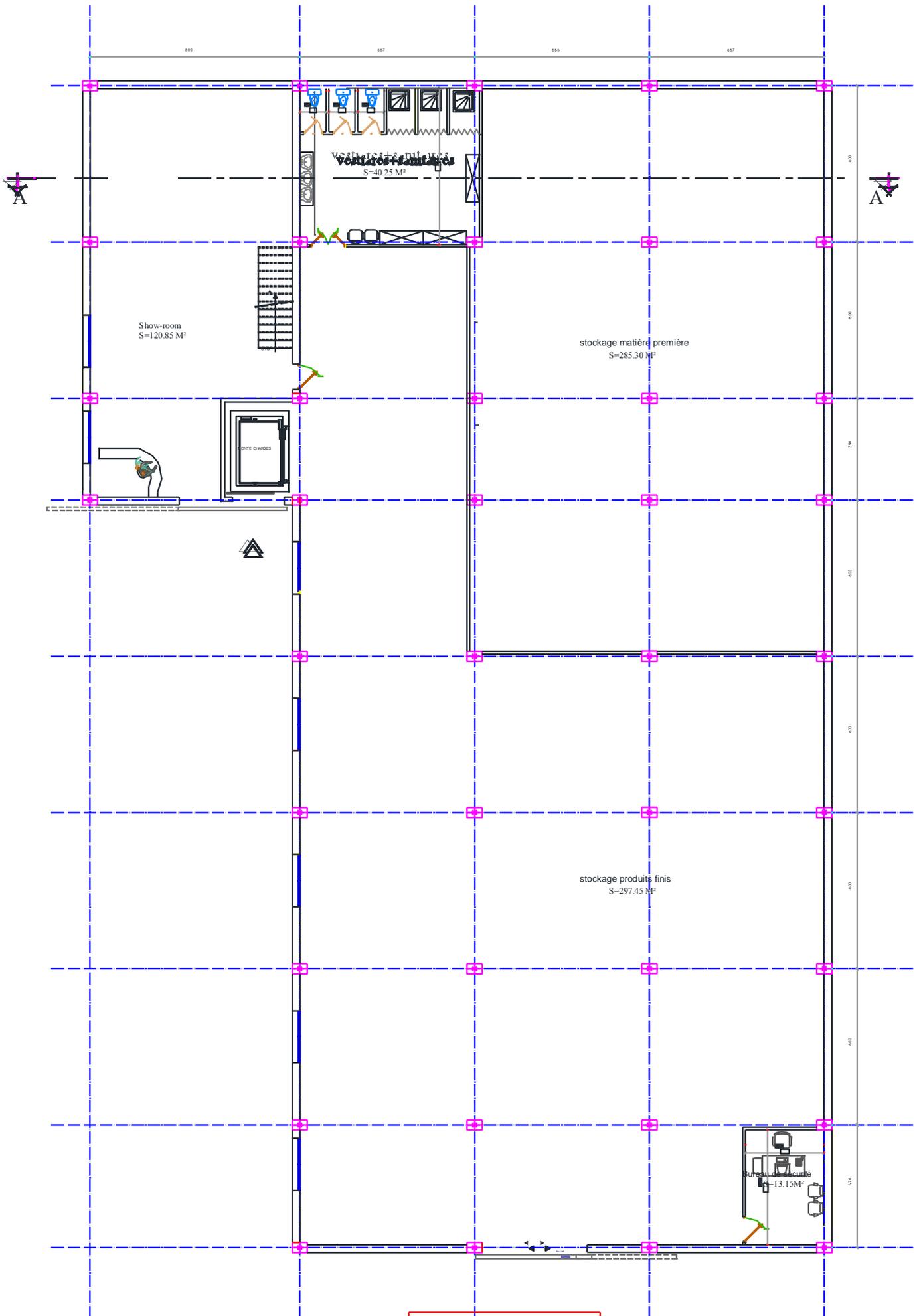
يتكون المشروع من تصميم وتحديد ابعاد الهيكل المعدني للمبنى الواقع في وسط مدينة قسنطينة على ارتفاع 690 م، من خلال ربط العوارض بالأعمدة بواسطة اللحامات والمسامير. تشكل هذه الحزم والأعمدة إطاراً جسرًا يأخذ جميع الأحمال الرأسية والأحمال الأفقية التي تحتم في اتجاه مستواهم. في الاتجاه الآخر، تأخذ المثبتات الأحمال الأفقية.

تشمل العناصر الثانوية الأرضيات المشتركة (الأرضيات المختلطة أو الكسوة المعدنية) والسقف (الألواح المدعومة بمدادات) بالإضافة إلى الفواصل والواجهات.

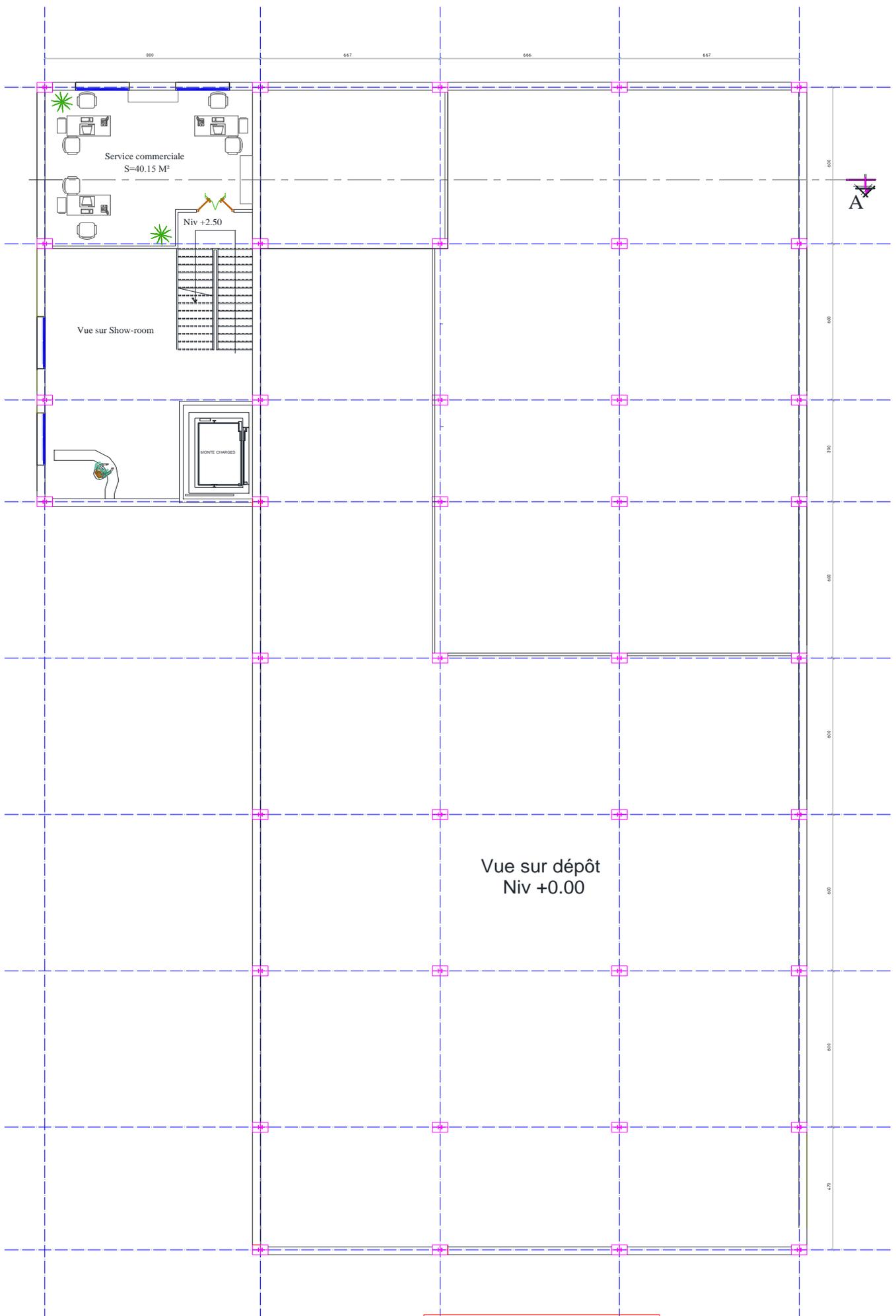
يتم تضمين قواعد الأعمدة ويتكون حجمها من توفير لوحة القاعدة وقضبان التثبيت المناسبة لنقل القوى بشكل صحيح إلى الأساسات.

تأتي الأحمال من الأوزان الذاتية للعناصر المكونة للمبنى، وتكاليف التشغيل، والأحمال المناخية، وربما الأحمال العرضية بسبب الزلزال.

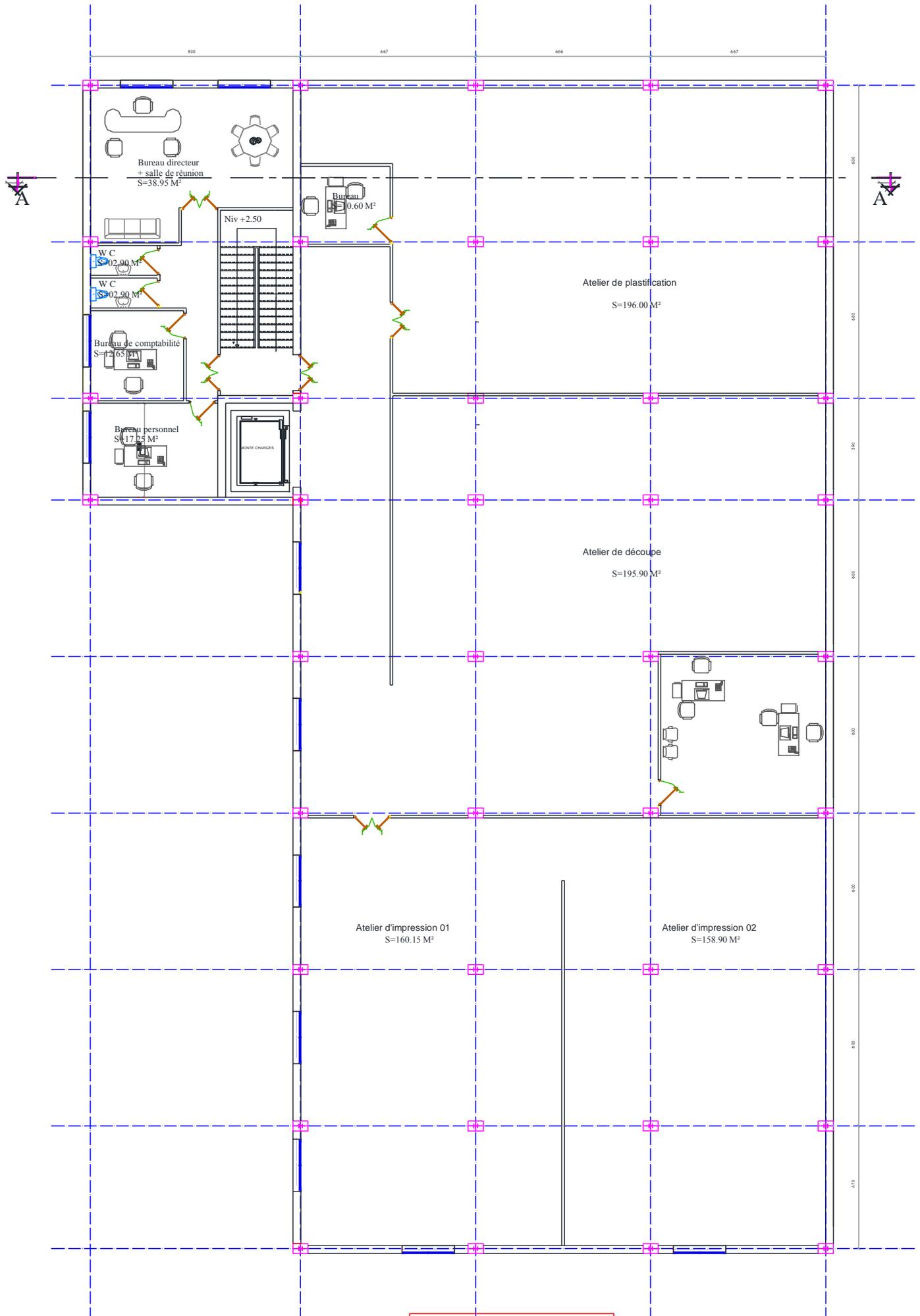
الكلمات المفتاحية: الهيكل، المعدن، الجسور، الدعامة، التجميعات، الثلج، الرياح.



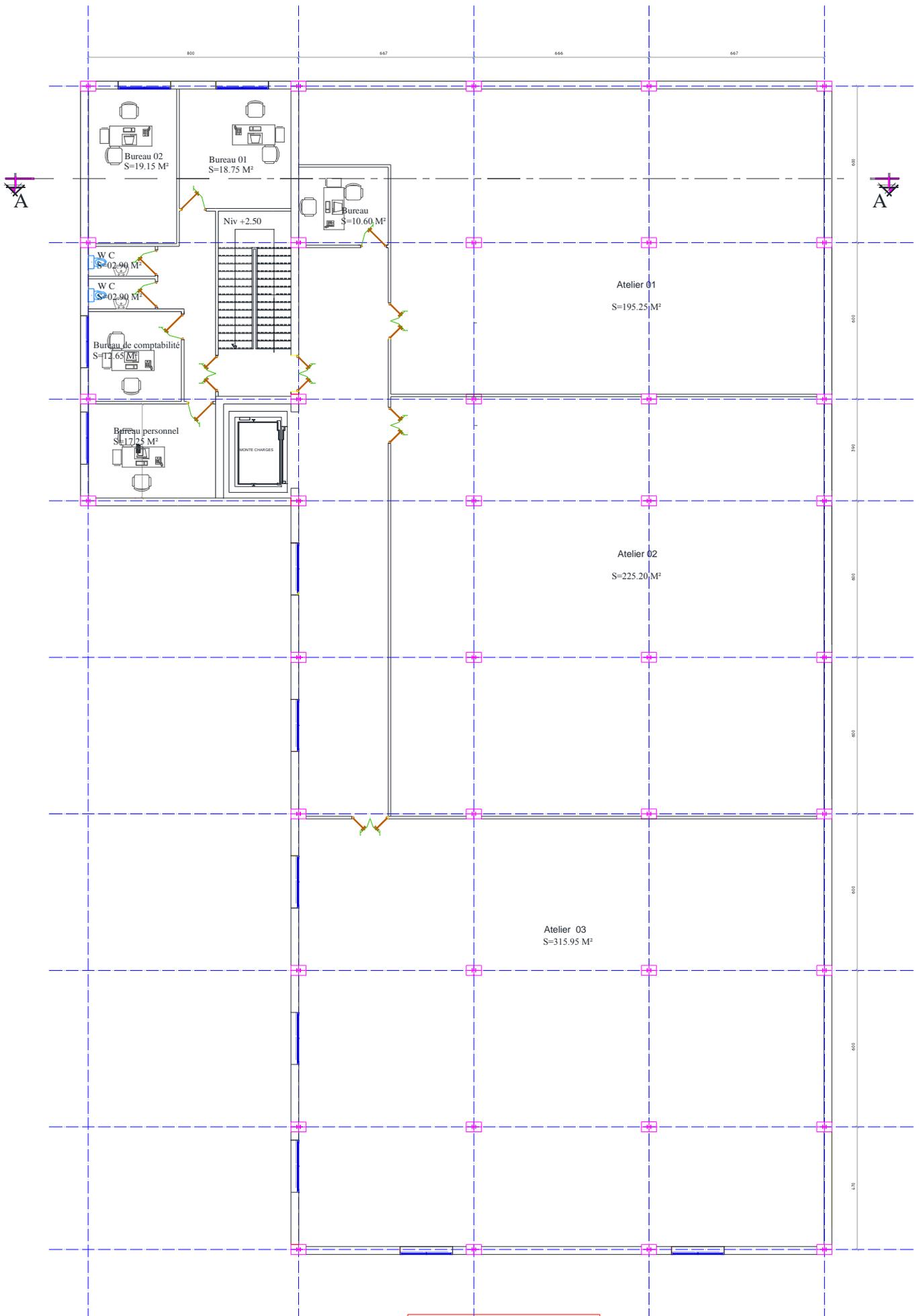
PLAN RDC NIV +0.00
 Ech : 1/50.



PLAN MEZZANINE NIV +2.50
Ech : 1/50.



PLAN 1er ETAGE NIV +5.00
 Ech : 1/50.



PLAN RDC NIV +9.00
 Ech : 1/50.

LISTE DES NOTATIONS

- G : Charge permanente.
- Q : Charge d'exploitation.
- N : Surcharge climatique de la neige.
- μ : coefficient de forme de la charge de neige.
- V : Surcharge climatique du vent.
- E : Module d'élasticité longitudinale.
- F : Force en générale.
- G : Module de cisaillement.
- I_y : Moment d'inertie selon l'axe y.
- I_z : Moment d'inertie selon l'axe z.
- ν : coefficient de poisson.
- ρ : poids volumique.
- b : largeur du profilé.
- d : la hauteur de l'âme.
- h : Hauteur du profilé.
- t : épaisseur.
- t_w : Epaisseur de l'âme de profile.
- t_f : Epaisseur de la semelle de profile.
- A : Section du profilé.
- C_t : Coefficient de topographie.
- C_r : Coefficient de rugosité.
- C_e : Coefficient d'exposition.
- C_d : Coefficient dynamique.
- M_{Sd} : Moment fléchissant sollicitant.
- M_{Rd} : Moment résistant.
- M_{Pl} : Moment plastique.
- $M_{pl, Rd}$: Moment plastique résistant.
- $M_{b, Rd}$: Moment de la résistance au déversement.
- V_{sd} : Effort tranchant sollicitant.
- $V_{pl, Rd}$: Effort tranchant plastique.
- $V_{el, Rd}$: Effort tranchant élastique.
- W_{el} : Moment de résistance élastique.
- W_{pl} : Moment de résistance plastique.
- R : Coefficient de comportement de la structure.

T : La période propre

f : La flèche.

f_y : Limite d'élasticité.

h : Hauteur d'une pièce.

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

L_f : Longueur de flambement.

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

β_w : Facteur de corrélation.

γ_m : Coefficient de sécurité.

λ : Élancement.

λ_{LT} : Élancement de déversement.

α : Facteur d'imperfection.

τ : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

σ_a : Contrainte de l'acier.

σ_b : Contrainte du béton.

η : Facteur de correction d'amortissement.

Sommaire

Introduction	page01
--------------------	--------

Chapitre 1 : généralités

I.1. Présentation de l'ouvrage.....	page03
I.2. données géométriques du projet	page03
I.3. définition des zones d'implantations du projet.....	page03
I.4. Règlements techniques	page03
I.5. matériaux utilisés	page04
I.5.1. Acier.....	page04
I.5.2 Assemblage.....	page04
I.5.3. Béton.....	page05
I.6. Les Eléments Structuraux.....	page06
I.6.1. Les poteaux.....	page06
I.6.2. Les poutres.....	page06
I.6.3. Les contreventements.....	page07
I.6.4. Plancher collaborant.....	page07

Chapitre II : Evaluation des charges

II.1. Introduction.....	page09
II.2. charges permanentes.....	page09
II.2.1. Plancher collaborant.....	page09
II.2.2. Toiture métallique.....	page09
II.2.3. Bardage.....	page10
II.2.4. Mur intérieur.....	page10
II.2.5. Escalier.....	page10
II.3. Actions Variables.....	page10
II.4. Charges climatiques.....	page11
II.4.1. Introduction.....	page11
II.4.2. Effet de la neige.....	page11
II.4.3. Effet du vent.....	page12
II.5. force de frottement.....	page26

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

III.1. les panne.....	page28
III.1.1. Introduction.....	page28
III.1.2. Evaluation des charges et sur charges.....	page28
III.1.3. Calcul des pannes.....	page28
III.2. L'échantignolle.....	page33
III.2.1. Introduction.....	page33
III.2.2. Calcul d'échantignolle.....	page33
III.3. lisses de bardage.....	page35
III.3.1. Introduction.....	page35
III.3.2. Lisse de bardage au long-pan droite.....	page35
III.3.3. Lisse de bardage au long-pan gauche.....	page37
III.3.4. Lisse de bardage au pignon avant.....	page39
III.3.5. Lisse de bardage au pignon arrière.....	page43
III.3.6. Calcul de suspente.....	page47
III.4. les potelets.....	page48
III.4.1. Introduction.....	page48
III.4.2. Evaluation des charges et sur charges.....	page48
III.4.3. Potelets du pignon avant.....	page48
III.4.4. Potelets du pignon arrière.....	page52
III.5. Etude de plancher collaborant.....	page54
III.5.1. Introduction.....	page54
III.5.2. Calcul des solives.....	page55
III.5.3. Calcul de plancher mixte.....	page56
III.5.4. Calcul des connecteurs.....	page58
III.6. Etude des escaliers.....	page60
III.6.1. Introduction.....	page60
III.6.2. Conception.....	page60
III.6.3. Evaluation des charges.....	page60
III.6.4. Démentions des escaliers.....	page60
III.6.5. Calcul du limon.....	page63
III.6.6. Calcul de la poutre palière.....	page65

Chapitre IV : Calcul des contreventements

IV.1.Introduction.....	page68
IV.2.Types de contreventements.....	page68
IV.2.1. Contreventement de toiture.....	page68
IV.2.2. Contreventement de façade.....	page68
IV.2.3. Effort du vent sur les pignons.....	page68
IV.3.Etude de contreventement horizontal.....	page68
IV.3.1. Evaluation des efforts horizontaux sur le pignon avant.....	page69
IV.3.2. Evaluation des efforts horizontaux sur le pignon arrière.....	page71
IV.4.Etude de contreventement vertical.....	page73

Chapitre V : Calcul des portiques

V.1.Introduction.....	page77
V.2.Modalisation de la structure.....	page78
V.2.1. Définition de la structure.....	page78
V.2.2. Données-Sections.....	page78
V.2.3. Tableau des chargements.....	page79
V.2.4. Tableau des combinaisons.....	page80
V.3. Résultats du calcul.....	page80
V.4. Dimensionnement des éléments résistants.....	page81
V.4.1. Une vérification sous ROBOT nous donne les résultats suivants	page81
V. 4.2. Un dimensionnement sous robot nous propose les profilés suivants	page81
V.4.3. Classifications des familles.....	page81
V.4.4. Optimisation	page82
V.5. Conclusion.....	page82

Chapitre VI : Etude sismique

VI.1.Introduction.....	page84
VI.2. Méthodes de calcul.....	page84
VI.3.Analyse dynamique (méthode d'analyse spectrale modale)	page84
VI.3.1. Méthodologie et règlements d'étude.....	page84
VI.3.2. Spectre de réponse de calcul.....	page84
VI.3.3. Définition des différents paramètres selon le RPA.2003.....	page85

VI.3.4. Analyse dynamique de la structure.....	page86
--	--------

Chapitre VII : Etude des fondations

VII.1.Introduction.....	page93
VII.1.1. Les types des fondations.....	page93
VII.1.2. Le choix du type de fondation.....	page93
VII.2. Dimensionnement de la semelle.....	page93
VII.3. Vérification de la contrainte réelle dans le sol.....	page94
VII.4. calcul des armatures.....	page94
VII.5. Schéma de ferrailage.....	page97
VII.6. Calcule de longrines.....	page 98

Chapitre VIII : Etude de l'assemblage

VIII.1. Introduction.....	page100
VIII.2. Fonctionnement des assemblage.....	page100
VIII.2.1 Le boulonnage.....	page100
VIII.2.2. Le soudage.....	page100
VIII.2.3. Fonctionnement par adhérence.....	page100
VIII.3. Rôle des assemblages.....	page101
VIII.4. Calcul des assemblage.....	page101
VIII.4.1. Liaison poteau-traverse (HEA280-HEA320).....	page101
VIII.4.2. Assemblage traverse-traverse.....	page106
VIII.4.3. Assemblage poteaux-poutre maitresse.....	page109
VIII.4.4. Assemblage des contreventements verticaux.....	page112
VIII.4.5. Assemblage pied de poteau.....	page116

Liste des tableaux

Tableau I-1 : Caractéristique des nuances d'acier.....	page04
Tableau I-2 : Caractéristiques mécaniques.....	page05
Tableau II.1 : charge permanentes de la toiture.....	page09
Tableau II.2 : charge permanentes du bardage.....	page10
Tableau II.3 : valeurs de la pression dynamique de référence.....	page12
Tableau II.4 : valeur de $C_t(z_j)$	page13
Tableau II.5 : définition des catégories de terrain.....	page13
Tableau II.6 : Résultats des calculs des pressions à chaque niveau.....	page13
Tableau II.7 : les pressions du vent 1 sur les parois verticales.....	page15
Tableau II.8 : les pressions de vent 1 sur la toiture.....	page16
Tableau II.9 : les pressions du vent 2 sur les parois verticales.....	page18
Tableau II.10 : les pressions du vent 2 sur la toiture.....	page19
Tableau II.11 : les pressions du vent 3 sur les parois verticales.....	page21
Tableau II.12 : les pressions du vent 3 sur la toiture.....	page22
Tableau II.13 : les pressions du vent 4 sur les parois verticales.....	page24
Tableau II.14 : les pressions du vent 4 dans la toiture.....	page25
Tableau II.15 : les charges maximales du vent.....	page26
Tableau II.16 : Les forces de frottement du vent sur le pignon.....	page26
Tableau III.1 : Caractéristiques du profilé IPE140.....	page28
Tableau III.2 : Les sections des profilés adaptés pour les pannes.....	page32
Tableau III.3 : Caractéristiques du profilé IPE120.....	page35
Tableau III.4 : Caractéristiques du profilé IPE140.....	page39
Tableau III.5 : Les différents profilés adaptés pour les lisses.....	page46
Tableau III.6 : Caractéristiques du profilé HEB280.....	page49
Tableau III.7 : coefficient χ_{\min} en fonction de la courbe.....	page50
Tableau III.8 : caractéristiques du profilé HEB280.....	page52
Tableau III.9 : les différents profilés adaptés pour les potelets.....	page53
Tableau III.10 : Caractéristiques du profilé IPE220.....	page55

Tableau III.11 : évaluation des charges et surcharges (palier+volée).....	page60
Tableau III.12 : Caractéristiques de profilé L40×40×4.....	page63
Tableau III.13 : caractéristiques de profilé UPN160.....	page64
Tableau III.14 : Caractéristiques du profilé IPE120.....	page65
Tableau III.15 : les différents profilés adaptés pour les éléments de l'escalier.....	page66
Tableau IV.1 : Les valeurs des forces horizontales dans le pignon avant.....	page70
Tableau IV.2 : Les valeurs des forces horizontales dans le pignon arrière.....	page71
Tableau V.1 : caractéristique des profilés de la structure.....	page78
Tableau V.2 : les différents types de chargement.....	page80
Tableau V.3 : les différentes combinaisons de calcul.....	page80
Tableau V.4 : efforts extrêmes globaux.....	page80
Tableau V.5 : Résultats de vérification des profilées	page81
Tableau V.6 : Résultats de dimensionnement des familles sous ROBOT	page81
Tableau V.7 : Les différents familles envisagées.....	page81
Tableau V.8 : Les profilés adaptés pour la structure.....	page82
Tableau V.9 : les sections des différents éléments adoptés.....	page82
Tableau VI.1 : Valeurs du coefficient de qualité.....	page86
Tableau VI.2 : Cas de chargement.....	page87
Tableau VI.3 : Combinaisons de calculs.....	page87
Tableau VI.4 : Résultats des différentes modes propres.....	page88
Tableau VI.5 : Déformation maximales des nœuds.....	page89
Tableau VI.6 : Vérification de l'effort tranchant à la base.....	page90
Tableau VI.7 : Vérification des profilés adoptés.....	page91
Tableau VII.1 : Valeur des efforts extrêmes dans les poteaux.....	page93
Tableau VIII.1 : Les classes des boulons.....	page100
Tableau VIII.2 : Distances de calcul des boulons d'assemblage (poteau-traverse).....	page104
Tableau VIII.3 : Les efforts par boulons d'assemblage (poteau-traverse).....	page104
Tableau VIII.4 : Distances de calcul des boulons d'assemblage (traverse-traverse).....	page108
Tableau VIII.5 : Les efforts par boulons d'assemblage (traverse-traverse).....	page108

Tableau VIII.6 : Distances de calcul des boulons d'assemblage (poteau-poutre maitresse).....	page111
Tableau VIII.7 : Les efforts par boulons d'assemblage (poteau-poutre maitresse).....	page111
Tableau VIII.8 : les caractéristiques des barres.....	page112
Tableau VIII.9 : caractéristiques des boulons (barre 1).....	page113
Tableau VIII.10 : caractéristiques des boulons (barre 2).....	page113
Tableau VIII.11 : caractéristiques des boulons (barre 3).....	page113
Tableau VIII.12 : caractéristiques des boulons (barre 4).....	page114
Tableau VIII.13 : vérification des résistances des barres du contreventement vertical.....	page115

Liste des figures

Figure I.1. Présentation de la structure	page03
Figure I.2. Poteau en acier.....	page06
Figure I.3. Composition d'un plancher collaborant.....	page07
FigureII.1 : plancher collaborant.....	page09
Figure II.2. Escalier.....	page10
Figure II.3. Direction du vent.....	page14
Figure II.4. Les pressions maximales du vent 1 sur le bâtiment.....	page16
Figure II.5 : Les pressions maximales du vent 2 sur le bâtiment.....	page19
Figure II.6 : Les pressions maximales du vent 3 sur le bâtiment.....	page23
Figure II.7 : Les pressions maximales du vent 4 sur le bâtiment.....	page26
Figure III.1 : Répartition des charges ponctuelle sur la portée de la panne.....	page29
Figure III.2 : La disposition des liernes sur les pannes.....	page32
Figure III.3 : Liaison panne-traverse par l'échantignolle.....	page33
Figure III.4 : Schémas de suspentes.....	page47
Figure III.5 : Schéma statique du potelet.....	page48
Figure III.6 : disposition des potelets.....	page48
Figure III.7 : Plancher mixte collaborant (acier-béton).....	page54
Figure III.8 : Contraintes dans le plancher mixte.....	page56
Figure III.9 : Caractéristique du connecteur.....	page58
Figure III.10 : Escalier métallique.....	page60
Figure III.11 : Modèle d'escalier RDC.....	page60
Figure III.12 : Modèle d'escalier étage.....	page61
Figure III.13 : Charges sur les escaliers.....	page63
Figure III.14 : Schéma statique de la poutre palière.....	page65
Figure IV.1 : La vue en plan de la poutre au vent.....	page68
Figure IV.2 : Schéma statique de la poutre au vent de pignon avant.....	page69
Figure IV.3 : Les surfaces d'application des efforts horizontaux.....	page69
Figure IV.4 : Schéma statique d'une partie de la poutre au vent de pignon avant.....	page70
Figure IV.5 : Schéma statique de la poutre au vent de pignon arrière.....	page71
Figure IV.6 : Schéma statique d'une partie de la poutre au vent de pignon arrière.....	page72
Figure IV.7 : Schéma statique des palées de stabilité.....	page73

Figure V.1 : vue en 3D de la structure.....	page78
Figure VI.1 : vue en 3D de la structure.....	page87
Figure VI.2 : Spectre de la repense direction X.....	page89
Figure VI.3 : Spectre de la repense direction Y.....	page90
Figure VII.1 : coupe A-A de la semelle.....	page97
Figure VII.2 : coupe B-B de la semelle.....	page97
Figure VII.3 : vue en plan de la semelle.	page97
Figure VII.4 : schéma du ferrailage des longrines	page98
Figure VIII.1 : vue en 3D d'assemblage (poteau-traverse).....	page101
Figure VIII.2 : Schéma d'assemblage (poteau-traverse).....	page104
Figure VIII.3 : vue en 3D d'assemblage (traverse-traverse).....	page106
Figure VIII.4 : schéma d'assemblage (traverse-traverse).....	page107
Figure VIII.5 : vue en 3D d'assemblage (poteau-poutre maitresse).....	page109
Figure VIII.6 : schéma d'assemblage (poteau-poutre maitresse).....	page111
Figure VIII.7 : vue en 3D d'assemblage contreventement verticale.....	page112
Figure VIII.8 : Schéma d'assemblage contreventement verticale.....	page115
Figure VIII.9 : vue en 3D d'assemblage pied de poteau.....	page116
Figure VIII.10 : Schéma d'assemblage pied de poteau.....	page117

INTRODUCTION

Pour n'importe quel projet de construction, différents procédés de conception et de calculs sont utilisés, selon des normes et des codes qui doivent être respectés. Le développement que le monde est en train de vivre, nous pousse à innover et aller plus vite dans tous les secteurs et surtout dans le domaine du bâtiment « chercher à aller plus haut, plus rapidement et plus léger ».

L'Algérie de sa part essaye de s'accommoder avec ce développement en introduisant la charpente métallique dans ses constructions vue les bonnes caractéristiques et les multiples avantages qu'elle présente dont on peut citer :

- ✚ La grande résistance de l'acier à la traction qui permet de franchir de grandes portées.
- ✚ La bonne tenue au séisme grâce à sa bonne ductilité
- ✚ L'acier est un produit recyclable, et les structures en acier sont facilement démontables et les différents éléments peuvent être réutilisés.
- ✚ Possibilités architecturales plus étendues que le béton.

Par contre sa corrodabilité et sa fragilité vis à vis de l'eau présente un inconvénient considérable qui doit être traité de façon particulière pour éviter tout type de risque d'effondrement à cause de ces raisons. [1]

Notre projet consiste à étudier une structure métallique destinée à une bâtiments administratif, le but étant d'être confronté à un projet réel ce qui nous permet l'application des informations acquises durant notre formation, ainsi que l'utilisation des document technique et des fois régissant la conception et le calcul des structures métalliques.

Chapitre I : généralités

I.1. Présentation de l'ouvrage :

Le projet de fin étude consiste à faire une étude d'un bâtiment (R+2) en charpente métallique situé au centre-ville de Constantine occupé une assiette de 1055.6 m² avec une hauteur de 14 m composé d'un rez-de-chaussée et de deux niveaux à une altitude de 690 m.

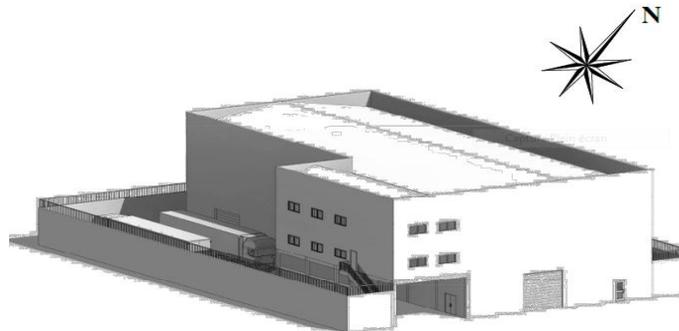


Figure I.1. : Présentation de la structure

I.2. Données géométriques du projet :

Les caractéristiques géométriques de la structure sont les suivantes :

- ✓ Largeur → $L_x = 28$ m.
- ✓ Longueur → $L_y = 45$ m.
- ✓ Hauteur de RDC → $h = 5$ m.
- ✓ Hauteur de 1^{er} étage → $h = 4$ m.
- ✓ Hauteur de 2^{ème} étage → $h = 3$ m.
- ✓ Hauteur de toiture → $h = 2$ m.
- ✓ Hauteur totale → $H = 14$ m.

I.3. Définition des zones d'implantation du projet :

- ✓ Zone de neige → A.
- ✓ Zone de vent → I.
- ✓ Altitude → 690 m.
- ✓ Catégorie de terrain → III.

I.4. Règlements techniques :

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

- ✓ CCM 97: Règle de calcul des constructions en acier.
- ✓ RPA99 : Règlement Parasismique Algériennes version 2003.
- ✓ BAEL : Béton armé aux états limites.
- ✓ DTR C 2-47, Règlement Neige et Vent 2013.
- ✓ DTR BC- 2.47, Règles de Conception et de Calcul des Structures Métalliques « CCM97 », Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique CGS, Algérie, 1997.
- ✓ DTR BC- 2.2., Charges permanentes et charges d'exploitation.
- ✓ NF EN 1993, Euro code 3 : Calcul des structures en acier.

I.5. Matériaux Utilisés

I.5.1. Acier :

Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier sont les suivantes :

Limite élastique f_y (MPa) en fonction de l'épaisseur nominale :

Nuance d'acier	Epaisseur (mm)			
	$t \leq 40$ mm		$40\text{mm} < t \leq 100$ mm	
	F_y (N/mm ²)	F_u (N/mm ²)	F_y (N/mm ²)	F_u (N/mm ²)
F_e 360	235	360	215	340
F_e 430	275	430	255	410
F_e 510	355	510	355	490

Tableau I-1 : Caractéristique des nuances d'acier

- ✓ La résistance à la traction : $f_u = 360$ MPa.
- ✓ La limite élastique : $f_y = 235$ MPa.
- ✓ Le module de Young : $E = 210\,000$ MPa.
- ✓ Poids volumique : $\rho = 7850$ daN/m³.
- ✓ Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$.
- ✓ Module de cisaillement : $G = E / (2(1+\nu)) = 81000$ MPa.

I.5.2. Assemblage :

Les assemblages principaux des systèmes structuraux assurant la stabilité sont :

a. Le boulonnage :

- ✓ Boulons ordinaires de classe (6-6) dont la résistance nominale est 3500 kg/cm²
- ✓ Boulons à haute résistances types HR 8.8 et 10.9

 pour HR 8.8 sa résistance est de 6400 kg/cm²

 pour HR 10.9 sa résistance est de 9000 kg/cm²

b. le soudage :

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, les électrodes ou fil de soudage dont les caractéristiques mécaniques sont au moins équivalentes à celles des nuances d'acier utilisées, 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 la température de fusion brilles des pièces de métal à assembler

Puisque le site est en zone sismique, seul les assemblages rigides sont autorisés (voir RPA2003 8.1.1) [2].

I.5.3. Béton :

- Le béton utilisé est dosé à 350kg/ m³.
- Béton de propreté est dosé à 150 kg/m³.

I.5.3.1. Résistance de béton :

❖ Caractéristiques du béton :

Le béton utilisé est défini, du point de vue mécanique par :

- ✓ La résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25$ MPa
- ✓ La résistance à la traction à 28 jours est déduite de celle de compression par la relation : $f_{t28} = 0,6 + 0.06 f_{c28}$

I.5.3.2. Contraintes limites :

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée Par :

$$F_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\gamma_b}$$

❖ Etat limite de service :

La contrainte de compression limite de service est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$$

❖ Contraintes de cisaillement :

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

- ✓ Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau} = \min (0.13 \cdot f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25$ MPa
- ✓ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\bar{\tau} = \min (0.10 \cdot f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 2.5$ MPa

❖ Coefficient de Poisson:

Selon le BAEL, les valeurs sont les suivantes:

- ✓ $\nu = 0$ à l'ELU
- ✓ $\nu = 0.2$ à l'ELS

❖ Caractéristiques mécaniques :

Nuance		F _y (MPa)
Ronds lisses	F _e 220	215
	F _e 240	235
Barres HA	F _e 400	400
	F _e 500	500

Tableau I-2 : Caractéristiques mécaniques.

❖ Contraintes limites :

- Etat limite ultime :

La contrainte admissible à l'ELU a pour valeur :

- ✓ En cas de situations accidentelles $\sigma_{st} = 400 \text{ MPa}$
- ✓ En cas de situations normales $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

- **Etat limite de service :**

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- ✓ Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- ✓ Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$.
- ✓ Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (1/2f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$.

I.6. Les Eléments Structuraux

I.6.1. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux qui transmettent les charges verticales des planchers aux fondations. Les moyens de transmettre ces charges verticales sont liés au système structural particulier utilisé pour la conception de l'ossature et sont généralement des profilés en I ou en H

Les poutres supportent les éléments de plancher et transmettent les charges verticales aux poteaux. et sont aussi constitués à partir de profilés en I ou en H.

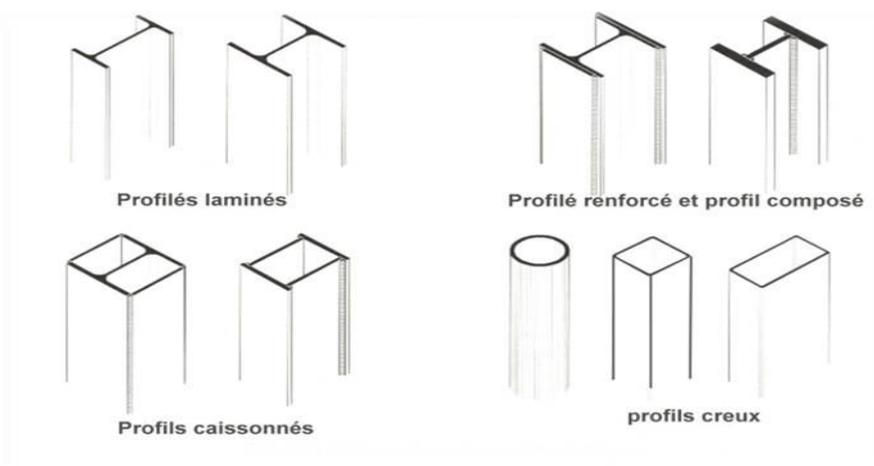


Figure I.2. Poteau en acier.

I.6.2. Les poutres :

La poutre constitue l'élément structural horizontal de base de toute construction ; elle franchit la portée comprise entre ses deux appuis et transmet principalement par flexion les charges qui lui sont appliquées. Les poutres métalliques, que l'on peut réaliser à partir d'une grande diversité de formes et de sections structurales, peuvent souvent être dimensionnées en invoquant à peine plus que la théorie élémentaire de la flexion.

Ces éléments sont souvent constitués à partir de profilés en I ou en H.

I.6.3. Les contreventements :

Les systèmes de contreventements assureront le rôle de stabiliser la structure face aux efforts de vent et spécialement du séisme.

On a mis en disposition deux systèmes de contreventements en X et en V pour garder l'aspect architectural de la structure vue la présence de beaucoup d'ouvertures, et pour ne pas gêner l'exploitation du bâtiment [1].

I.6.4. Plancher collaborant :

Les planchers courants sont mixtes à dalle collaborant dont la composition est illustrée sur la figure ci-dessous.

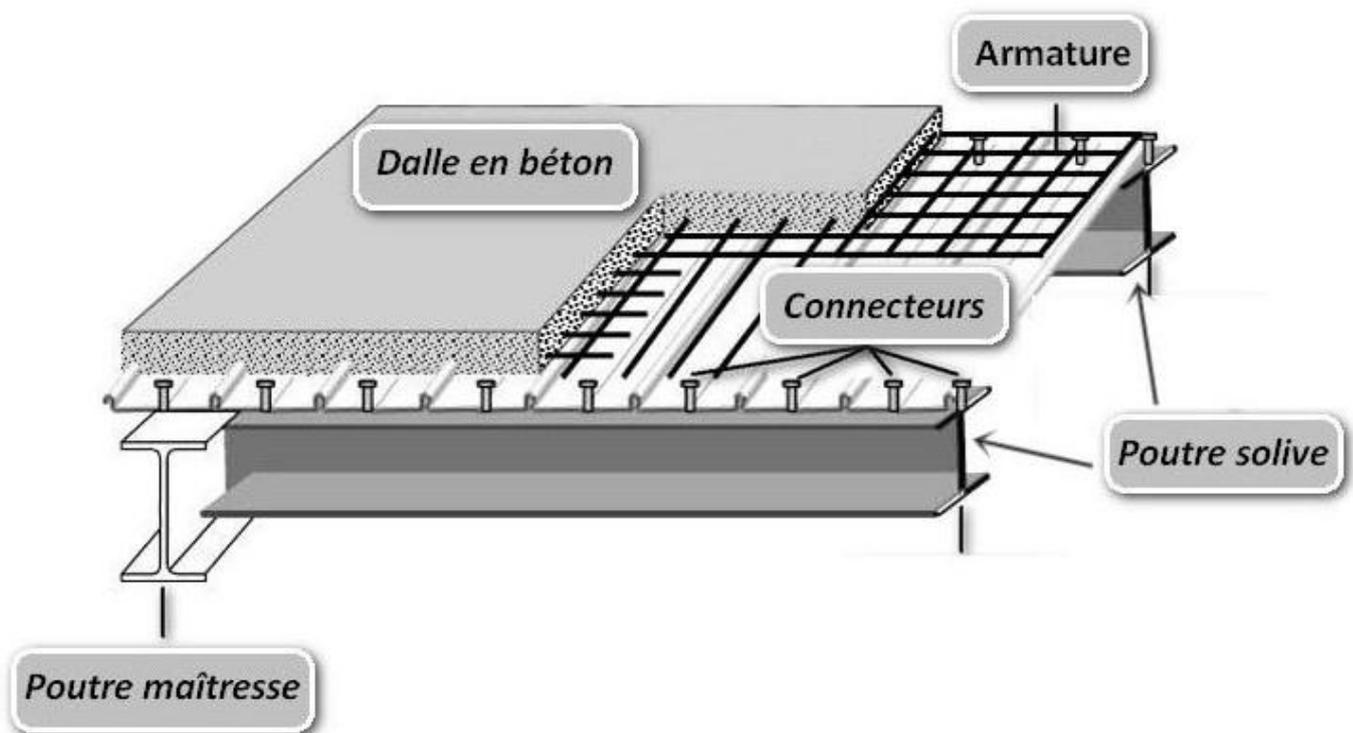


Figure I.3. Composition d'un plancher collaborant

Chapitre II

Evaluation des charges

II.1. Introduction :

Pour concevoir et calculer la structure, il est nécessaire d'examiner les différentes charges que la structure devra supporter, et ces charges varient en fonction de l'utilisation de la structure, de sa situation géographique et des matériaux utilisés. Ces charges se distinguent en :

- Charges permanentes.
- Charges d'exploitations.
- Actions climatiques (neige et vent).
- Actions accidentelles (le séisme).

II.2. charges permanentes :

Ce terme désigne le poids propre de tous les éléments permanents constituant l'ouvrage terminé. Il s'agit donc non seulement du poids de l'ossature mais aussi de tous les éléments du bâtiment (planchers, plafonds, cloisons, revêtements de sol, installations fixes).

II.2.1. plancher collaborant :

Solive en profilé métallique (estimé)	40 Kg/m ²
Revêtement en carrelage (2 cm)	$0,02 \times 2000 = 40$ daN/ m ²
Mortier de pose (2 cm)	$0,02 \times 2000 = 40$ daN/ m ²
Isolation thermique en liège (bloc de liège) (4 cm)	$0,04 \times 400 = 16$ daN/ m ²
Dalle en béton armé (9 cm)	$0,09 \times 2500 = 225$ daN/ m ²
Tôle nervurée TN40 « ep1.00 »	9.81 daN/ m ²
Faux plafond en plâtre	10 daN/ m ²

$$\underline{G = 380.81 \text{ daN/m}^2}$$

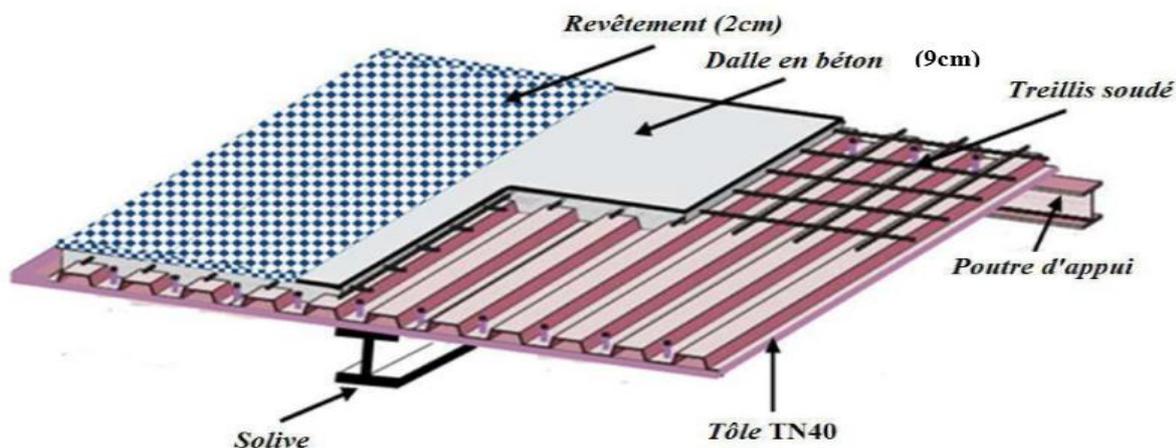


Figure II.1 : Plancher mixte collaborant

II.2.2. toiture métallique « panneau sandwich de couverture »

Type	Charge permanente
Panneau de couverture « TL100 », « ep60mm »	11.5 daN/m ²

Tableau II.1 : Charge permanente de la toiture

II.2.3. bardage :

Type	Charge permanente
Panneau de bardage « ep60mm »	10.8 daN/m ²

Tableau II.2 : Charge permanente du bardage

II.2.4. Mur intérieur :

Brique creuses (e=10cm) 0,1×900	→	90 daN/m ²
Revêtement intérieur (e=2cm)	→	0,02×200 = 40 daN/m ²
		G = 130 daN/m²

II.2.5. Escalier :

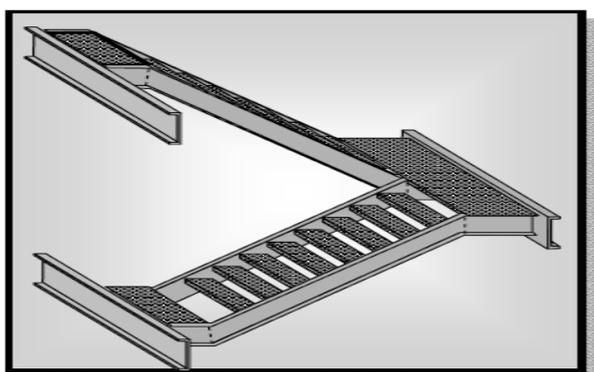


Figure II.2 : Escalier Métallique

1. Volée :

✓ Tôle striée (e=5mm)	→	45 daN/m ²
✓ Mortier de pose (1800 daN/m ² , e =2cm)	→	36 daN/m ²
✓ Revêtement (carrelage 2000 daN/m ² , e=2cm)	→	40 daN/m ²
		G= 121 daN/m²

2. Palier :

✓ Tôle nervurée TN40	→	9.81 daN/ m ²
✓ Dalle en béton (épaisseur = 8cm)	→	200 daN/ m ²
✓ Mortier de pose (1800 daN/m ² ; e = 2cm)	→	36daN/ m ²
✓ Revêtement carrelage (épaisseur = 2cm)	→	40 daN/ m ²
		G = 285.81 daN/ m²

II.3.Actions Variables :

Elles correspondent aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquentes l'immeuble. Pour cela il y a des normes qui fixent les valeurs des charges en fonction de la destination de l'ouvrage et qui sont inscrites dans le règlement technique *DTR.C2.2 (charges et surcharges)*.

- Plancher terrasse inaccessible → 100 daN/m²
- Plancher étage courant → 400 daN/m²
- Escalier → 250 daN/m²

II.4. Charges climatiques :

II.4.1. Introduction :

Les règles Neige et Vent Algérien (R.N.V) traitent les constructions courantes, en mettant à la disposition des professionnelles et concepteurs de la construction, des méthodes d'évaluation des actions climatiques (neige et vent) et des surcharges de sable dans les zones sahariennes.

II.4.2. Effet de la neige :

- ✓ Calcul de la charge de neige :

$$S = \mu S_k \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

- ✓ Coefficient de forme de toiture :

Cas d'une toiture à deux versants multiples :

$$\text{On a : } \alpha_1 = \tan^{-1}(2/10) = 11.31^\circ$$

$$\alpha_2 = \tan^{-1}(2/4) = 26.57^\circ$$

$$\text{Donc : } \alpha = (\alpha_1 + \alpha_2)/2 = (11.31 + 26.57)/2 = 18.94^\circ$$

$$\alpha = 18.94^\circ$$

$$0^\circ < \alpha < 30^\circ \quad \Rightarrow \quad \mu_1 = 0.8$$

$$\Rightarrow \quad \mu_3 = 0.8 + 0.8 * (\alpha/30) = 1.31$$

- ✓ Influence de l'altitude :

La valeur S_k est déterminée par les lois de variation suivant l'altitude H (m) du site considéré par rapport au niveau de la mer. On a $H = 690$ m.

- Zone A :

$$S_k = \frac{0,07 \times H + 15}{100} \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$S_k = \frac{0,07 \times 690 + 15}{100} = 0.633 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Donc : } S_1 = 0.8 * 0.633 = 0.506 \text{ KN/m}^2$$

$$S_2 = 1.31 * 0.633 = 0.829 \text{ KN/m}^2$$

$$S_{\max} = 0.83 \text{ KN/m}^2$$

II.4.3. Effet du vent :

Le vent est par nature turbulent et ses effets le sont aussi, en termes de pressions ou de forces. Le calcul doit être effectué séparément pour les deux directions du vent qui est perpendiculaire aux parois de la construction.

- Le but du calcul de la pression du vent est d'évaluer l'intensité des pressions agissant sur la structure.

La force résultante est donnée par la formule suivante :

$$Q_j = C_d \times W(z_j) \quad [\text{N/m}^2]$$

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

Avec :

- q_{dyn} : pression dynamique du vent.
- C_{pe} : coefficient de pression extérieur.
- C_{pi} : coefficient de pression intérieur.
- C_d : coefficient dynamique de la construction.

1) Détermination de la pression dynamique q_{dyn} :

Segmentation du vent à chaque étage :

$$q_{\text{dyn}}(z_j) = q_{\text{réf}} \times c_e(z_j)$$

Zone	$q_{\text{réf}} (\text{N/m}^2)$
I	375
II	340
III	415

Tableau II.3 : Valeurs de la pression dynamique de référence

$q_{\text{réf}} = 375 \text{ N/m}^2$ \longrightarrow Zone I

2) Coefficient d'exposition :

Le coefficient d'exposition est donné ci-dessous :

$$C_e(z_j) = C_t(z_j)^2 \times C_r(z_j)^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_T}{C_r(z_j) \times C_t(z_j)} \right]$$

- Site plat	1
- Site aux alentours des vallées et des oueds sans effet d'entonnoir	1
- Site aux alentours des vallées et des oueds avec effet d'entonnoir	1.3
- Site aux alentours des plateaux	1.15
- Site aux alentours des collines	1.15
- Site montagneux	1.5

Tableau II.4 : Valeur sde $C_t(z_j)$

$C_t(z_j) = 1 \longrightarrow$ **Tableau II.4** (Site plat)

Catégories de terrain	K_T	$Z_0(m)$	$Z_{min}(m)$
- I : En bord de mer, au bord d'un plan d'eau offrant au moins 5km de longueur au vent, régions lisses et sans obstacles.	0.17	0.01	2
- II : régions de culture avec haies et avec quelques petites fermes, maisons ou arbres.	0.19	0.05	4
- III : zones industrielles ou suburbaines, forêt, zones urbaines ne rentrant pas dans la catégorie IV	0.22	0.3	8
- IV : zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par bâtiments de hauteur moyenne 15m.	0.24	1	16

Tableau II.5 : Définition des catégories du terrain

$\left\{ \begin{array}{l} K_T = 0.22 \\ Z_0 = 0.3 \text{ m} \\ Z_{min} = 8 \text{ m} \end{array} \right. \longrightarrow$ **tableau II.5** (catégories de terrain III).

3) Coefficient de rugosité :

Le coefficient de rugosité est donné ci-dessous :

RDC : $C_r(5m) = K_T \times \ln \frac{Z_{min}}{Z_0} = 0.22 \times \ln \frac{8}{0.3} = \mathbf{0.722}$ $z < Z_{min}$

1^{er} étage : $C_r(9m) = K_T \times \ln \frac{Z_j}{Z_0} = 0.22 \times \ln \frac{9}{0.3} = \mathbf{0.748}$ $Z_{min} < z < 200$

2^{ème} étage : $C_r(12m) = K_T \times \ln \frac{Z_j}{Z_0} = 0.22 \times \ln \frac{12}{0.3} = \mathbf{0.811}$ $Z_{min} < z < 200$

Toiture : $C_r(14m) = K_T \times \ln \frac{Z_j}{Z_0} = 0.22 \times \ln \frac{14}{0.3} = \mathbf{0.845}$ $Z_{min} < z < 200$

➤ Les résultats des calculs sont mentionnés dans le tableau ci-dessous :

	h (m)	Z_j (m)	C_r (z_j)	C_t (z_j)	C_e (z_j)	q_{réf} (z_j)	q_{dyn} (z_j)
RDC	5	5	0.722	1	1.63	375	611.25
1^{er} étage	4	9	0.748	1	1.71	375	641.25
2^{ème} étage	3	12	0.811	1	1.91	375	716.25
Toiture	2	14	0.845	1	2.01	375	753.75

Tableau II.6 : Résultats des calculs des pressions à chaque niveau

➤ Directions du vent :

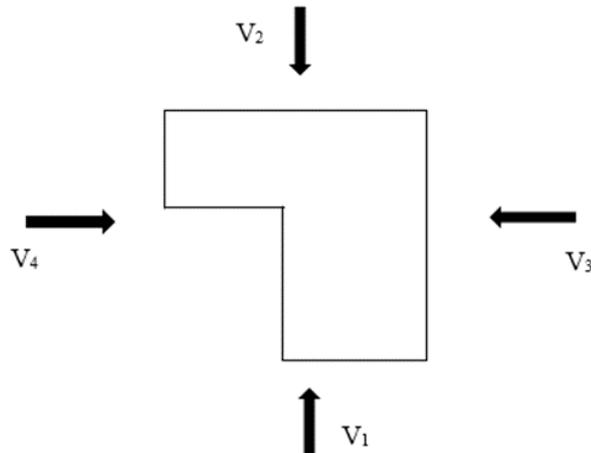


Figure II.3. Direction du vent

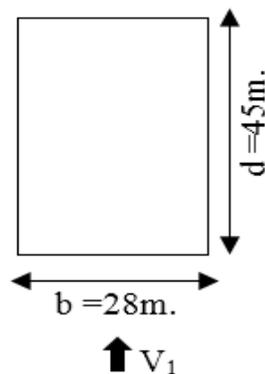
Vent 1 :

✓ **Détermination du coefficient dynamique C_d :**

Vent perpendiculaire au pignon

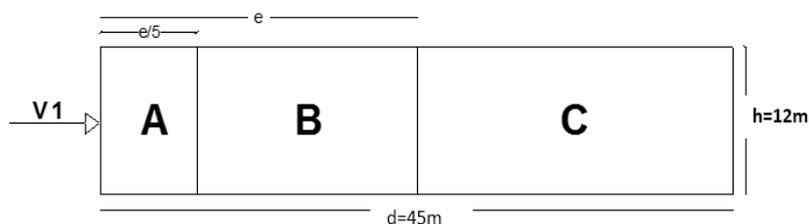
$h = 14$ m et $b = 28$ m donne $C_d = 0.93$

□ **Calcul des pressions du vent sur les parois verticales :**



$$e = \text{Min}(b, 2h) = \text{Min}(28, 2 \times 12) \Rightarrow e = 24 \text{ m}$$

$$d = 45 \text{ m} > e = 24 \text{ m}$$



$$S_A = e/5 \times h = 24/5 \times 12 = 57.2 \text{ m}^2$$

$$S_B = (e - e/5) \times h = (24 - 24/5) \times 12 = 230.4 \text{ m}^2$$

$$S_C = (d - e) \times h = (45 - 24) \times 12 = 252 \text{ m}^2$$

$$S_E = b \times h = 28 \times 12 = 336 \text{ m}^2$$

$$S_D = b \times h = 28 \times 12 = 336 \text{ m}^2$$

✓ Calculer C_{pe} :

$S_A > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe,A} = C_{pe,10} = -1$

$S_B > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe,B} = C_{pe,10} = -0,8$

$S_C > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe,C} = C_{pe,10} = -0,5$

$S_D > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe,D} = C_{pe,10} = +0,8$

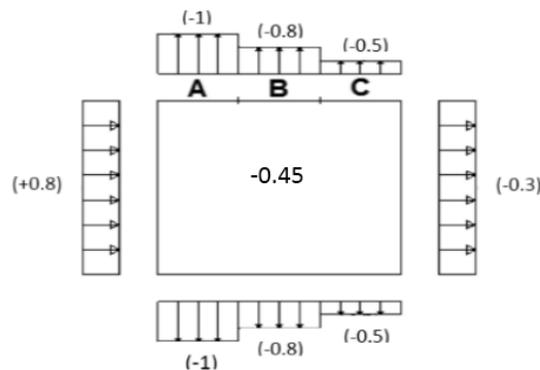
$S_E > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe,E} = C_{pe,10} = -0,3$

✓ Calculer C_{pi} :

✓ $\mu_{pv1} = \frac{2(S_p) + 25(S_f) + 4(S_{pf})}{2(S_p) + 31(S_f) + 4(S_{pf})}$

$\mu_{pv1} = \frac{2(16) + 25(1.6) + 4(0.04)}{2(16) + 31(1.6) + 4(0.04)} = 0,88 = 0.9$

Donc : d'après (RNVA.2013 fig5.14) → $C_{pi1} = -0.45$



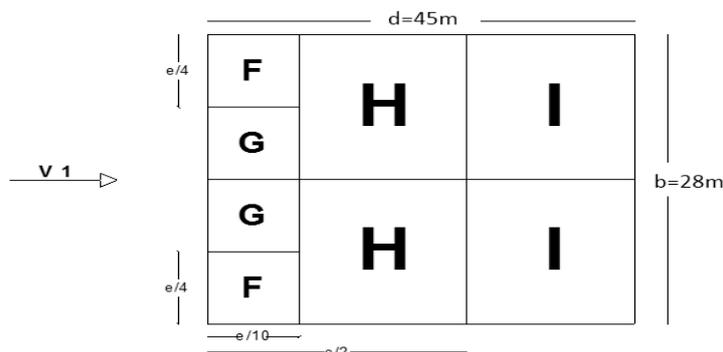
✚ Résumé des résultats :

Etage	Zone	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	W_j	$q_i(N/m^2)$
RDC	A	611.25	-1	-0.45	-336.1875	-312.65
	B	611.25	-0.8	-0.45	-213.9375	-198.96
	C	611.25	-0.5	-0.45	-30.5625	-28.42
	D	611.25	+0.8	-0.45	+764.0625	+710.58
	E	611.25	-0.3	-0.45	+91.6875	+85.27
1er étage	A	641.25	-1	-0.45	-352.6875	-328
	B	641.25	-0.8	-0.45	-224.4375	-208.73
	C	641.25	-0.5	-0.45	-32.0625	-29.82
	D	641.25	+0.8	-0.45	+801.5625	+745.45
	E	641.25	-0.3	-0.45	+96.1875	+89.45
2ème étage	A	716.25	-1	-0.45	-393.9375	-366.36
	B	716.25	-0.8	-0.45	-250.6875	-233.14
	C	716.25	-0.5	-0.45	-35.8125	-33.31
	D	716.25	+0.8	-0.45	+895.3125	+832.64
	E	716.25	-0.3	-0.45	+107.4375	+99.92

Tableau II.7 : Les pressions du vent 1 sur les parois verticales

❑ Calcul des pressions du vent sur la toiture :

V₁ perpendiculaire au pignon donc $\phi = 90^\circ$ et Z = 14 m



$$e = \text{Min}(b, 2h) = \text{Min}(28, 2 \times 14) \Rightarrow e = 28 \text{ m}$$

$$S_F = e/10 \times e/4 = 28/10 \times 28/4 = 19.6 \text{ m}^2$$

$$S_G = (b/2 - e/4) \times e/10 = (28/2 - 28/4) \times 28/10 = 19.6 \text{ m}^2$$

$$S_H = (e/2 - e/10) \times b/2 = (28/2 - 28/10) \times 28/2 = 156.8 \text{ m}^2$$

$$S_I = (d - e/2) \times b/2 = (45 - 28/2) \times 28/2 = 434 \text{ m}^2$$

✓ Calculer C_{pe} : $\alpha = 18.94^\circ$

$$S_F > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe, F} = C_{pe, 10} = -1.3$$

$$S_G > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe, G} = C_{pe, 10} = -1.3$$

$$S_H > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe, H} = C_{pe, 10} = -0.6$$

$$S_I > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe, I} = C_{pe, 10} = -0.5$$

✚ Résumé des résultats :

Etage	Zone	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi}	W _j	q _i (N/m ²)
Toiture	F	753.75	-1.3	-0.45	-640.6875	-595.84
	G	753.75	-1.3	-0.45	-640.6875	-595.84
	H	753.75	-0.6	-0.45	-113.0625	-105.15
	I	753.75	-0.5	-0.45	-37.6875	-35.05

Tableau II.8: Les pressions du vent 1 sur la toiture

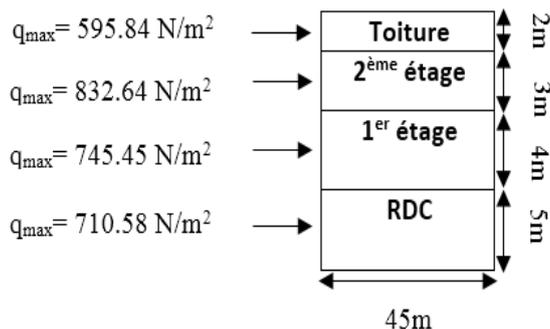
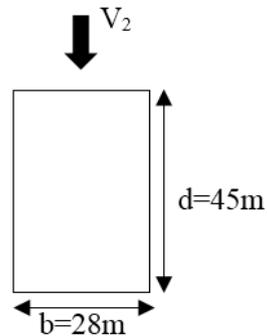


Figure II.4. Les pressions maximales du vent 1 sur le bâtiment

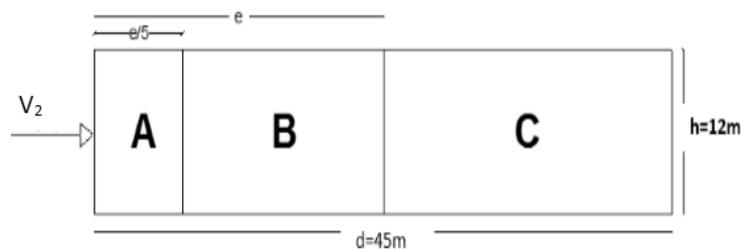
Vent 2 :**✓ Détermination du coefficient dynamique C_d :**

Vent perpendiculaire au pignon

 $h = 14 \text{ m}$ et $b = 28 \text{ m}$ donne $C_d = 0.93$ **□ Calcul des pressions sur les parois verticales :**

$$e = \text{Min}(b, 2h) = \text{Min}(28, 2 \times 12) \Rightarrow e = 24 \text{ m}$$

$$d = 45 \text{ m} > e = 24 \text{ m}$$



$$S_A = e/5 \times h = 24/5 \times 12 = 57.2 \text{ m}^2$$

$$S_B = (e - e/5) \times h = (24 - 24/5) \times 12 = 230.4 \text{ m}^2$$

$$S_C = (d - e) \times h = (45 - 24) \times 12 = 252 \text{ m}^2$$

$$S_E = b \times h = 28 \times 12 = 336 \text{ m}^2$$

$$S_D = b \times h = 28 \times 12 = 336 \text{ m}^2$$

✓ Calculer C_{pe} :

$$S_A > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{peA} = C_{pe,10} = -1$$

$$S_B > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{peB} = C_{pe,10} = -0,8$$

$$S_C > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{peC} = C_{pe,10} = -0,5$$

$$S_D > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{peD} = C_{pe,10} = +0,8$$

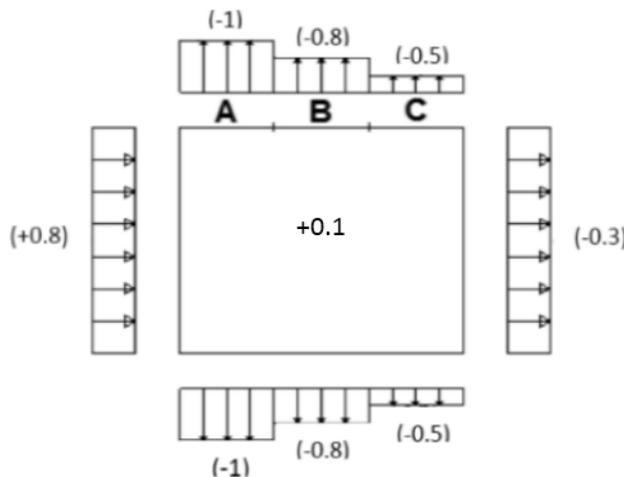
$$S_E > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{peE} = C_{pe,10} = -0,3$$

✓ Calculer C_{pi} :

$$\mu_{pv2} = \frac{6(S_f)+21(S_f)+4(S_{pf})}{2(S_p)+31(S_f)+4(S_{pf})}$$

$$\mu_{pv2} = \frac{6(1.6)+21(1.6)+4(0.04)}{2(16)+31(1.6)+4(0.04)} = 0.5$$

Donc : d'après (RNVA.2013 fig5.14) → $C_{piv2} = + 0.1$



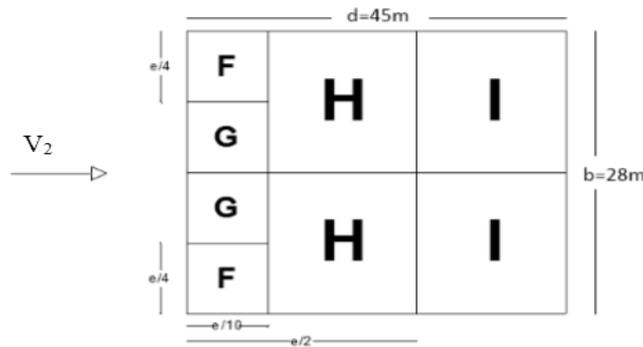
✚ Résumé des résultats :

Etage	Zone	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	W_j	$q_j(N/m^2)$
RDC	A	611.25	-1	0.1	-672.375	-625.31
	B	611.25	-0.8	0.1	-550.125	-511.62
	C	611.25	-0.5	0.1	-366.75	-341.08
	D	611.25	+0.8	0.1	+427.875	+397.92
	E	611.25	-0.3	0.1	-244.5	-227.39
1er étage	A	641.25	-1	0.1	-704.375	-656
	B	641.25	-0.8	0.1	-577.125	-536.73
	C	641.25	-0.5	0.1	-384.75	-357.82
	D	641.25	+0.8	0.1	+448.875	+417.45
	E	641.25	-0.3	0.1	-256.5	-238.55
2ème étage	A	716.25	-1	0.1	-787.875	-732.72
	B	716.25	-0.8	0.1	-644.625	-599.5
	C	716.25	-0.5	0.1	-429.75	-399.67
	D	716.25	+0.8	0.1	+501.375	+466.28
	E	716.25	-0.3	0.1	-286.5	-266.45

Tableau II.9 : Les pressions du vent 2 sur les parois verticales

❑ Calcul des pressions sur la toiture :

V₂ perpendiculaire au pignon donc $\phi = 90^\circ$ et Z = 14 m



$$e = \text{Min}(b, 2h) = \text{Min}(28, 2 \times 14) \Rightarrow e = 28 \text{ m}$$

$$S_F = e/10 \times e/4 = 28/10 \times 28/4 = 19.6 \text{ m}^2$$

$$S_G = (b/2 - e/4) \times e/10 = (28/2 - 28/4) \times 28/10 = 19.6 \text{ m}^2$$

$$S_H = (e/2 - e/10) \times b/2 = (28/2 - 28/10) \times 28/2 = 156.8 \text{ m}^2$$

$$S_I = (d - e/2) \times b/2 = (45 - 28/2) \times 28/2 = 434 \text{ m}^2$$

✓ Calculer C_{pe} : $\alpha = 18.94^\circ$

$$S_F > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe, F} = c_{pe, 10} = -1.3$$

$$S_G > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe, G} = c_{pe, 10} = -1.3$$

$$S_H > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe, H} = c_{pe, 10} = -0.6$$

$$S_I > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe, I} = c_{pe, 10} = -0.5$$

✚ Résumé des résultats :

Etage	Zone	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi}	W _j	q _i (N/m ²)
Toiture	F	753.75	-1.3	0.1	-1055.25	-981.38
	G	753.75	-1.3	0.1	-1055.25	-981.38
	H	753.75	-0.6	0.1	-527.625	-490.69
	I	753.75	-0.5	0.1	-452.25	-420.59

Tableau II.10 : Les pressions du vent 2 sur la toiture

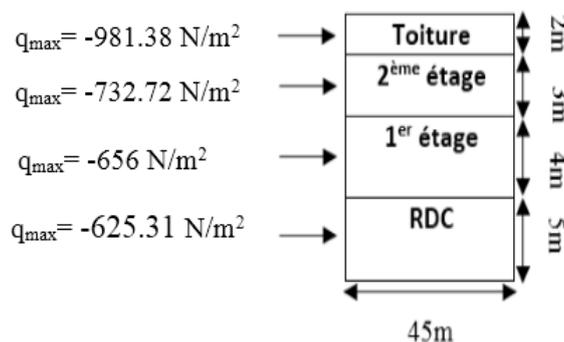
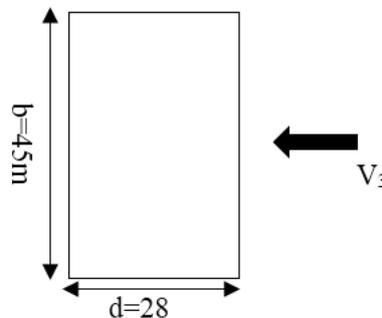


Figure II.5 : Les pressions maximales du vent 2 sur le bâtiment

Vent 3 :✓ **Détermination du coefficient dynamique C_d :**

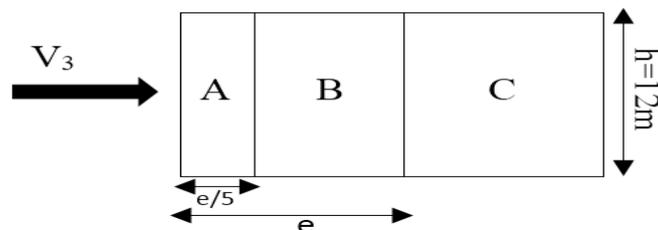
Vent perpendiculaire au long-pan :

$h = 14 \text{ m}$ et $b = 45 \text{ m}$ donne $C_d = 0.88$

□ **Calcul des pressions sur les parois verticales :**

$$e = \text{Min}(b, 2h) = \text{Min}(45, 2 \times 14) \Rightarrow e = 24 \text{ m}$$

$$d = 28 \text{ m} > e = 24 \text{ m}$$



$$S_A = e/5 \times h = 24/5 \times 12 = 57.6 \text{ m}^2$$

$$S_B = (e - e/5) \times h = (24 - 24/5) \times 12 = 230.4 \text{ m}^2$$

$$S_C = (d - e) \times h = (28 - 24) \times 12 = 48 \text{ m}^2$$

$$S_E = b \times h = 45 \times 12 = 540 \text{ m}^2$$

$$S_D = b \times h = 45 \times 12 = 540 \text{ m}^2$$

✓ **Calculer C_{pe} :**

$$S_A > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe,A} = C_{pe,10} = -1$$

$$S_B > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe,B} = C_{pe,10} = -0.8$$

$$S_C > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe,C} = C_{pe,10} = -0.5$$

$$S_D > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe,D} = C_{pe,10} = +0.8$$

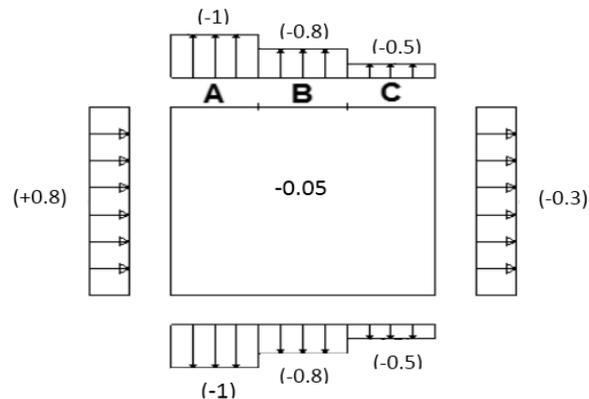
$$S_E > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe,E} = C_{pe,10} = -0.3$$

✓ Calculer C_{pi} :

$$\mu_{pv3} = \frac{2(S_p) + 10(S_f)}{2(S_p) + 31(S_f) + 4(S_{pf})}$$

$$\mu_{pv3} = \frac{2(16) + 10(1.6)}{2(16) + 31(1.6) + 4(0.04)} = 0.6$$

Donc : d'après (RNVA.2013 fig5.14) → $C_{piv3} = -0.05$



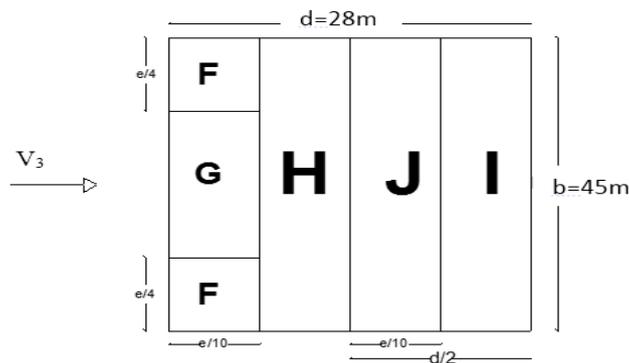
✚ Résumé des résultats :

Etage	Zone	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	W_j	$q_i(N/m^2)$
RDC	A	611.25	-1	-0.05	-580.6875	-511.01
	B	611.25	-0.8	-0.05	-458.4375	-403.43
	C	611.25	-0.5	-0.05	-275.0625	-242.06
	D	611.25	+0.8	-0.05	+519.5625	+457.22
	E	611.25	-0.3	-0.05	-152.8125	-134.475
1er étage	A	641.25	-1	-0.05	-609.1875	-536.09
	B	641.25	-0.8	-0.05	-480.9375	-423.23
	C	641.25	-0.5	-0.05	-288.5625	-253.94
	D	641.25	+0.8	-0.05	+545.0625	+479.66
	E	641.25	-0.3	-0.05	-160.3125	-141.08
2ème étage	A	716.25	-1	-0.05	-787.875	-598.79
	B	716.25	-0.8	-0.05	-644.625	-472.73
	C	716.25	-0.5	-0.05	-429.75	-283.64
	D	716.25	+0.8	-0.05	+501.375	+535.76
	E	716.25	-0.3	-0.05	-286.5	-157.58

Tableau II.11 : Les pressions du vent 3 sur les parois verticales

❑ **Calcul des pressions sur la toiture :**

V₃ perpendiculaire au pignon donc $\emptyset = 0^\circ$ et Z= 14 m



$$e = \text{Min}(b, 2h) = \text{Min}(45, 2 \times 14) \Rightarrow e = 28 \text{ m}$$

$$S_F = e/4 \times e/10 = 28/4 \times 28/10 = 19.6 \text{ m}^2$$

$$S_G = e/10 \times (b - e/4 - e/4) = 28/10 \times (45 - 28/4 - 28/4) = 86.8 \text{ m}^2$$

$$S_H = (d/2 - e/10) \times b = (28/2 - 28/10) \times 45 = 504 \text{ m}^2$$

$$S_J = e/10 \times b = 28/10 \times 45 = 126 \text{ m}^2$$

$$S_I = (d/2 - e/10) \times b = (28/2 - 28/10) \times 45 = 504 \text{ m}^2$$

✓ **Calcul C_{pe} : $\alpha = 18.94^\circ$**

$$S_F > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe, F} = C_{pe, 10} = -0.9$$

$$S_G > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe, G} = C_{pe, 10} = -0.8$$

$$S_H > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe, H} = C_{pe, 10} = -0.3$$

$$S_J > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe, J} = C_{pe, 10} = -1.0$$

$$S_I > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe, I} = C_{pe, 10} = -0.4$$

✓ **Résumé des résultats :**

Etage	Zone	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi}	W _j	q _j (N/m ²)
Toiture	F	753.75	-0.9	-0.05	-640.6875	-563.81
	G	753.75	-0.8	-0.05	-565.3125	-497.48
	H	753.75	-0.3	-0.05	-188.4375	-165.83
	J	753.75	-1	-0.05	-716.0625	-630.14
	I	753.75	-0.4	-0.05	-263.8125	-232.16

Tableau II.12 : Les pressions du vent 3 sur la toiture

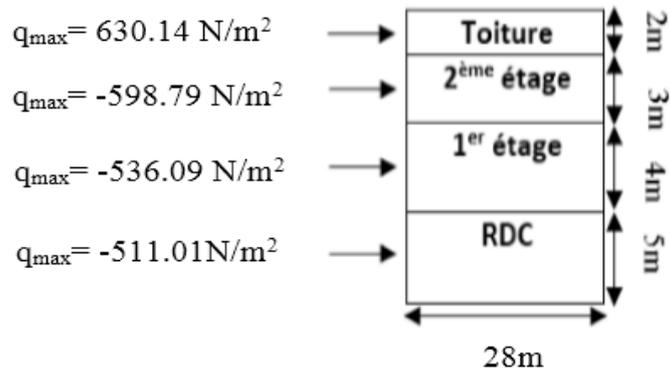


Figure II.6 : Les pressions maximales du vent 3 sur le bâtiment

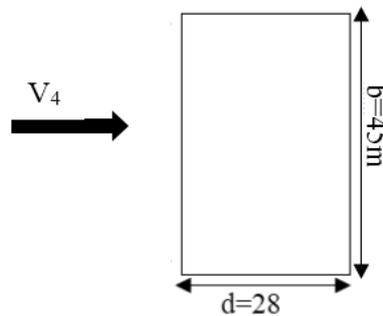
Vent 4 :

✓ Détermination du coefficient dynamique C_d :

Vent perpendiculaire au long-pan :

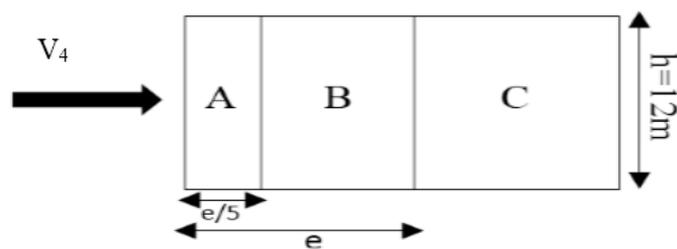
$h = 14$ m et $b = 45$ m donne $c_d = 0.88$

□ Calcul de paroi :



$$e = \text{Min}(b, 2h) = \text{Min}(45, 2 \times 12) \Rightarrow e = 24 \text{ m}$$

$$d = 28 \text{ m} > e = 24 \text{ m}$$



$$S_A = e/5 \times h = 24/5 \times 12 = 57.2 \text{ m}^2$$

$$S_B = (e - e/5) \times h = (24 - 24/5) \times 12 = 230.4 \text{ m}^2$$

$$S_C = (d - e) \times h = (28 - 24) \times 12 = 48 \text{ m}^2$$

$$S_E = b \times h = 45 \times 12 = 540 \text{ m}^2$$

$$S_D = b \times h = 45 \times 12 = 540 \text{ m}^2$$

✓ Calculer C_{pe} :

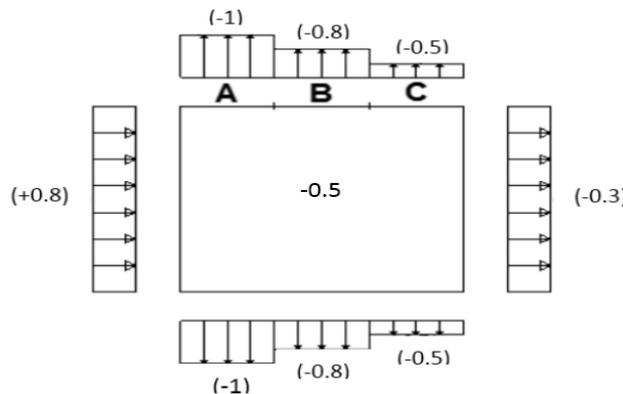
- $S_A > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{peA} = C_{pe,10} = -1$
- $S_B > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{peB} = C_{pe,10} = -0,8$
- $S_C > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{peC} = C_{pe,10} = -0,5$
- $S_D > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{peD} = C_{pe,10} = +0,8$
- $S_E > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{peE} = C_{pe,10} = -0,3$

✓ Calculer C_{pi} :

$$\mu_{pv4} = \frac{21(S_f) + 4(S_{pf}) + 10(S_f) + 2(S_p)}{2(S_p) + 31(S_f) + 4(S_{pf})}$$

$$\mu_{pv4} = \frac{21(1.6) + 4(0.04) + 10(1.6) + 2(16)}{2(16) + 31(1.6) + 4(0.04)} = 1$$

Donc : d'après (RNVA.2013 fig5.14) $\rightarrow C_{piv4} = -0.5$



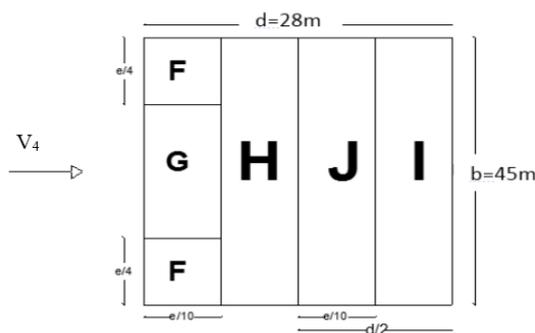
✚ Résumé des résultats :

Etage	Zone	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	W_j	$q_i(\text{N/m}^2)$
RDC	A	611.25	-1	-0.5	-305.625	-268.95
	B	611.25	-0.8	-0.5	-183.375	-161.37
	C	611.25	-0.5	-0.5	0	0
	D	611.25	+0.8	-0.5	+794.625	+699.27
	E	611.25	-0.3	-0.5	+122.25	+107.58
1er étage	A	641.25	-1	-0.5	-320.625	-282.15
	B	641.25	-0.8	-0.5	-192.375	-169.29
	C	641.25	-0.5	-0.5	0	0
	D	641.25	+0.8	-0.5	+833.625	+733.59
	E	641.25	-0.3	-0.5	+128.25	+112.86
2ème étage	A	716.25	-1	-0.5	-358.125	-315.15
	B	716.25	-0.8	-0.5	-214.875	-189.09
	C	716.25	-0.5	-0.5	0	0
	D	716.25	+0.8	-0.5	+931.125	+819.39
	E	716.25	-0.3	-0.5	+143.25	+126.06

Tableau II.13 : Les pressions du vent 4 sur les parois verticales

❑ **Calcul des pressions sur la toiture :**

V₄ perpendiculaire au pignon donc $\emptyset = 0^\circ$ et Z = 14 m



$$e = \text{Min}(b, 2h) = \text{Min}(45, 2 \cdot 14) \Rightarrow e = 28 \text{ m}$$

$$S_F = e/4 \times e/10 = 28/4 \times 28/10 = 19.6 \text{ m}^2$$

$$S_G = e/10 \times (b - e/4 - e/4) = 28/10 \times (45 - 28/4 - 28/4) = 86.8 \text{ m}^2$$

$$S_H = (d/2 - e/10) \times b = (28/2 - 28/10) \times 45 = 504 \text{ m}^2$$

$$S_J = e/10 \times b = 28/10 \times 45 = 126 \text{ m}^2$$

$$S_I = (d/2 - e/10) \times b = (28/2 - 28/10) \times 45 = 504 \text{ m}^2$$

-Calcul cpe : $\alpha = 18.94^\circ$

$$S_F > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe, F} = C_{pe, 10} = -0.9$$

$$S_G > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe, G} = C_{pe, 10} = -0.8$$

$$S_H > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe, H} = C_{pe, 10} = -0.3$$

$$S_J > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe, J} = C_{pe, 10} = -1.0$$

$$S_I > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe, I} = C_{pe, 10} = -0.4$$

✓ **Résumé des résultats :**

Zone	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi}	W _j	q _j (N/m ²)
F	753.75	-0.9	-0.5	-301.5	-265.32
G	753.75	-0.8	-0.5	-226.125	-198.99
H	753.75	-0.3	-0.5	+150.75	+132.66
J	753.75	-1	-0.5	-376.875	-331.65
I	753.75	-0.4	-0.5	+75.375	+66.33

Tableau II.14 : les pressions du vent 4 sur la toiture

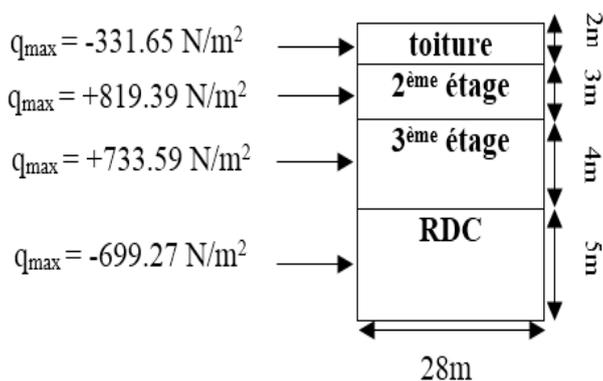


Figure II.7 : Les pressions maximales du vent 4 sur le bâtiment

❖ Les valeurs maximales des charges de la neige et du vent sont :

Neige => N= 0,829. KN/m²
 N= 82.9 daN/m²

Vent :

	Vent 1 (N/m ²)	Vent 2 (N/m ²)	Vent 3 (N/m ²)	Vent 4 (N/m ²)
Parois	+832.64	-732.72	-598.79	+ 819.38
Toiture	-595.84	-981.38	-630.14	-331.65

Tableau II.15 : les charges maximales du vent

II.5. Force de frottement :

1) Long-pan (V₃ et V₄) :

$$\frac{d}{h} = \frac{28}{14} = 2 < 3 \Rightarrow$$

Donc il n'y a pas lieu de considérer les forces de frottement.

2) pignon (V₁ et V₂) :

$$\frac{d}{h} = \frac{45}{14} = 3.2 > 3 \Rightarrow$$

Il y a lieu de considérer les forces de frottement.

$$F_{fr} = q_{dyn} \times C_{fr} \times S_{frj}$$

$$C_{fr} = 0.01$$

Z _j	Niveau	q _{dyn} (z _j)	C _{fr}	S _{frj} (m ²)	F _{fr} (N)
5m	RDC	611.25	0.01	450	2750.63
4m	1 ^{er}	641.25	0.01	360	2308.5
3m	2 ^{ème}	716.25	0.01	270	1933.88
2m	Toiture	753.75	0.01	1320.3	9951.76

Tableau II.16 : Les forces de frottement du vent sur le pignon

Chapitre III :
Étude des éléments
secondaires

III.1. les pannes :

III.1.1. Introduction :

Les pannes de la couverture sont des poutrelles généralement en I, elles sont disposées perpendiculairement aux traverses. Elles sont soumises à la flexion déviée sous l'effet des :

- Charges permanentes (le poids de la couverture et leur poids propre).
- Charges d'entretien.
- Surcharge de neige.
- Surcharge du vent.

III.1.2. Evaluations des charges et surcharges :

A. Charge permanentes G :

$G =$ poids de toiture + poids propre de panne

B. Charges d'entretien (P) :

Dans le cas des toitures inaccessibles, on considère uniquement dans les calculs, une charge d'entretien qui est égale aux poids d'un ouvrier et son assistant et qui est équivalente à deux charges concentrées de 100 kg chacune situées à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne.

Remarque :

Pour raison de simplicité, on prend des fois comme charge d'entretien une charge globale de 75 kg/m² de la surface de la couverture.

C. Surcharge de neige (N) :

$N = 82.9 \text{ daN/m}^2$ (vers le bas)

D. Surcharge du vent (V) :

Pour plus de sécurité et pour simplifier les calculs. On prend la valeur maximale du vent sur la toiture (zone F), (direction du vent 2)

$V = - 98.14 \text{ daN/m}^2$

III.1.3. Calcul des pannes :

✚ Pour les pannes de longueur $l = 6 \text{ m}$.

On suppose pour ces pannes des IPE140 disposées avec un entraxe de 1 m.

Profil	Poids	Sections	Caractéristiques						
	PP [daN/m]	A [cm ²]	h [mm]	b [mm]	I _y [cm ⁴]	I _z [cm ⁴]	I _t [cm ⁴]	W _{pl.y} [cm ³]	W _{pl.z} [cm ³]
IPE140	12.9	16.43	140	73	541.2	44.92	2.45	88.34	19.25

Tableau III.1 : Caractéristiques du profilé IPE140

✓ **Charge permanentes G :**

$$G = (11.5 \times 1) + 12.9 = 24.4 \text{ daN/ml}$$

✓ **Charges d'entretien (P) :**

La charge uniformément répartie due aux surcharges d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments maximaux du à P_{eq} et aux charges ponctuelles P.

$$M_{\max} = \frac{p \times l}{3} = \frac{P_{eq} \times l^2}{8}; \quad P_{eq} = \frac{8 \times p}{3 \times l} = \frac{8 \times 100}{3 \times 6} = 44.44 \text{ daN/ml}$$

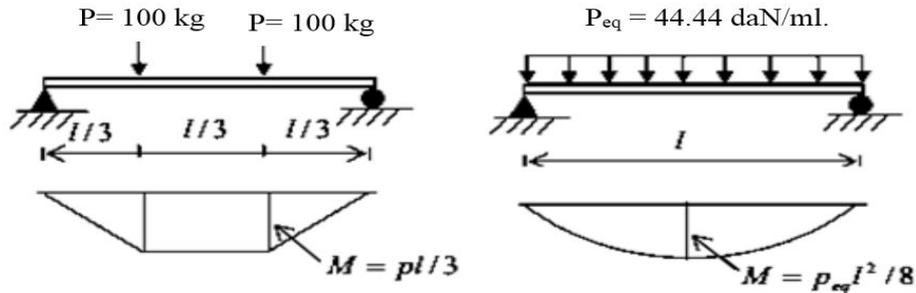


Figure III.1 : Répartition des charges ponctuelle sur la portée de la panne

✓ **Surcharge de la neige (N) :**

$$N = 82.9 \times 1 = 82.9 \text{ daN/ml} \quad (\text{vers le bas})$$

✓ **Surcharge du vent (V) :**

$$V = -98.14 \times 1 = -98.14 \text{ daN/ml}$$

Combinaison d'actions les plus défavorables :

$$-Q_{sd1} = 1,35G + 1,5P_{eq} = (1,35 \times 24.4) + (1,5 \times 44.44) = \mathbf{99.6 \text{ daN/ml}}$$

$$-Q_{sd2} = 1,35G + 1,5N = (1,35 \times 24.4) + (1,5 \times 82.9) = \mathbf{157.29 \text{ daN/ml}}$$

$$-Q_{sd3} = G \times \cos(\alpha) - 1,5V = 24.4 \times \cos(18,94^\circ) - 1,5 \times 98.14 = \mathbf{-124.13 \text{ daN/ml}}$$

Calculs des moments max :

$$Q_{sd} = \max(Q_{sd1}, Q_{sd2}) = \mathbf{157.29 \text{ daN/ml}}$$

$$Q_{z.sd} = \max(Q_{sd} \times \cos \alpha; Q_{sd3}) = \max(157.29 \times \cos(18,94^\circ); 124.13) = \mathbf{148.77 \text{ daN/ml}}$$

$$Q_{y.sd} = Q_{sd} \times \sin \alpha = 157.29 \times \sin(18,94^\circ) = \mathbf{51.05 \text{ daN/ml}}$$

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l^2}{8} = \frac{148.77 \times 6^2}{8} = \mathbf{669.465 \text{ daN.m}}$$

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{y.sd} \times l^2}{8} = \frac{51.05 \times 6^2}{8} = \mathbf{229.725 \text{ daN.m}}$$

○ **Vérification à la sécurité :**

Vérification à l'état limite ultime :

✚ **Vérification à la flexion déviée :**

$$\left(\frac{M_{y.sd}}{M_{pl.y}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z.sd}}{M_{pl.z}}\right)^\beta \leq 1$$

Où α et β sont des constantes qui prennent les valeurs suivantes :

Pour les sections en I et H :

$$\alpha = 2 \quad \text{et} \quad \beta = 5n \geq 1 \quad \text{avec} : n = \frac{N}{N_{pl}}$$

Dans notre cas l'effort normal $N=0$, donc $\Rightarrow \beta = 1$.

$$M_{pl,y} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{88.34 \times 23.5}{1.1} = \mathbf{1887.26 \text{ daN.m}}$$

$$M_{pl,z} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{19.25 \times 23.5}{1.1} = \mathbf{411.25 \text{ daN.m}}$$

$$\left(\frac{M_{y.sd}}{M_{pl,y}}\right)^2 + \left(\frac{M_{z.sd}}{M_{pl,z}}\right)^1 \leq 1$$

$$\left(\frac{669.465}{1887.26}\right)^2 + \left(\frac{229.725}{411.25}\right)^1 = 0.68 \leq 1 \quad \dots \text{condition vérifiée}$$

o **vérification au cisaillement :**

On doit vérifier :

$$V_y \leq V_{pl,y} = \frac{A_{vy} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{mo}} \quad \text{et} \quad V_z \leq V_{pl,z} = \frac{A_{vz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{mo}}$$

$$\text{IPE140} : A_{vy} = 10.07 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad A_{vz} = 7.64 \text{ cm}^2$$

$$V_y = \frac{Q_{z.sd} \times 1}{2} = \frac{148.77 \times 6}{2} = 446.31 \text{ daN}$$

$$V_{pl,y} = \frac{A_{vy} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{mo}} = \frac{7.64 \times 10^2 \times \left(\frac{23.5}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} =$$

$$446.31 \text{ daN} < 9423 \text{ daN} \Rightarrow V_y < V_{pl,y} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$V_z = \frac{Q_{y.sd} \times 1}{2} = \frac{51.05 \times 6}{2} = 153.15 \text{ daN}$$

$$V_{pl,z} = \frac{A_{vz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{mo}} = \frac{10.07 \times 10^2 \times \left(\frac{23.5}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} =$$

$$153.15 \text{ daN} < 12421 \text{ daN} \Rightarrow V_z < V_{pl,z} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

o **Vérification à l'état limite de service :**

Vérification de la flèche :

$$Q_{sd1} = G + N = 24.4 + 82.9 = 107.3 \text{ daN/m}$$

$$Q_{sd2} = G \times \cos \alpha - V = 24.4 \times \cos(18.94^\circ) - 98.14 = -75.06 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z.sd} = \max(Q_{sd1} \times \cos \alpha ; Q_{sd2}) = \max(101.49 ; 75.06)$$

$$Q_{z.sd} = 101.49 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y.sd} = Q_{sd1} \times \sin \alpha = 107.3 \times \sin(18.89)$$

$$Q_{y.sd} = 34.83 \text{ daN/ml}$$

$$f_z = \frac{5 \times Q_{z.sd} \times L^4}{384 \times E \cdot I_y} = \frac{5 \times 101.49 \times 10^{-3} \times 6000^4}{384 \times 2.1 \times 10^4 \times 541.2 \times 10^4} = 15 \text{ mm}$$

$$f_{admissible} = \frac{l}{200} = \frac{6000}{200} = 30 \text{ mm}$$

$$f_y = \frac{5 \times Q_{y.sd} \times L^4}{384 \times E \cdot I_z} = \frac{5 \times 34.83 \times 10^{-3} \times 6000^4}{384 \times 2.1 \times 10^4 \times 44.92 \times 10^4} = 62 \text{ mm}$$

$$f_{admissible} = \frac{l}{200} = \frac{6000}{200} = 30 \text{ mm}$$

} $f_z < f_{admissible} \dots$ **Condition vérifié.**

} $f_y > f_{admissible} \dots$ **Condition non vérifiée.**

Pour diminuer la flèche, on va utiliser des lièrenes de la sorte les pannes de 12 m qui vont être posées sur trois traverses (3 appuis). Soit $f = \frac{2.05 \times Q_{sd} \times L^4}{384 \times E \cdot I_z} = 0.41 * f_0$

Donc, on aura : $f_z = 0.41 * 15 = 6.30 \text{ mm}$ $f_y = 0.41 * 62 = 25.4 \text{ mm}$

o **vérification au déversement :**

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

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

$$G_c = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{21 \times 10^4}{2(1+0.3)} = 8.08 \times 10^4 \text{ MPa. Soit alors } G/E = 1/2.6$$

Et : $C_1 = 1.13$

$$M_{cr} = 1.13 \times \frac{3.14^2 \times 2.1 \times 10^6 \times 44.92}{300^2} \times \sqrt{\frac{1.98 \times 10^3}{44.92} + \frac{600^2 \times 1 \times 2.45}{3.14^2 \times 2.6 \times 44.92}}$$

$$M_{cr} = 851521.05 \text{ daN.cm}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 88.34 \times 2350}{851521.05}} = 0.493 > 0.4 \text{ (il ya risque de déversement)}$$

On doit alors vérifier que :

$$\frac{M_{y.sd}}{\chi_{LT} \times W_{pl.y} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{M_{z.sd}}{W_{pl.z} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

$\chi_{LT} = 0.9243$ (courbe « a » tableau de coefficient χ_{LT} en fonction de la courbe)

Avec la nouvelle valeur de $M_{z.sd}$: $M_{z.sd} = \frac{Q_{y.sd} \times l^2}{8} = \frac{51.05 \times 3^2}{8} = 53.43 \text{ daN.m}$

$$\frac{669.46.100}{0.9243 \times 88.34 \times \frac{2350}{1.1}} + \frac{53.43.100}{19.25 \times \frac{2350}{1.1}} = 0.51 \leq 1 \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc la section IPE140 est adéquate.

✚ Pour les autres pannes de portées 3.9 m et 4.7 m, on adopte la même section du profilé que celles calculées précédemment. De la sorte leurs sections sont vérifiées aussi bien pour la résistance que pour la flèche. Et ça contribuera à plus de facilité lors de leur montage.

Conclusion :

On obtient les profilés suivants :

La longueur de la panne L (m)	6	3.9	4.7
Type de profilés	IPE140	IPE140	IPE140

Tableau III.2 : Les sections des profilés adaptés pour les pannes

o **Calcul des lièrnes :**

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

$$G = 1.25 (1.35 \times 24.4) = 41.18 \text{ daN/ml}$$

$$L = l/2 = 6/2 = 3\text{m}$$

$$R = 41.18 \times 3 = 123.54 \text{ daN}$$

$$N_1 = \frac{R}{2} = 61.77 \text{ daN}$$

$$N_2 = N_1 + R = 61.77 + 123.54 = 185.31 \text{ daN}$$

$$N_3 = N_2 + R = 185.31 + 123.54 = 308.85 \text{ daN}$$

$$N_4 = N_3 + R = 308.85 + 123.54 = 432.39 \text{ daN}$$

$$N_5 = N_4 + R = 432.39 + 123.54 = 555.93 \text{ daN}$$

$$N_6 = N_5 + R = 555.93 + 123.54 = 679.47 \text{ daN}$$

$$N_7 = N_6 + R = 679.47 + 123.54 = 803.01 \text{ daN}$$

$$N_8 = N_7 + R = 803.01 + 123.54 = 926.55 \text{ daN}$$

$$N_9 = N_8 + R = 926.55 + 123.54 = 1050.09 \text{ daN}$$

$$2 T \cos \alpha = N_9 ; \text{ Avec } \alpha = \arctan (1.2/3) \rightarrow \alpha = 21.80^\circ$$

$$N_{10} = \frac{N_9}{2 \cdot \sin(21.80)} = \frac{1050.09}{2 \cdot \sin(21.80)} = 1413.81 \text{ daN}$$

Calcul de section :

$$N_{ts} \leq N_{pl}$$

$$N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \longrightarrow A \geq \frac{N \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{1413.81 \times 1}{23.5} = 60.16 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \times \varnothing^2}{4} = 60.16 \text{ cm}^2$$

$$\varnothing \geq \sqrt{\frac{4 \times 60.16}{3.14}} = 8.8 \text{ cm} = 88 \text{ mm}$$

Pour des raisons pratiques, on opte pour une barre ronde de diamètre $\varnothing 9$

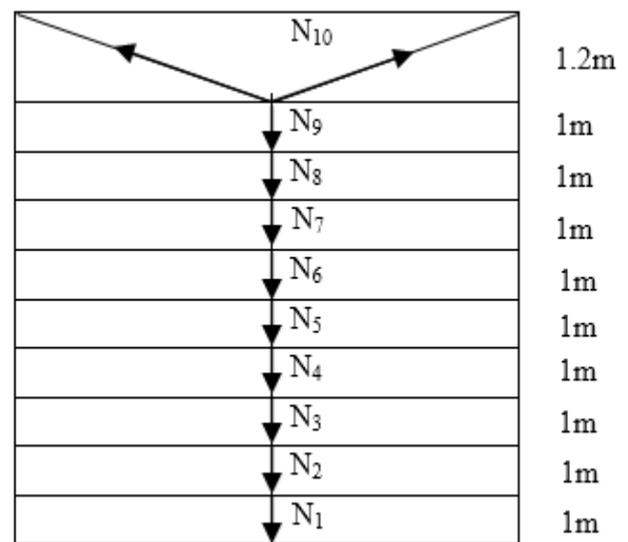


Figure III.2 : La disposition des lièrnes sur les pannes

III.2. L'échantignolle :

III.2.1. Introduction :

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

III.2.2. Calcul de l'échantignolle :

a. Calcul des charges revenant à l'échantignolle :

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

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

IPE140 : h=14cm et b=7.3cm.

$$7.3\text{cm} \leq t \leq 10.95\text{cm} \longrightarrow t = 9\text{cm}.$$

- o Effort de soulèvement max R :

$$Q_z = G \times \cos(\alpha) - 1.5V = 124.13 \text{ daN/ml.}$$

- o Echantignolle de rive :

✚ Pour l=6m

$$R = \frac{Q_z \times l}{2} = \frac{124.13 \times 6}{2} = 372.39 \text{ daN.}$$

- o Echantignolle intermédiaire :

$$2R = 2 \times 372.39 = 744.78 \text{ daN.}$$

b. Calcul de moment du renversement :

$$M_r = 2R \times t = 6703.02 \text{ daN.cm.}$$

c. Dimensionnement de l'échantignolle :

Flexion simple :

$$M_r \leq M_{el. Rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$W_{el} \geq \frac{M_r \times \gamma_{m0}}{f_y} \quad W_{el} \geq \frac{6703.02 \times 1.1}{2350} = 3.14 \text{ cm}^3$$

$$W_{el} = \frac{b \times e^2}{f_y} \longrightarrow e \geq \sqrt{\frac{6 \times W_{el}}{b}}$$

Travers HEA500 \longrightarrow b=30cm,

$$e > 0.79 \text{ cm} = 7.9 \text{ mm.}$$

Donc l'épaisseur de l'échantignolle : e= 8 mm.

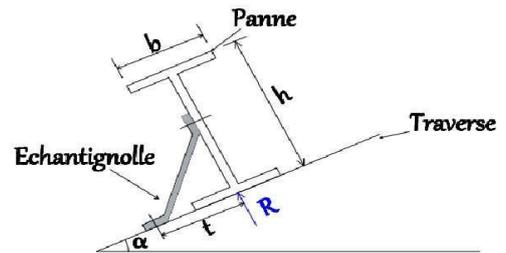


Figure III.3 : Liaison panne-traverse par l'échantignolle

✚ Pour l=4.7m

$$R = \frac{Q_z \times l}{2} = \frac{124.13 \times 4.7}{2} = 291.71 \text{ daN.}$$

o **Echantignolle intermédiaire :**

$$2R = 2 \times 291.71 = 583.42 \text{ daN.}$$

d. Calcul de moment du renversement :

$$M_r = 2R \times t = 5250.78 \text{ daN.cm.}$$

e. Dimensionnement de l'échantignolle :

Flexion simple :

$$M_r \leq M_{el.rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$W_{el} \geq \frac{M_r \times \gamma_{m0}}{f_y} \quad W_{el} \geq \frac{5250.78 \times 1.1}{2350} = 2.46 \text{ cm}^3$$

$$W_{el} = \frac{b \times e^2}{f_y} \longrightarrow e \geq \sqrt{\frac{4.7 \times W_{el}}{b}}$$

Travers HEA500 \longrightarrow b=30 cm,

e > 0.62 cm = 6.2 mm.

Donc l'épaisseur de l'échantignolle : **e = 7 mm.**

✚ Pour l=3.9m

$$R = \frac{Q_z \times l}{2} = \frac{124.13 \times 3.9}{2} = 242.05 \text{ daN.}$$

o **Echantignolle intermédiaire :**

$$2R = 2 \times 242.05 = 484.1 \text{ daN.}$$

f. Calcul de moment du renversement :

$$M_r = 2R \times t = 4356.9 \text{ daN.cm.}$$

g. Dimensionnement de l'échantignolle :

Flexion simple :

$$M_r \leq M_{el.rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$W_{el} \geq \frac{M_r \times \gamma_{m0}}{f_y} \quad W_{el} \geq \frac{4356.9 \times 1.1}{2350} = 2.04 \text{ cm}^3$$

$$W_{el} = \frac{b \times e^2}{f_y} \longrightarrow e \geq \sqrt{\frac{3.9 \times W_{el}}{b}}$$

Travers HEA500 \longrightarrow b=30 cm,

e > 0.51 cm = 5.1 mm.

Donc l'épaisseur de l'échantignolle : **e = 6 mm.**

III.3. Lisses de bardage :

III.3.1. Introduction :

Les lisses de bardages sont des éléments secondaires destinées à reprendre les sollicitations dues au vent. Elles sont généralement des profilés en (I, U), elles sont prévues sur le pignon et le long-pan pour permettre la fixation et le support du matériau de bardage.

Elles sont simplement appuyées sur les poteaux du long-pan et sur les potelets suivant le pignon, Elles peuvent aussi comporter des suspentes à mi- portée dans le plan (z-z) pour minimiser leurs déformations.

III.3.2. Lisse de bardage du long-pan droit :

✚ Pour les lisses de longueur de $l = 6m$.

On suppose un IPE120

Profil	Poids	Sections	Caractéristiques						
	PP [daN/m]	A [cm ²]	h [mm]	b [mm]	I _y [cm ⁴]	I _z [cm ⁴]	I _t [cm ⁴]	W _{pl.y} [cm ³]	W _{pl.z} [cm ³]
IPE120	10.4	13.21	120	64	317.8	27.67	1.74	60.73	13.58

Tableau III.3 : Caractéristiques du profilé IPE120

a. Evaluation des charges et surcharges :

- charges permanentes (G) :

$$G = PP_{\text{bardage}} + PP_{\text{IPE}} = (10.8 \times 1) + 10.4 = 21.2 \text{ daN/ml}$$

- surcharge climatiques (V) :

$$V = 59.88 \times 1 = 59.88 \text{ daN/ml}$$

b. Combinaison de charge la plus défavorable :

$$q = 1.35G + 1.5V$$

c. Condition de résistances :

La lisse travaille à la flexion déviée (dans les deux plans) et la formule de vérification est donnée comme suit :

$$\left(\frac{M_y}{M_{pl.y}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl.z}}\right)^\beta \leq 1$$

Ou α et β sont des constantes qui nous placent en sécurité si elles sont prises égales à l'unité, mais qui peuvent prendre les valeurs suivantes :

Pour les sections en I et H :

$$\alpha = 2 \text{ et } \beta = 5n \geq 1. \quad \text{Avec } n = \frac{N}{N_{pl}}$$

Dans notre cas l'effort normal $N=0$ donc $\beta = 1$

M_y : moment ultime de flexion par rapport à l'axe y-y

M_z : moment ultime de flexion par rapport à l'axe z-z

$M_{pl.y}$: moment de résistance plastique de la section brute par rapport à l'axe y-y

$M_{pl.z}$: moment de résistance plastique de la section brute par rapport à l'axe z-z

Vérification :

$$M_{pl,y} = \frac{W_{pl,y} \times F_y}{\gamma_{mo}} = \frac{60.73 \times 23.5}{1} = 1427.16 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,z} = \frac{W_{pl,z} \times F_y}{\gamma_{mo}} = \frac{13.58 \times 23.5}{1} = 319.13 \text{ daN.m}$$

$$M_y = \frac{1.5V \times l^2}{8} = \frac{1.5 \times 59.88 \times 6^2}{8} = 404.19 \text{ daN.m}$$

$$M_z = \frac{1.35G \times l^2}{8} = \frac{1.35 \times 21.2 \times 6^2}{8} = 128.79 \text{ daN.m}$$

$$\left(\frac{M_y}{M_{pl,y}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl,z}}\right)^\beta \leq 1 \Rightarrow \left(\frac{404.19}{1427.16}\right)^2 + \left(\frac{128.79}{319.13}\right)^1 = 0.5 \leq 1 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

d. Condition de la flèche :

Flèche suivant l'axe y-y :

$$f = \frac{5 \times V \times L^4}{384 \times E \cdot I} = \frac{5 \times 59.88 \times 10^{-2} \times 6000^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 317.8 \times 10^4} = 15.14 \text{ mm}$$

$$f_{admissible} = \frac{1}{200} = \frac{6000}{200} = 30 \text{ mm}$$

} $\longrightarrow 15.14 \text{ mm} \leq 30 \text{ mm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

Flèche suivant l'axe Z-Z :

$$f = \frac{5 \times G \times L^4}{384 \times E \cdot I} = \frac{5 \times 21.2 \times 10^{-2} \times 6000^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 27.67 \times 10^4} = 61.58 \text{ mm}$$

$\longrightarrow 61.58 \text{ mm} \geq f_{admissible} = 30 \text{ mm} \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$

Cette fois la flèche est trop grande donc on prévoit des mettre en place des suspentes.

Les résultats de la nouvelle vérification sont donnés comme suit :

$$f = \frac{2.05 \times G \times (\frac{L}{2})^4}{384 \times E \cdot I} = \frac{2.05 \times 21.2 \times 10^{-2} \times 3000^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 27.67 \times 10^4} = 1.58 \text{ mm}$$

$$f_{admissible} = \frac{1/2}{200} = \frac{3000}{200} = 15 \text{ mm}$$

} $\longrightarrow 1.58 \text{ mm} \leq 15 \text{ mm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

e. Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que : $V_y \leq V_{pl,y} = \frac{A_{vy} \times (\frac{f_y}{\sqrt{3}})}{\gamma_{mo}}$

et $V_z \leq V_{pl,z} = \frac{A_{vz} \times (\frac{f_y}{\sqrt{3}})}{\gamma_{mo}}$

IPE120 : $A_{vy} = 8.6 \text{ cm}^2$ et $A_{vz} = 6.31 \text{ cm}^2$

$$V_y = \frac{1.35 \times 1.25 \times G \times l}{2} = \frac{1.35 \times 1.25 \times 21.2 \times 6}{2} = 107.32 \text{ daN}$$

$$V_{pl,y} = \frac{A_{vy} \times (\frac{f_y}{\sqrt{3}})}{\gamma_{mo}} = \frac{8.6 \times 10^2 \times (\frac{23.5}{\sqrt{3}})}{1} = 11668 \text{ daN}$$

$85.86 \text{ daN} < 11668 \text{ daN} \Rightarrow V_y < V_{pl,y} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

$$V_z = \frac{1.5 \times V \times l}{2} = \frac{1.5 \times 59.88 \times 6}{2} = 269.46 \text{ daN}$$

$$V_{pl,z} = \frac{A_{vz} \times (\frac{f_y}{\sqrt{3}})}{\gamma_{mo}} = \frac{6.31 \times 10^2 \times (\frac{23.5}{\sqrt{3}})}{1} = 8561 \text{ daN}$$

$269.46 \text{ daN} < 8561 \text{ daN} \Rightarrow V_z < V_{pl,z} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

La section IPE120 est adéquate.

- ✚ Pour faciliter de calcul et de montage des autres lisses de bardages de portées 3.9 m et 4.7 m on adopte la même section du profilé que celles calculées précédemment. De la sorte leurs sections sont vérifiées aussi bien pour la résistance que pour la flèche.

III.3.3. Lisse de bardage au long-pan gauche :

- ✚ Pour les lisses de longueur de $l=6m$.

On suppose un IPE120

a. Evaluation des charges et surcharges :

- charges permanentes (G) :

$$G = PP_{\text{bardage}} + PP_{\text{IPE}} = (10.8 \times 1) + 10.4 = 21.2 \text{ daN/ml}$$

- surcharge climatiques (V) :

$$V = 81.94 \times 1 = 81.94 \text{ daN/ml}$$

b. Combinaison de charge la plus défavorable :

$$q = 1.35G + 1.5V$$

c. Condition de résistances :

La lisse travaille à la flexion double (dans les deux plans) et la formule de vérification est donnée comme suit :

$$\left(\frac{M_y}{M_{pl,y}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl,z}}\right)^\beta \leq 1$$

Ou α et β sont des constantes qui placent en sécurité si elles sont prises égales à l'unité, mais qui peuvent les valeurs suivantes :

$$\text{Pour les sections m I et H : } \alpha = 2 \text{ et } \beta = 5n \geq 1. \quad \text{Avec : } n = \frac{N}{N_{pl}}$$

Dans notre cas l'effort normal $N=0$ donc $\beta = 1$

M_y : moment ultime de flexion par rapport à l'axe y-y

M_z : moment ultime de flexion par rapport à l'axe z-z

$M_{pl,y}$: moment de résistance plastique de la section brute par rapport à l'axe y-y

$M_{pl,z}$: moment de résistance plastique de la section brute par rapport à l'axe z-z

Vérification :

$$M_{pl,y} = \frac{W_{pl,y} \times F_y}{\gamma_{mo}} = \frac{60.73 \times 23.5}{1} = 1427.16 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,z} = \frac{W_{pl,z} \times F_y}{\gamma_{mo}} = \frac{13.58 \times 23.5}{1} = 319.13 \text{ daN.m}$$

$$M_y = \frac{1.5V \times l^2}{8} = \frac{1.5 \times 70.06 \times 6^2}{8} = 472.91 \text{ daN.m}$$

$$M_z = \frac{1.35G \times l^2}{8} = \frac{1.35 \times 21.2 \times 6^2}{8} = 128.79 \text{ daN.m}$$

$$\left(\frac{M_y}{M_{pl,y}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl,z}}\right)^\beta \leq 1 \Rightarrow \left(\frac{472.91}{1427.16}\right)^2 + \left(\frac{128.79}{319.13}\right)^1 = 0.5 \leq 1 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

d. Condition de la flèche :**Flèche suivant l'axe y-y :**

$$\delta = \frac{5 \times V \times L^4}{384 \times E \cdot I} = \frac{5 \times 81.94 \times 10^{-2} \times 6000^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 317.8 \times 10^4} = 20.72 \text{ mm}$$

$$\delta_{\text{admissible}} = \frac{l}{200} = \frac{6000}{200} = 30 \text{ mm}$$

} $\longrightarrow 20.72 \text{ mm} \leq 30 \text{ mm} \Rightarrow$ **condition vérifiée**

Flèche suivant l'axe Z-Z :

$$\delta = \frac{5 \times G \times L^4}{384 \times E \cdot I} = \frac{5 \times 21.2 \times 10^{-2} \times 6000^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 27.67 \times 10^4} = 61.58 \text{ mm} \longrightarrow 61.58 \text{ mm} \geq \delta_{\text{admissible}} = 30 \text{ mm} \Rightarrow$$
 condition non vérifiée

Cette fois la flèche est trop grande donc mis des suspentes sont à prévoir.

Les résultats de la nouvelle vérification sont donnés comme suit :

$$f = \frac{2.05 \times G \times (\frac{l}{2})^4}{384 \times E \cdot I} = \frac{2.05 \times 21.2 \times 10^{-2} \times 3000^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 27.67 \times 10^4} = 1.58 \text{ mm}$$

$$f_{\text{admissible}} = \frac{l/2}{200} = \frac{3000}{200} = 15 \text{ mm}$$

} $\longrightarrow 1.58 \text{ mm} \leq 15 \text{ mm} \Rightarrow$ **condition vérifiée**

e. Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que : $V_y \leq V_{pl,y} = \frac{A_{vy} \times (\frac{f_y}{\sqrt{3}})}{\gamma_{m0}}$ et $V_z \leq V_{pl,z} = \frac{A_{vz} \times (\frac{f_y}{\sqrt{3}})}{\gamma_{m0}}$

IPE120 : $A_{vy} = 8.6 \text{ cm}^2$ et $A_{vz} = 6.31 \text{ cm}^2$

$$V_y = \frac{1.35 \times 1.25 \times G \times l}{2} = \frac{1.35 \times 1.25 \times 21.2 \times 6}{2} = 107.32 \text{ daN}$$

$$V_{pl,y} = \frac{A_{vy} \times (\frac{f_y}{\sqrt{3}})}{\gamma_{m0}} = \frac{8.6 \times 10^2 \times (\frac{23.5}{\sqrt{3}})}{1} = 11668 \text{ daN}$$

$85.86 \text{ daN} < 11668 \text{ daN} \Rightarrow V_y < V_{pl,y} \Rightarrow$ **condition vérifiée**

$$V_z = \frac{1.5 \times V \times l}{2} = \frac{1.5 \times 81.94 \times 6}{2} = 368.73 \text{ daN}$$

$$V_{pl,z} = \frac{A_{vz} \times (\frac{f_y}{\sqrt{3}})}{\gamma_{m0}} = \frac{6.31 \times 10^2 \times (\frac{23.5}{\sqrt{3}})}{1} = 8561 \text{ daN}$$

$368.73 \text{ daN} < 8561 \text{ daN} \Rightarrow V_z < V_{pl,z} \Rightarrow$ **condition vérifiée**

La section IPE120 est adéquate.

- ✚ Pour faciliter de calcul et de montage des autres lisses de bardages de portées 3.9 m et 4.7 m on adopte la même section du profilé que celles calculées précédemment. De la sorte leurs sections sont vérifiées aussi bien pour la résistance que pour la flèche.

III.3.4. Lisses de bardage du pignon avant :

✚ Pour les lisses de longueur $l=8m$.

On suppose un IPE140

Profil	Poids	Sections	Caractéristiques						
	PP [daN/m]	A [cm ²]	h [mm]	b [mm]	I _y [cm ⁴]	I _z [cm ⁴]	I _t [cm ⁴]	W _{pl.y} [cm ³]	W _{pl.z} [cm ³]
IPE140	12.9	16.43	140	73	541.2	44.92	2.45	88.34	19.25

Tableau III.4 : Caractéristiques du profilé IPE140

a. Evaluation des charges et surcharges :

- charges permanentes (G) :

$$G = PP_{\text{bardage}} + PP_{\text{IPE}} = (10.8 \times 1) + 12.9 = 23.7 \text{ daN/ml}$$

- surcharge climatiques (V) :

$$V = 83.26 \times 1 = 83.26 \text{ daN/ml}$$

b. Combinaison de charge la plus défavorable :

$$q = 1.35G + 1.5V$$

c. Condition de résistances :

La lisse travaille à la flexion déviée (dans les deux plans) et la formule de vérification est donnée

$$\text{comme suit : } \left(\frac{M_y}{M_{pl.y}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl.z}} \right)^\beta \leq 1$$

Ou α et β sont des constantes qui placent en sécurité si elles sont prises égales à l'unité, mais qui peuvent les valeurs suivantes :

$$\text{Pour les sections en I et H : } \alpha = 2 \text{ et } \beta = 5n \geq 1 . \quad \text{Avec : } n = \frac{N}{N_{pl}}$$

Dans notre cas l'effort normal $N=0$ donc $\beta = 1$

M_y : moment ultime de flexion par rapport à l'axe y-y

M_z : moment ultime de flexion par rapport à l'axe z-z

$M_{pl.y}$: moment de résistance plastique de la section brute par rapport à l'axe y-y

$M_{pl.z}$: moment de résistance plastique de la section brute par rapport à l'axe z-z

Vérification :

$$M_{pl.y} = \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{88.34 \times 23.5}{1} = 2075.99 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl.z} = \frac{W_{pl.z} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{19.25 \times 23.5}{1} = 452.38 \text{ daN.m}$$

$$M_y = \frac{1.5V \times l^2}{8} = \frac{1.5 \times 83.26 \times 8^2}{8} = 999.12 \text{ daN.m}$$

$$M_z = \frac{1.35G \times l^2}{8} = \frac{1.35 \times 23.7 \times 8^2}{8} = 255.96 \text{ daN.m}$$

$$\left(\frac{M_y}{M_{pl.y}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl.z}} \right)^\beta \leq 1 \Rightarrow \left(\frac{999.12}{2075.99} \right)^2 + \left(\frac{255.96}{452.38} \right)^1 = 0.80 \leq 1 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

d. Condition de la flèche :

Flèche suivant l'axe y-y :

$$f = \frac{5 \times V \times L^4}{384 \times E \cdot I} = \frac{5 \times 83.26 \times 10^{-2} \times 8000^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 541.2 \times 10^4} = 39.12 \text{ mm}$$

$$f_{\text{admissible}} = \frac{l}{200} = \frac{8000}{200} = 40 \text{ mm}$$

} $\longrightarrow 39.12 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm} \Rightarrow$ **condition vérifiée**

Flèche suivant l'axe Z-Z :

$$f = \frac{5 \times G \times L^4}{384 \times E \cdot I} = \frac{5 \times 23.7 \times 10^{-2} \times 8000^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 44.92 \times 10^4} = 133.99 \text{ mm} \longrightarrow 133.99 \text{ mm} \geq f_{\text{admissible}} = 40 \text{ mm} \Rightarrow$$
 condition non vérifiée

Cette fois la flèche est trop grande donc on prévoit des suspentes.

Les résultats de la nouvelle vérification sont donnés comme suit :

$$f = \frac{2.05 \times G \times (\frac{L}{2})^4}{384 \times E \cdot I} = \frac{2.05 \times 23.7 \times 10^{-2} \times 4000^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 27.67 \times 10^4} = 5.57 \text{ mm}$$

$$f_{\text{admissible}} = \frac{l/2}{200} = \frac{4000}{200} = 20 \text{ mm}$$

} $\longrightarrow 5.57 \text{ mm} \leq 20 \text{ mm} \Rightarrow$ **condition vérifiée**

e. Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que : $V_y \leq V_{pl,y} = \frac{A_{vy} \times (\frac{f_y}{\sqrt{3}})}{\gamma_{m0}}$ et $V_z \leq V_{pl,z} = \frac{A_{vz} \times (\frac{f_y}{\sqrt{3}})}{\gamma_{m0}}$

IPE140 : $A_{vy} = 10.07 \text{ cm}^2$ et $A_{vz} = 7.64 \text{ cm}^2$

$$V_y = \frac{1.35 \times 1.25 \times G \times l}{2} = \frac{1.35 \times 1.25 \times 23.7 \times 8}{2} = 159.97 \text{ daN}$$

$$V_{pl,y} = \frac{A_{vy} \times (\frac{f_y}{\sqrt{3}})}{\gamma_{m0}} = \frac{10.07 \times 10^2 \times (\frac{23.5}{\sqrt{3}})}{1} = 13663 \text{ daN}$$

$127.98 \text{ daN} < 13663 \text{ daN} \Rightarrow V_y < V_{pl,y} \Rightarrow$ **condition vérifiée**

$$V_z = \frac{1.5 \times V \times l}{2} = \frac{1.5 \times 83.26 \times 8}{2} = 499.56 \text{ daN}$$

$$V_{pl,z} = \frac{A_{vz} \times (\frac{f_y}{\sqrt{3}})}{\gamma_{m0}} = \frac{7.64 \times 10^2 \times (\frac{23.5}{\sqrt{3}})}{1} = 10366 \text{ daN}$$

$499.56 \text{ daN} < 10366 \text{ daN} \Rightarrow V_z < V_{pl,z} \Rightarrow$ **condition vérifiée**

La section IPE140 est adéquate.

✚ Pour les lisses de longueur $l=6.66\text{m}$.

On suppose un IPE140

a. Evaluation des charges et surcharges :

- charges permanentes (G) :

$$G = PP_{\text{bardage}} + PP_{\text{IPE}} = (10.8 \times 1) + 12.9 = 23.7 \text{ daN/ml}$$

- surcharge climatiques (V) :

$$V = 83.26 \times 1 = 83.26 \text{ daN/ml}$$

b. Combinaison de charge la plus défavorable :

$$q = 1.35G + 1.5V$$

c. Condition de résistances :

La lisse travaille à la flexion double (dans les deux plans) et la formule de vérification est donnée

comme suit : $\left(\frac{M_y}{M_{pl,y}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl,z}}\right)^\beta \leq 1$

Ou α et β sont des constantes qui placent en sécurité si elles sont prises égales à l'unité, mais qui peuvent les valeurs suivantes :

Pour les sections en I et H : $\alpha = 2$ et $\beta = 5n \geq 1$. Avec : $n = \frac{N}{N_{pl}}$

Dans notre cas l'effort normal $N=0$ donc $\beta = 1$

M_y : moment ultime de flexion par rapport à l'axe y-y

M_z : moment ultime de flexion par rapport à l'axe z-z

$M_{pl,y}$: moment de résistance plastique de la section brute par rapport à l'axe y-y

$M_{pl,z}$: moment de résistance plastique de la section brute par rapport à l'axe z-z

Vérification :

$$M_{pl,y} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{88.34 \times 23.5}{1} = 2075.99 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,z} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{19.25 \times 23.5}{1} = 452.38 \text{ daN.m}$$

$$M_y = \frac{1.5V \times l^2}{8} = \frac{1.5 \times 83.26 \times 6.66^2}{8} = 692.45 \text{ daN.m}$$

$$M_z = \frac{1.35G \times l^2}{8} = \frac{1.35 \times 23.7 \times 6.66^2}{8} = 177.39 \text{ daN.m}$$

$$\left(\frac{M_y}{M_{pl,y}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl,z}}\right)^\beta \leq 1 \Rightarrow \left(\frac{692.45}{2075.99}\right)^2 + \left(\frac{177.39}{452.38}\right)^1 = 0.5 \leq 1 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

d. Condition de la flèche :

Flèche suivant l'axe y-y :

$$f = \frac{5 \times V \times L^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 83.26 \times 10^{-2} \times 6660^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 541.2 \times 10^4} = 18.77 \text{ mm}$$

$$f_{\text{admissible}} = \frac{1}{200} = \frac{6660}{200} = 33.3 \text{ mm}$$

} $\longrightarrow 18.77 \text{ mm} \leq 33.3 \text{ mm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

Flèche suivant l'axe Z-Z :

$$f = \frac{5 \times G \times L^4}{384 \times E \cdot I} = \frac{5 \times 23.7 \times 10^{-2} \times 6660^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 44.92 \times 10^4} = 64.36 \text{ mm} \longrightarrow 64.36 \text{ mm} \geq f_{\text{admissible}} = 33.3 \text{ mm} \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

Cette fois la flèche est trop grande donc on prévoit de suspendre.

Les résultats de la nouvelle vérification sont donnés comme suit :

$$f = \frac{2.05 \times G \times (\frac{L}{2})^4}{384 \times E \cdot I} = \frac{2.05 \times 23.7 \times 10^{-2} \times 3330^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 27.67 \times 10^4} = 2.68 \text{ mm}$$

$$f_{\text{admissible}} = \frac{l/2}{200} = \frac{3330}{200} = 16.65 \text{ mm}$$

$$\left. \begin{array}{l} f = 2.68 \text{ mm} \\ f_{\text{admissible}} = 16.65 \text{ mm} \end{array} \right\} \longrightarrow 2.68 \text{ mm} \leq 16.65 \text{ mm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

e. Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que : $V_y \leq V_{pl,y} = \frac{A_{vy} \times (\frac{f_y}{\sqrt{3}})}{\gamma_{m0}}$ et $V_z \leq V_{pl,z} = \frac{A_{vz} \times (\frac{f_y}{\sqrt{3}})}{\gamma_{m0}}$

IPE140 : $A_{vy} = 10.07 \text{ cm}^2$ et $A_{vz} = 7.64 \text{ cm}^2$

$$V_y = \frac{1.35 \times 1.25 \times G \times l}{2} = \frac{1.35 \times 1.25 \times 23.7 \times 6.66}{2} = 133.18 \text{ daN}$$

$$V_{pl,y} = \frac{A_{vy} \times (\frac{f_y}{\sqrt{3}})}{\gamma_{m0}} = \frac{10.07 \times 10^2 \times (\frac{23.5}{\sqrt{3}})}{1} = 13663 \text{ daN}$$

$106.54 \text{ daN} < 13663 \text{ daN} \Rightarrow V_y < V_{pl,y} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

$$V_z = \frac{1.5 \times V \times l}{2} = \frac{1.5 \times 83.26 \times 6.66}{2} = 415.88 \text{ daN}$$

$$V_{pl,z} = \frac{A_{vz} \times (\frac{f_y}{\sqrt{3}})}{\gamma_{m0}} = \frac{7.64 \times 10^2 \times (\frac{23.5}{\sqrt{3}})}{1} = 10366 \text{ daN}$$

$415.88 \text{ daN} < 10366 \text{ daN} \Rightarrow V_z < V_{pl,z} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

La section IPE140 est adéquate.

III.3.5. Lisses de bardage du pignon arrière :

✚ Pour les lisses de longueur $l=8m$.

On suppose un IPE140

a. Evaluation des charges et surcharges :

- charges permanentes (G) :

$$G = PP_{\text{bardage}} + PP_{\text{IPE}} = (10.8 \times 1) + 12.9 = 23.7 \text{ daN/ml}$$

- surcharge climatiques (V) :

$$V = 73.27 \times 1 = 73.27 \text{ daN/ml}$$

b. Combinaison de charge la plus défavorable :

$$q = 1.35G + 1.5V$$

c. Condition de résistances :

La lisse travaille à la flexion déviée (dans les deux plans) et la formule de vérification est donnée

$$\text{comme suit : } \left(\frac{M_y}{M_{pl,y}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl,z}} \right)^\beta \leq 1$$

Où α et β sont des constantes qui placent en sécurité si elles sont prises égales à l'unité, mais qui peuvent les valeurs suivantes :

$$\text{Pour les sections n I et H : } \alpha = 2 \text{ et } \beta = 5n \geq 1 . \quad \text{Avec : } n = \frac{N}{N_{pl}}$$

Dans notre cas l'effort normal $N=0$ donc $\beta = 1$

M_y : moment ultime de flexion par rapport à l'axe y-y

M_z : moment ultime de flexion par rapport à l'axe z-z

$M_{pl,y}$: moment de résistance plastique de la section brute par rapport à l'axe y-y

$M_{pl,z}$: moment de résistance plastique de la section brute par rapport à l'axe z-z

Vérification :

$$M_{pl,y} = \frac{W_{pl,y} \times F_y}{\gamma_{mo}} = \frac{88.34 \times 23.5}{1} = 2075.99 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,z} = \frac{W_{pl,z} \times F_y}{\gamma_{mo}} = \frac{19.25 \times 23.5}{1} = 452.38 \text{ daN.m}$$

$$M_y = \frac{1.5V \times l^2}{8} = \frac{1.5 \times 73.27 \times 8^2}{8} = 879.24 \text{ daN.m}$$

$$M_z = \frac{1.35G \times l^2}{8} = \frac{1.35 \times 23.7 \times 8^2}{8} = 255.96 \text{ daN.m}$$

$$\left(\frac{M_y}{M_{pl,y}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl,z}} \right)^\beta \leq 1 \Rightarrow \left(\frac{879.24}{2075.99} \right)^2 + \left(\frac{255.96}{452.38} \right)^1 = 0.75 \leq 1 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

d. Condition de la flèche :**Flèche suivant l'axe y-y :**

$$\delta = \frac{5 \times V \times L^4}{384 \times E \cdot I} = \frac{5 \times 73.27 \times 10^{-2} \times 8000^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 541.2 \times 10^4} = 34.38 \text{ mm}$$

$$\delta_{\text{admissible}} = \frac{1}{200} = \frac{8000}{200} = 40 \text{ mm}$$

} $\longrightarrow 34.38 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm} \Rightarrow$ **condition vérifiée**

Flèche suivant l'axe Z-Z :

$$\delta = \frac{5 \times G \times L^4}{384 \times E \cdot I} = \frac{5 \times 23.7 \times 10^{-2} \times 8000^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 44.92 \times 10^4} = 133.99 \text{ mm} \longrightarrow 133.99 \text{ mm} \geq \delta_{\text{admissible}} = 40 \text{ mm} \Rightarrow$$
 condition non vérifiée

Cette fois la flèche est trop grande donc on prévoit des suspentes à mi- portée.

Les résultats de la nouvelle vérification sont donnés comme suit :

$$\delta = \frac{2.05 \times G \times (\frac{L}{2})^4}{384 \times E \cdot I} = \frac{2.05 \times 23.7 \times 10^{-2} \times 3330^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 27.67 \times 10^4} = 2.68 \text{ mm}$$

$$\delta_{\text{admissible}} = \frac{1/2}{200} = \frac{3330}{200} = 16.65 \text{ mm}$$

} $\longrightarrow 2.68 \text{ mm} \leq 16.65 \text{ mm} \Rightarrow$ **condition vérifiée**

e. Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que : $V_y \leq V_{pl,y} = \frac{A_{vy} \times (\frac{f_y}{\sqrt{3}})}{\gamma_{m0}}$ et $V_z \leq V_{pl,z} = \frac{A_{vz} \times (\frac{f_y}{\sqrt{3}})}{\gamma_{m0}}$

IPE140 : $A_{vy} = 10.07 \text{ cm}^2$ et $A_{vz} = 7.64 \text{ cm}^2$

$$V_y = \frac{1.35 \times 1.25 \times G \times l}{2} = \frac{1.35 \times 1.25 \times 23.7 \times 8}{2} = 159.97 \text{ daN}$$

$$V_{pl,y} = \frac{A_{vy} \times (\frac{f_y}{\sqrt{3}})}{\gamma_{m0}} = \frac{10.07 \times 10^2 \times (\frac{23.5}{\sqrt{3}})}{1} = 13663 \text{ daN}$$

$127.98 \text{ daN} < 13663 \text{ daN} \Rightarrow V_y < V_{pl,y} \Rightarrow$ **condition vérifiée**

$$V_z = \frac{1.5 \times V \times l}{2} = \frac{1.5 \times 73.27 \times 8}{2} = 439.62 \text{ daN}$$

$$V_{pl,z} = \frac{A_{vz} \times (\frac{f_y}{\sqrt{3}})}{\gamma_{m0}} = \frac{7.64 \times 10^2 \times (\frac{23.5}{\sqrt{3}})}{1} = 10366 \text{ daN}$$

$439.62 \text{ daN} < 10366 \text{ daN} \Rightarrow V_z < V_{pl,z} \Rightarrow$ **condition vérifiée**

La section IPE140 est adéquate.

✚ Pour les lisses de longueur $l=6.66\text{m}$.

On suppose un IPE140

a. Evaluation des charges et surcharges :

- charges permanentes (G) :

$$G = PP_{\text{bardage}} + PP_{\text{IPE}} = (10.8 \times 1) + 12.9 = 23.7 \text{ daN/ml}$$

- surcharge climatiques (V) :

$$V = 73.27 \times 1 = 73.27 \text{ daN/ml}$$

b. Combinaison de charge la plus défavorable :

$$q = 1.35G + 1.5V$$

c. Condition de résistances :

La lisse travaille à la flexion double (dans les deux plans) et la formule de vérification est donnée

$$\text{comme suit : } \left(\frac{M_y}{M_{pl,y}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl,z}}\right)^\beta \leq 1$$

Où α et β sont des constantes qui placent en sécurité si elles sont prises égales à l'unité, mais qui peuvent les valeurs suivantes :

$$\text{Pour les sections m I et H : } \alpha = 2 \text{ et } \beta = 5n \geq 1 . \quad \text{Avec : } n = \frac{N}{N_{pl}}$$

Dans notre cas l'effort normal $N=0$ donc $\beta = 1$

M_y : moment ultime de flexion par rapport à l'axe y-y

M_z : moment ultime de flexion par rapport à l'axe z-z

$M_{pl,y}$: moment de résistance plastique de la section brute par rapport à l'axe y-y

$M_{pl,z}$: moment de résistance plastique de la section brute par rapport à l'axe z-z

Vérification :

$$M_{pl,y} = \frac{W_{pl,y} \times F_y}{\gamma_{mo}} = \frac{88.34 \times 23.5}{1} = 2075.99 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,z} = \frac{W_{pl,z} \times F_y}{\gamma_{mo}} = \frac{19.25 \times 23.5}{1} = 452.38 \text{ daN.m}$$

$$M_y = \frac{1.5V \times l^2}{8} = \frac{1.5 \times 73.27 \times 6.66^2}{8} = 609.36 \text{ daN.m}$$

$$M_z = \frac{1.35G \times l^2}{8} = \frac{1.35 \times 23.7 \times 6.66^2}{8} = 177.39 \text{ daN.m}$$

$$\left(\frac{M_y}{M_{pl,y}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl,z}}\right)^\beta \leq 1 \Rightarrow \left(\frac{609.36}{2075.99}\right)^2 + \left(\frac{177.39}{452.38}\right)^1 = 0.5 \leq 1 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

d. Condition de la flèche :

Flèche suivant l'axe y-y :

$$\delta = \frac{5 \times V \times L^4}{384 \times E \cdot I} = \frac{5 \times 73.27 \times 10^{-2} \times 6660^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 541.2 \times 10^4} = 16.52 \text{ mm}$$

$$\delta_{\text{admissible}} = \frac{l}{200} = \frac{6660}{200} = 33.3 \text{ mm}$$

$$\longrightarrow 16.52 \text{ mm} \leq 33.3 \text{ mm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Flèche suivant l'axe Z-Z :

$$f = \frac{5 \times G \times L^4}{384 \times E \cdot I} = \frac{5 \times 23.7 \times 10^{-2} \times 6660^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 44.92 \times 10^4} = 64.36 \text{ mm} \longrightarrow 64.36 \text{ mm} \geq f_{\text{admissible}} = 33.3 \text{ mm} \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

Cette fois la flèche est trop grande donc on prévoit des suspentes à mi-portée.

Les résultats de la nouvelle vérification sont donnés comme suit :

$$f = \frac{2.05 \times G \times (\frac{L}{2})^4}{384 \times E \cdot I} = \frac{2.05 \times 23.7 \times 10^{-2} \times 3330^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 27.67 \times 10^4} = 2.68 \text{ mm}$$

$$f_{\text{admissible}} = \frac{l/2}{200} = \frac{3330}{200} = 16.65 \text{ mm}$$

$$\left. \begin{array}{l} f = 2.68 \text{ mm} \\ f_{\text{admissible}} = 16.65 \text{ mm} \end{array} \right\} \longrightarrow 2.68 \text{ mm} \leq 16.65 \text{ mm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

e. Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que : $V_y \leq V_{pl,y} = \frac{A_{vy} \times (\frac{f_y}{\sqrt{3}})}{\gamma_{m0}}$ et $V_z \leq V_{pl,z} = \frac{A_{vz} \times (\frac{f_y}{\sqrt{3}})}{\gamma_{m0}}$

IPE140 : $A_{vy} = 10.07 \text{ cm}^2$ et $A_{vz} = 7.64 \text{ cm}^2$

$$V_y = \frac{1.35 \times 1.25 \times G \times l}{2} = \frac{1.35 \times 1.25 \times 23.7 \times 6.66}{2} = 133.18 \text{ daN}$$

$$V_{pl,y} = \frac{A_{vy} \times (\frac{f_y}{\sqrt{3}})}{\gamma_{m0}} = \frac{10.07 \times 10^2 \times (\frac{23.5}{\sqrt{3}})}{1} = 13663 \text{ daN}$$

$$106.54 \text{ daN} < 13663 \text{ daN} \Rightarrow V_y < V_{pl,y} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$V_z = \frac{1.5 \times V \times l}{2} = \frac{1.5 \times 73.27 \times 6.66}{2} = 365.98 \text{ daN}$$

$$V_{pl,z} = \frac{A_{vz} \times (\frac{f_y}{\sqrt{3}})}{\gamma_{m0}} = \frac{7.64 \times 10^2 \times (\frac{23.5}{\sqrt{3}})}{1} = 10366 \text{ daN}$$

$$365.98 \text{ daN} < 10366 \text{ daN} \Rightarrow V_z < V_{pl,z} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

La section IPE140 est adéquate.

Conclusion :

On obtient les profilés suivants :

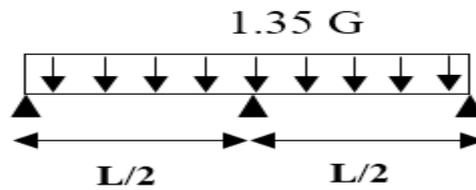
Face	Long pan droite	Long pan gauche	Pignon avant	Pignon arrière
Type de profilés	IPE120	IPE120	IPE140	IPE140

Tableau III.5 : Les différents profilés adaptés pour les lisses

III.3.6. Calcul des suspentes :

- Calcul de l'effort dans la suspente :

On calcul dans le cas le plus défavorable donc on calcul pour les lisses de 8m de longueur



$$q_{uy} = 1.25 (1.35 \times 23.7) = 39.99 \text{ daN/ml}$$

$$R = 39.99 \times 4 = 159.96 \text{ daN}$$

$$T_1 = \frac{R}{2} = 79.98 \text{ daN}$$

$$T_2 = T_1 + R = 79.98 + 159.96 = 239.94 \text{ daN}$$

$$T_3 = T_2 + R = 239.94 + 159.96 = 399.9 \text{ daN}$$

$$T_4 = T_3 + R = 399.9 + 159.96 = 559.86 \text{ daN}$$

$$T_5 = \frac{T_4}{2 \sin(20.48)} = \frac{559.86}{2 \sin(15.59)} = 1154.6 \text{ daN}$$

Calcul de la section :

$$N_{ts} \leq N_{pl}$$

$$N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow A \geq \frac{N_{ts} \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{1154.6 \times 1}{23.5} = 49.13 \text{ mm}^2 \quad \text{soit alors des barres } \varnothing 8$$

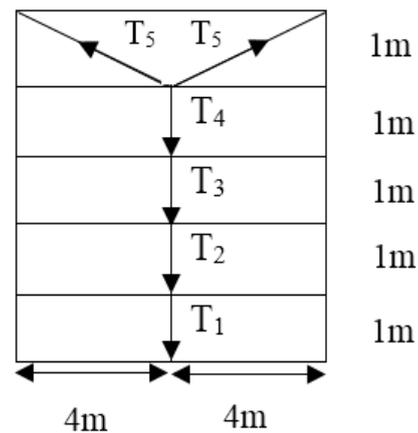


Figure III.4 : Schémas de suspentes

III.4. les potelets :

III.3.1. Introduction :

Ce sont des éléments secondaires prévus sur le pignon pour réduire la portée entre les poteaux et diminuer ainsi 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 de charges permanentes dues à leurs poids propre et celui des lisses.

III.3.2. Évaluation des charges et surcharges :

- ✚ Charges permanentes (G) :

$$G = PP_{\text{potelet}} + PP_{\text{lisses}} + PP_{\text{bardage}}.$$

- ✚ Surcharges climatiques : (dans le plan de l'âme).

V=surcharge du vent.

- ✚ Combinaisons de charges :

$$q = 1.35G + 1.5V$$

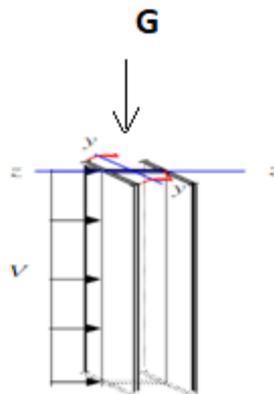


Figure III.5 : Schéma statique du potelet

III.3.3. Potelets du pignon avant :

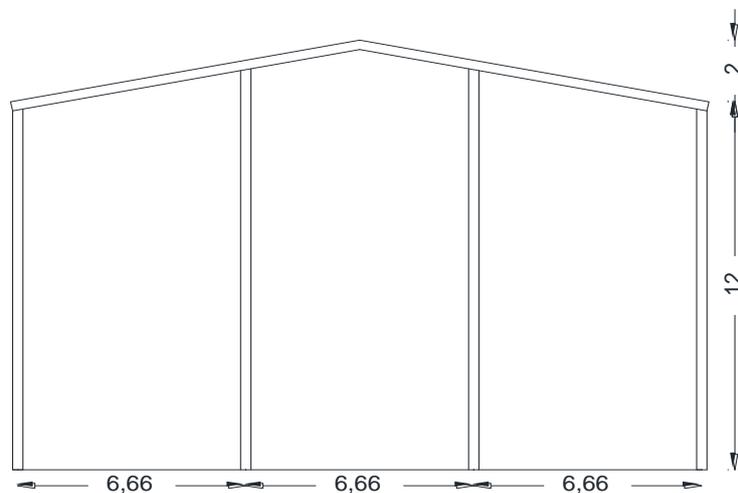


Figure III.6 : disposition des potelets

✚ Principe de dimensionnement :

Pour les éléments comprimés et fléchis, très élancés, on les dimensionne souvent sous la condition de la flèche.

✚ Condition de flèche :

La vérification de la flèche se fait sous le vent (non pondéré).

✚ La flèche autour de l'axe y-y :

$$f = \frac{5 \times V \times L^4}{384 \times E \cdot I_y} \leq \frac{L}{200} \quad \text{avec : } L = \text{longueur du potelet chargé}$$

$$V = 83.26 \times 6.66 = 554.51 \text{ daN/ml.}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times V \times L^3 \times 200}{384 \times E} = \frac{5 \times 554.51 \times 10^{-2} \times 1333^3 \times 200}{384 \times 2.1 \times 10^6}$$

$$I_y \geq 16287.31 \text{ cm}^4.$$

On prend un profilé HEB280

Profil	Poids [daN/m]	Sections [cm ²]	Caractéristiques								
			h [mm]	b [mm]	I _y [cm ⁴]	I _z [cm ⁴]	I _t [cm ⁴]	W _{pl,y} [cm ³]	W _{pl,z} [cm ³]	i _y [cm]	i _z [cm]
HEB280	103.1	131.4	280	280	19270.3	6593.7	143.72	1534.4	717.6	12.11	7.06

Tableau III.6 : Caractéristiques du profilé HEB280

✚ Vérification à la sécurité :

$$\text{On doit vérifier que : } \frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times A \times \frac{F_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_{LT} \times M_{sd}}{\chi_{min} \times W_{pl,y} \times \frac{F_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

✚ Calcul de N_{sd} et M_{sd} :

$$N_{sd} = 1.35 [\text{PP}_{\text{potelet}} + n \text{PP}_{\text{lisse}} + \text{PP}_{\text{bardage}}]$$

$$N_{sd} = 1.35 \times [(103.1 \times 13.33) + 9(12.9 \times 6.66) + (10.8 \times 6.66 \times 13.33)] = 4193.57 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = \frac{1.5V \times L^2}{8} = \frac{1.5 \times 554.51 \times 13.33^2}{8} = 18474.43 \text{ daN.m}$$

✚ Vérification de la résistance au flambement :

a. Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis :

$$\overline{\lambda}_{max} = \frac{\lambda_{max}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A}; \text{ Avec : } \beta_A = 1 \text{ pour les sections de classe 1 ; 2 ; 3.}$$

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{F_y} \right]^{0.5} \rightarrow \lambda_1 = 3.14 \times \left[\frac{21 \times 10^4}{235} \right]^{0.5} = 93.9$$

$$\lambda_{Max} = \max[\lambda_y, \lambda_z]$$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{1333}{12.11} = 110.07 \quad ; \quad \lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{1333}{7.06} = 188.81$$

Alors : $\lambda_{max} = 188.81$

$$\Rightarrow \bar{\lambda}_{max} = \frac{188.81}{93.9} \sqrt{1} = 2.01 > 0.2$$

✚ Calcul de coefficient de réduction χ_{min} :

HEB 260 → (tableau III.10, courbe de flambement b) → $\chi_{min} = 0.2043$ (par interpolation entre $\bar{\lambda} = 2$ et $\bar{\lambda} = 2.1$)

Type de section	Paramètres	flambement	Courbe de flambement
Section en I laminées	$h/b > 1.2$	$y-y$	a
	$t_f \leq 40mm$	$z-z$	b
	$40mm < t_f \leq 100mm$	$y-y$	b
		$z-z$	c
Sections en U, L, T et sections pleines	$h/b > 1.2$	$y-y$	b
	$t_f \leq 100mm$	$z-z$	c
	$t_f > 100mm$	$y-y$	d
		$z-z$	d

Pour les autres cas : voir Tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3.

$\bar{\lambda}$	χ pour courbe de flambement :				
	a ₀	a	b	c	d
0.2	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
0.3	0.9859	0.9775	0.9641	0.9491	0.9235
0.4	0.9701	0.9528	0.9261	0.8973	0.8504
0.5	0.9513	0.9243	0.8842	0.8430	0.7793
0.6	0.9276	0.8900	0.8371	0.7854	0.7100
0.7	0.8961	0.8477	0.7837	0.7247	0.6431
0.8	0.8533	0.7957	0.7245	0.6622	0.5797
0.9	0.7961	0.7339	0.6612	0.5998	0.5208
1.0	0.7253	0.6656	0.5970	0.5399	0.4671
1.1	0.6482	0.5960	0.5352	0.4842	0.4189
1.2	0.5732	0.5300	0.4781	0.4338	0.3762
1.3	0.5053	0.4703	0.4269	0.3888	0.3385
1.4	0.4461	0.4179	0.3817	0.3492	0.3055
1.5	0.3953	0.3724	0.3422	0.3145	0.2766
1.6	0.3520	0.3332	0.3079	0.2842	0.2512
1.7	0.3150	0.2994	0.2781	0.2577	0.2289
1.8	0.2833	0.2702	0.2521	0.2345	0.2093
1.9	0.2559	0.2449	0.2294	0.2141	0.1920
2.0	0.2323	0.2229	0.2095	0.1962	0.1766
2.1	0.2117	0.2036	0.1920	0.1803	0.1630
2.2	0.1937	0.1867	0.1765	0.1662	0.1508
2.3	0.1779	0.1717	0.1628	0.1537	0.1399
2.4	0.1639	0.1585	0.1506	0.1425	0.1302
2.5	0.1515	0.1467	0.1397	0.1325	0.1214
2.6	0.1404	0.1362	0.1299	0.1234	0.1134
2.7	0.1305	0.1267	0.1211	0.1153	0.1062
2.8	0.1216	0.1182	0.1132	0.1079	0.0997
2.9	0.1136	0.1105	0.1060	0.1012	0.0937
3.0	0.1063	0.1036	0.0994	0.0951	0.0882

Tableau III.7 : Coefficient χ_{min} en fonction de la courbe

$$\chi_{min} \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{4193.57}{0.2043 \times 131.4 \times \frac{2350}{1.1}} = 0.073 \leq 0.1$$

✚ Vérification de la résistance au déversement :

On doit vérifier : $\lambda_{LT} \leq 0.4$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times w_{ply} \times f_y}{M_{cr}}}$$

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

$$G_c = \frac{E}{2(1+0.3)} = 8.08 \times 10^2 \text{ MPa} ; \quad C_1 = 1.13$$

$$M_{cr} = 1.13 \times \frac{3.14^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 6593.7 \times 10^4}{13330^2} \times \sqrt{\frac{1130.15 \times 10^9}{6593.7 \times 10^4} + \frac{13330^2 \times 8.08 \times 10^4 \times 143.72 \times 10^4}{3.14^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 6593.7 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 31509190 \text{ daN.mm}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 1534.4 \times 10^3 \times 23.5}{31509190}} = 1.07 > 0.4 \quad \text{il y'a pas risque de déversement}$$

$\chi_{LT} = 0.5960 \rightarrow$ tableau III.10 : courbe « a »

$$\text{On doit vérifier que : } \frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times A \times \frac{F_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_{LT} \times M_{sd}}{\chi_{min} \times W_{pl,y} \times \frac{F_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

✚ Vérification à la sécurité :

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_{min} \times A \times f_y}$$

Avec : $\beta_{MLT} = 1.3$

$$\mu_{LT} = 0.15 \overline{\lambda_{max}} \times \beta_{MLT} - 0.15 = (0.15 \times 2.01 \times 1.3) - 0.15 = 0.24$$

$$\text{Donc : } K_{LT} = 1 - \frac{0.24 \times 4193.57}{0.2043 \times 13140 \times 23.5} = 0.98$$

$$\frac{4193.57}{0.2043 \times 13140 \times 23.5 / 1.1} + \frac{0.98 \times 18474.43}{0.5960 \times 1534.4 \times 23.5 / 1.1} = 0.99 < 1 \quad \text{[Condition vérifié]}$$

Donc ce potelet résiste au déversement

III.3.4. Potelets pignon arrière :

✚ Principe de dimensionnement :

✚ La flèche autour de l'axe y-y :

$$f = \frac{5 \times V \times L^4}{384 \times E \cdot I_y} \leq \frac{L}{200} \quad \text{avec : } L = \text{longueur du potelet chargé}$$

$$V = 73.27 \times 6.66 = 487.98 \text{ daN/ml.}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times V \times L^3 \times 200}{384 \times E} = \frac{5 \times 487.98 \times 10^{-2} \times 13330^3 \times 200}{384 \times 21 \times 10^4} \times 10^{-4}$$

$$I_y \geq 14333 \text{ cm}^4.$$

On prend un profilé HEB260

Profil	Poids	Sections	Caractéristiques								
	PP [daN/m]	A [cm ²]	h [mm]	b [mm]	I _y [cm ⁴]	I _z [cm ⁴]	I _t [cm ⁴]	W _{pl.y} [cm ³]	W _{pl.z} [cm ³]	i _y [cm]	I _z [cm]
HEB260	93	118.4	260	260	14920	5135	123.78	1283	602.2	11.22	6.58

Tableau III.8 : Caractéristiques du profilé HEB260

✚ Vérification à la sécurité :

✚ Calcul de N_{sd} et M_{sd} :

$$N_{sd} = 1.35 [PP_{\text{potelet}} + n PP_{\text{lisse}} + PP_{\text{bardage}}]$$

$$N_{sd} = 1.35 \times [(93 \times 13.33) + 9(12.9 \times 6.66) + (10.8 \times 6.66 \times 13.33)] = 4011.82 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = \frac{1.5V \times L^2}{8} = \frac{1.35 \times 487.98 \times 13.33^2}{8} = 16258 \text{ daN.m}$$

✚ Vérification de la résistance au flambement :

b. Calcul de l'élanement réduit vis-à-vis :

$$\overline{\lambda}_{max} = \frac{\lambda_{max}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A}; \text{ Avec : } \beta_A = 1 \text{ pour les sections de classe 1 ; 2 ; 3.}$$

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{F_y} \right]^{0.5} \rightarrow \lambda_1 = 3.14 \times \left[\frac{21 \times 10^4}{235} \right]^{0.5} = 93.9$$

$$\lambda_{Max} = \max[\lambda_y, \lambda_z]$$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{1333}{11.22} = 118.81 \quad ; \quad \lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{1333}{6.58} = 202.58$$

$$\text{Alors : } \lambda_{max} = 202.58$$

$$\Rightarrow \overline{\lambda}_{max} = \frac{202.58}{93.9} \sqrt{1} = 2.2 > 0.2$$

✚ Calcul de coefficient de réduction χ_{\min} :

HEB 260 → (tableau III.10, courbe de flambement b) → $\chi_{\min} = 0.1765$

✚ Vérification de la résistance au déversement :

On doit vérifier : $\lambda_{LT} \leq 0.4$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times w_{pLy} \times f_y}{M_{cr}}}$$

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

$$G_c = \frac{E}{2(1+0.3)} = 8.08 \times 10^2 \text{ MPa}; \quad C_1 = 1.13$$

$$M_{cr} = 1.13 \times \frac{3.14^2 \times 21 \times 10^4 \times 5135 \times 10^4}{13330^2} \times \sqrt{\frac{753.7 \times 10^3}{5135 \times 10^4} + \frac{13330^2 \times 8.08 \times 10^4 \times 123.8 \times 10^4}{3.14^2 \times 21 \times 10^4 \times 5135 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 28826.69 \text{ daN.mm}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 1283 \times 10^3 \times 23.5}{28826.69}} = 1.02 > 0.4 \quad \text{il y'a pas risque de déversement}$$

$$\chi_{LT} = 0.6656 \rightarrow \text{tableau III.10 : courbe « a »}$$

✚ Vérification à la sécurité :

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_{\min} \times A \times f_y}$$

$$\text{Avec : } \beta_{MLT} = 1.3$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \overline{\lambda_{\max}} \times \beta_{MLT} - 0.15 = (0.15 \times 2.2 \times 1.3) - 0.15 = 0.28$$

$$\text{Donc : } K_{LT} = 1 - \frac{0.28 \times 4011.82}{0.1765 \times 11840 \times 23.5} = 0.98$$

$$\frac{4011.82}{0.1765 \times 11840 \times 23.5 / 1.1} + \frac{0.98 \times 16258}{0.6656 \times 1283 \times 23.5 / 1.1} = 0.96 < 1$$

Donc cette section HEB est adéquate

Conclusion :

On obtient les profilés suivants :

Face	Pignon avant	Pignon arrière
Type de profilés	HEB280	HEB260

Tableau III.9 : Les différents profilés adaptés pour les potelets

III.5. Etude du plancher mixte collaborant :

III.5.1. Introduction :

Dans le monde de la construction, l'association de l'acier et du béton est la combinaison la plus fréquemment utilisée. Bien que de natures différentes, ces deux matériaux peuvent être complémentaires :

- ✚ Le béton résiste en compression et l'acier en traction.
- ✚ Rapidité de pose
- ✚ Les éléments métalliques sont relativement élancés et sujets au voilement ;
- ✚ le béton peut empêcher ce voilement.
- ✚ Le béton assure à l'acier une protection contre la corrosion et une isolation thermique aux températures élevées (augmentation de la résistance au feu).
- ✚ Sous réserve d'une disposition appropriée, l'acier permet de rendre la structure ductile.

Pour que l'ensemble travaille de façon monolithique, il faut s'assurer que les efforts sont bien transmis entre la poutre et le béton de la dalle. C'est le rôle des connecteurs.

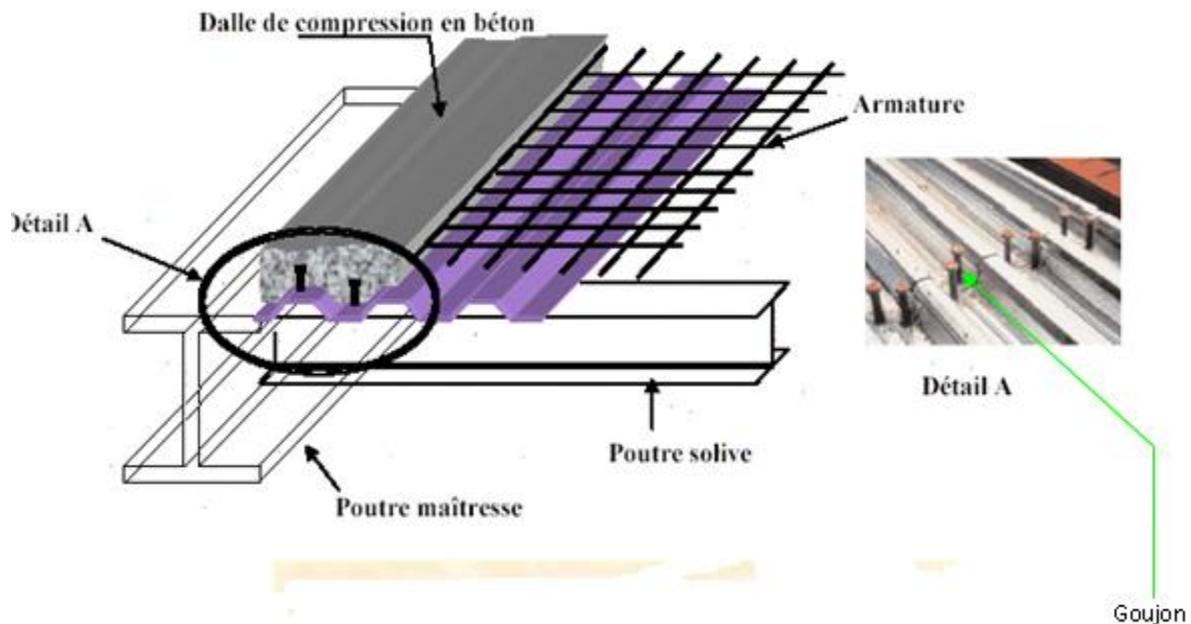


Figure III.7 : Plancher mixte collaborant (acier-béton)

III.5.2. Calcul des solives (poutrelles en acier) :

✚ Introduction :

Les solives sont des poutrelles qui travaillent à la flexion simple, leur écartement (la distance entre une solive et l'autre) est pratiquement déterminé par l'équation suivante :

$$0,7m \leq L \leq 1,50m$$

On prend : entre-axe : $e=1m$

Portée de la solive : $L= 6m$

$$G_{\text{plancher}} = 380.81 \times 1 = 380.81 \text{ daN/ml}$$

$$Q = 400 \times 1 = 400 \text{ daN/ml}$$

Combinaison à l'état limite de service :

$$q_s = G+Q = 380.81 + 400 = 780.81 \text{ daN/ml}$$

$$\text{La flèche : } \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{L}{250}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q_s \times L^3 \times 250}{384 \times E} = \frac{5 \times 780.81 \times 10^4 \times 6000^3 \times 250}{384 \times 21 \times 10^4} \times 10^{-4}$$

$$I_y \geq 2614 \text{ cm}^4$$

On prend IPE220

Profil	Poids PP [daN/m]	Sections A [cm ²]	Caractéristiques								
			h [mm]	b [mm]	I _y [cm ⁴]	I _z [cm ⁴]	I _t [cm ⁴]	W _{pl.y} [cm ³]	W _{pl.z} [cm ³]	i _y [cm]	i _z [cm]
IPE220	26.2	33.37	220	110	2772	204.9	9.07	285.4	58.11	9.11	2.48

Tableau III.10 : Caractéristiques du profilé IPE220

✚ Vérification de la flèche :

$$\frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{L}{250} \quad ; \text{ Avec : } q = 780.81 + 26.2 = 807.01 \text{ daN/ml}$$

$$\frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 807.01 \times 10^4 \times 6000^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 2772 \times 10^4} = 23.39 \text{ mm}$$

$$\frac{L}{250} = \frac{6000}{250} = 24 \text{ mm}$$

$23.39 \text{ mm} < 24 \text{ mm}$ (Condition est vérifiée)

✚ Vérification de la résistance :

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{807.01 \times 6^2}{8} = 3631.55 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl.y} = \frac{w_{pl.y} \times f_y}{8} = \frac{285.4 \times 23.5}{1.1} = 6097.18 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} < M_{pl.y}$ (Condition est vérifiée)

✚ **Conclusion** : la section IPE220 est adéquate.

III.5.3. Calcul du plancher mixte :

✚ Largeur participante de la dalle

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2}$$

$$b_{ei} = \min\left(\frac{L_0}{8}; b_i\right); L_0 = 0.8L = 0.8 \times 6 = 4.8 \text{ m}; b_i = b_{e1} = b_{e2} = 1 \text{ m}$$

$$b_{ei} = \min\left(\frac{4.8}{8}; 1\right) = 0.6 \text{ m}$$

$$b_{eff} = 0.6 + 0.6 = 1.2 \text{ m}$$

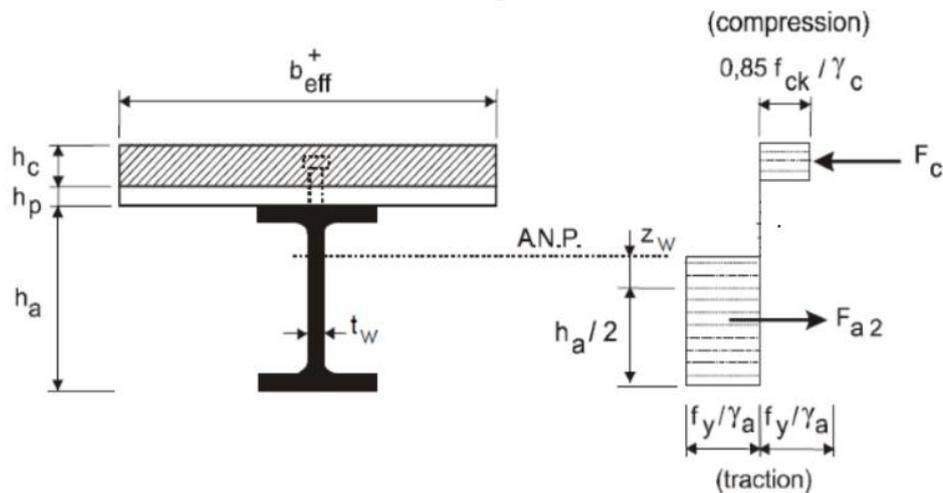


Figure III.8 : Contraintes dans le plancher mixte

✚ Calcul des sollicitations

IPE220 (entre axe = 1m)

✚ Charge permanents (G) :

$G = PP \text{ de la dalle} + PP \text{ de la solive}$

$$G = (380.81 \times 1) + 26.2 = 407.01 \text{ daN/ml.}$$

✚ Charge d'exploitation (Q) :

$$Q = 400 \times 1 = 400 \text{ daN/ml}$$

✚ Combinaison de charge :

$$q = 1.35G + 1.5Q \longrightarrow q = 1149.46 \text{ daN/ml}$$

✚ Calcul de moment max (M_{Ed}) :

$$M_{Ed} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{1149.46 \times 6^2}{8} = 5172.57 \text{ daN.m}$$

✚ Air de la section homogénéisée :

$$A_h = A_a + \frac{b_{eff} \times h_c}{n} \longrightarrow A_h = 33.37 + \frac{120 \times 9}{15} = 105.37 \text{ cm}^2$$

✚ Position de l'axe neutre (égalité des moments statiques) :

$$Z_a = \frac{h_a}{2} + h_p + h_c = \frac{22}{2} + 4 + 9 = 24 \text{ cm}$$

$$Z = \frac{A_a \times Z_a + \frac{b_{\text{eff}} \times h_c^2}{2n}}{A_h} \longrightarrow Z = \frac{33.37 \times 24 + \frac{120 \times 9^2}{2 \times 15}}{105.37} \longrightarrow Z = 10.68 \text{ cm}$$

$Z < h_c + h_p$ (l'axe neutre coupant dans la dalle)

✚ Moment d'inertie de flexion :

$$I_h = I_a + A_a (Z_a - Z)^2 + \frac{b_{\text{eff}} \times Z^3}{3n} = 2772 + 33.37 (24 - 10.68)^2 + \frac{120 \times 10.68^3}{3 \times 15}$$

$$I_h = 11941 \text{ cm}^4$$

✚ Vérification des contraintes normales maximales de flexion :

✚ Contrainte dans la dalle en béton :

$$\sigma_c = \frac{-M_{Ed} \times Z}{n \times I_h} \leq f_{cd}$$

$$f_{cd} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = \frac{5172.57 \times 10^4 \times 106.8}{15 \times 11941 \times 10^4} = 3.08 \text{ MPa} < 14.16 \text{ MPa} \text{ [Condition vérifiée]}$$

$$\sigma_t = \frac{5172.57 \times 10^4 \times 23.2}{15 \times 11941 \times 10^4} = 0.67 < f_t = 0.06 f_{cd} + 0.6 = 1.45 \text{ MPa} \text{ [Condition vérifiée]}$$

✚ Contrainte dans la semelle supérieure en acier :

$$\sigma_{a(\text{sup})} = \frac{M_{Ed} \times (h_c + h_p - z)}{I_h} \leq f_y$$

$$\sigma_{a(\text{sup})} = \frac{5172.57 \times 10^4 \times (90 + 40 - 106.8)}{11941 \times 10^4} \leq f_y$$

$$\sigma_{a(\text{sup})} = 10.05 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \text{ [Condition vérifiée]}$$

✚ Contrainte dans la semelle inférieure en acier :

$$\sigma_{a(\text{inf})} = \frac{M_{Ed} \times (h_c + h_p + h_a - z)}{I_h} \leq f_y$$

$$\sigma_{a(\text{inf})} = \frac{5172.57 \times 10^4 \times (90 + 40 + 220 - 106.8)}{11941 \times 10^4} \leq f_y$$

$$\sigma_{a(\text{inf})} = 105.69 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \text{ [Condition vérifiée]}$$

✚ Vérification de la résistance au cisaillement :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{1149.46 \times 6}{2} = 3448.38 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = A_v \times \frac{f_y}{\sqrt{3}} \times \frac{1}{\gamma_a} = 15.88 \times 10^2 \times \frac{23.5}{\sqrt{3}} \times \frac{1}{1} = 21545.6 \text{ daN}$$

$V_{sd} < V_{pl,rd}$ [Condition est vérifiée]

✚ Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche se fait par les combinaisons de charge et surcharge de service (non pondérées).

$$q_s = G + Q = 407.01 + 400 = 804.01 \text{ daN/ml}$$

$$\sigma = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 807.01 \times 10^{-2} \times 6000^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 2772 \times 10^4} = 23.39 \text{ mm}$$

$$\sigma_{\text{admissible}} = \frac{L}{250} = \frac{6000}{250} = 24 \text{ mm}$$

$\sigma < \sigma_{\text{admissible}}$ [Condition est vérifiée]

✚ **Conclusion** : Le profilé IPE220 est adéquat.

III.5.4. Calcul des connecteurs :

Ce 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 en béton et la solive.

On choisit des connecteurs de diamètre $\varnothing 16$, $F_u = 400$ MPa.

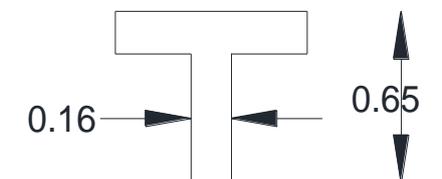


Figure III.9 : Caractéristique du connecteur

$$\frac{h}{d} > 4 \rightarrow h > 4 \times d \longrightarrow h > 64 \text{ mm ; on prend } h = 65 \text{ mm}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{65}{16} = 4.063 > 4 \longrightarrow \alpha = 1$$

Béton de classe 20/25 $\longrightarrow f_{ck} = 20$ MPa ;

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa} = 28 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 22000 \times \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0.3} \longrightarrow E_{cm} = 29962 \text{ MPa}$$

✚ La résistance de calcul au cisaillement d'un connecteur vaut :

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.8 \times \frac{f_u \times \pi \times d^2}{\gamma_r \times 4} \\ 0.29 \times \frac{\alpha \times d^2}{\gamma_r} \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} \end{array} \right.$$

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.8 \times \frac{40 \times 3.14 \times 16^2}{1.25 \times 4} = 6431 \text{ MPa} \\ 0.29 \times \frac{1 \times 16^2}{1.25} \times \sqrt{2 \times 2996.2} = 4598 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$P_{rd} = 4598 \text{ MPa}$ « résistance d'un goujon »

$$\left\{ \begin{array}{l} d = 16 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \\ h_p = 40 \text{ mm} < 85 \text{ mm} \\ b_0 = 81.5 \text{ mm} > h_p = 40 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$r = \frac{0.70}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h}{h_p} - 1 \right) = \frac{0.70}{\sqrt{1}} \times \frac{81.5}{40} \left(\frac{65}{40} - 1 \right) = 0.89 < 1$$

$$P'_{rd} = 0.89 \times 4598 = 4092.22 \text{ daN}$$

✚ Calcul de l'effort de cisaillement V_{sd} :

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{1149.46 \times 6}{2} = 3448.38 \text{ daN}$$

✚ Nombre de goujons N :

$$N \geq \frac{V_{sd}}{P'_{rd}} \longrightarrow N \geq \frac{3448.38}{4092.22} = 0.84 \longrightarrow N = 1$$

✚ Vérification des soudures :

a : la gorge $\longrightarrow a < \min(d ; t_f) = \min(16 ; 9.2) \longrightarrow a = 9.2 \text{ mm}$

l : longueur du cordon de soudure circulaire

$$l = \pi \times 16 = 50.24 \text{ mm}$$

Acier s235 $\longrightarrow \beta_w = 0.8 ; \gamma_{Mw} = 1.25 ; f_u = 400 \text{ MPa}$

- L'effort résistance de cisaillement :

$$F_{wrd} = a \times l \times \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{Mw} \times \sqrt{3}} = 9.2 \times 50.24 \times \frac{40}{0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3}} = 10674 \text{ daN}$$

- L'effort sollicitant est donné par :

$$F_{sd} = \frac{V_{sd}}{N_f} = \frac{3448.38}{2} = 1724.2 \text{ daN}$$

$F_{sd} < F_{wrd}$ (condition vérifiée).

III.6. Etude des escaliers :

III.6.1. Introduction :

Pour notre cas les escaliers sont droits constitués par deux limons en profilé UAP séparés par un palier. Entre les deux limons sont disposés des cornières de marche soudées à leur extrémités et cela pour permettre la maintenance des marches et contre marches.

III.6.2. Conception :

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches dont la longueur s'appelle l'emmarchement et la largeur des marches s'appelle le giron (g) ; et la hauteur des marches (h) s'appelle contre marche.

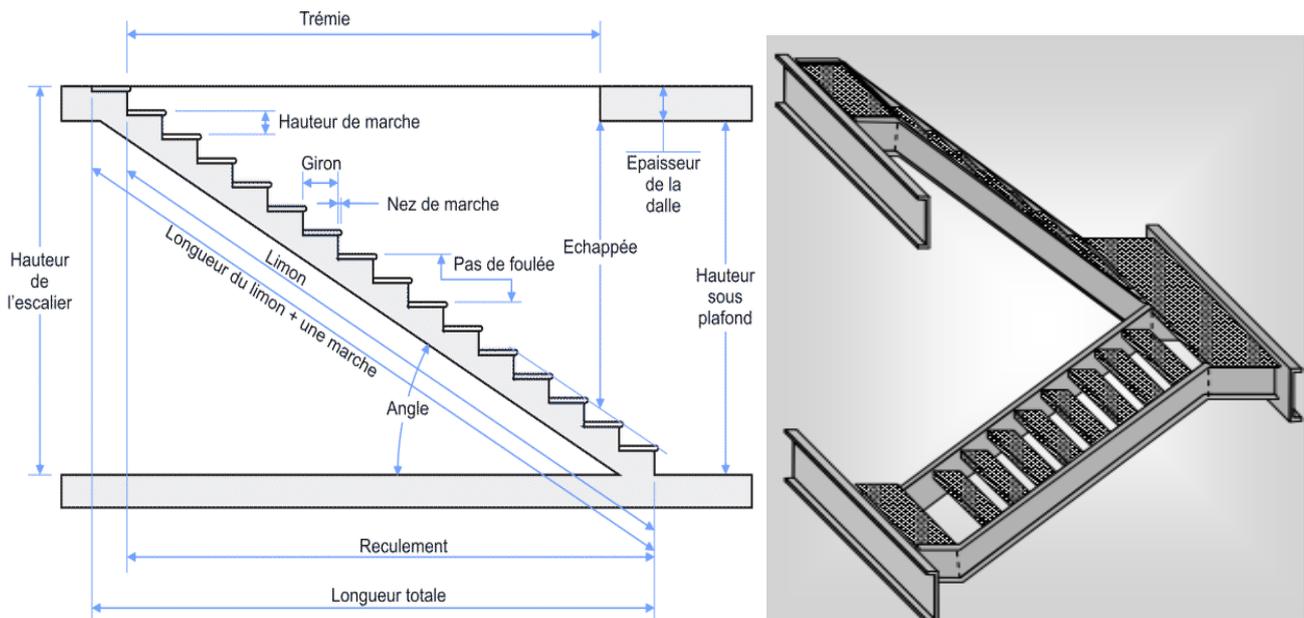


Figure III.10 : Escalier métallique

III.6.3. Evaluation des charges :

	Volée	Palier
Charge permanente	121 daN/m ²	285.81 daN/m ²
Surcharge d'exploitation	250 daN/m ²	

Tableau III.11 : Evaluation des charges et surcharges (palier + volée)

III.6.4. Dimensions des escaliers :

RDC :

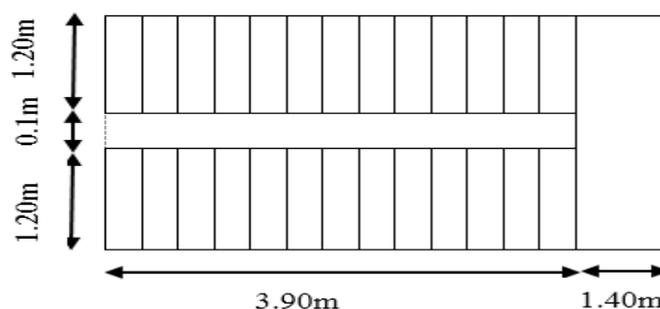
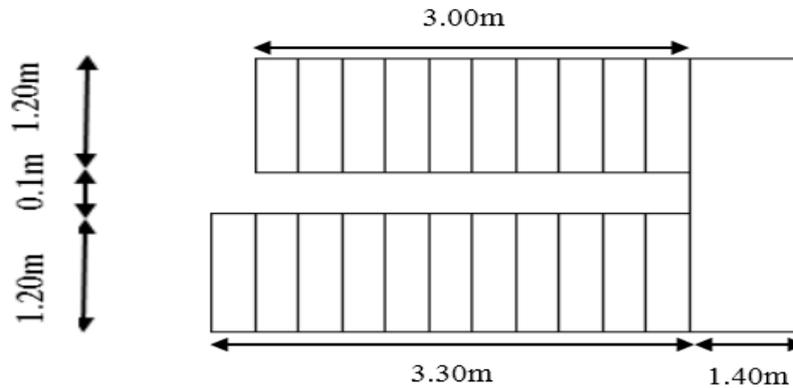


Figure III.11 : Modèle d'escalier RDC

Etage :*Figure III.12 : Modèle d'escalier étage***+ Calcul pour étage :****a. Nombre des marches :**

D'après la formule de BLONDEL, on obtient :

$$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm}$$

$$g = 30\text{cm}$$

$$14.5\text{cm} < h < 18\text{cm}$$

On prend : 9 contre marche avec : **h=18cm**

14 contre marche avec : **h=17cm**

La hauteur d'étage : $h_e = 4\text{m}$

Nombre de marche : $n=23$

Volée 1 : 12 contre marche et 11 marche

Volée 2 : 11 contre marche et 10 marches

b. Inclinaison du limon :**Volée 1 :**

$$\text{tg } \alpha = \frac{H'}{L'} \text{ avec : } H' = (5 \times 18) + (7 \times 17) = 209\text{cm}$$

$$L' = (12-1) \times 30 = 330\text{cm}$$

$$\text{tg } \alpha = 0.63 \longrightarrow \alpha = 35.94^\circ$$

Volée 2 :

$$\text{tg } \alpha = \frac{H'}{L'} \text{ avec : } H' = (4 \times 18) + (7 \times 17) = 191\text{cm}$$

$$L' = (11-1) \times 30 = 300\text{cm}$$

$$\text{tg } \alpha = 0.64 \longrightarrow \alpha = 36.09^\circ$$

c. Longueur du limon :**Volée 1 :**

$$L = \frac{209}{\sin \alpha} = 2.47 \text{ m}$$

Volée 2 :

$$L = \frac{191}{\sin \alpha} = 3.56 \text{ m}$$

On a calculé les marches, limon, poutre palière dans le cas le plus défavorable.

- **Donc on à calculer dans le niveau RDC**

- ✚ **Calcul pour RDC :**

- a. Nombre des marches :**

D'après la formule de BLONDEL on obtient :

$$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm}$$

$$g = 30\text{cm}$$

$$14.5\text{cm} < h < 18\text{cm}$$

On prend : 24 contre marche avec : **h=18cm**

4 contre marche avec : **h=17cm**

La hauteur de RDC : $h_e = 5\text{m}$

Nombre de marche : $n=26$

14 contre marche dans chaque volée $\longrightarrow n = (14-1)=13$ marche dans chaque volée.

- b. Inclinaison du limon :**

$$\text{tg } \alpha = \frac{H'}{L'} \text{ avec : } H' = (12 \times 18) + (2 \times 17) = 250\text{cm}$$

$$L' = (14-1) \times 30 = 390\text{cm}$$

$$\text{tg } \alpha = 0.64 \longrightarrow \alpha = 32.66^\circ$$

- c. Longueur du limon :**

$$L = \frac{250}{\sin \alpha} = 4.63 \text{ m}$$

- d. Condition de flèche :**

$$G = 121 \text{ daN/m}^2$$

$$Q = 250 \text{ daN/m}^2$$

$$q = (G+Q) \times g = (121+250) \times 0.3 = 111.3 \text{ daN/ml}$$

$$\delta = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \cdot I_y} \leq \frac{L}{250}$$

$$I \geq \frac{5 \times q \times L^3 \times 250}{384 \times E} = \frac{5 \times 111.3 \times 10^{-2} \times 1200^3 \times 250}{384 \times 21 \times 10^4} \times 10^{-4}$$

$$I \geq 2.98 \text{ cm}^4$$

Choix : L40×40×4

Profil	Poids		Caractéristiques				
	PP [daN/m]	I _y [cm ⁴]	i _y	W _{el,y} [cm ³]	I _z [cm ⁴]	i _z	W _{el,z} [cm ³]
L40×40×4	2.42	4.47	1.21	1.55	4.47	1.21	1.55

Tableau III.12 : Caractéristiques de profilé L40×40×4

e. Vérification de la flèche :

$$\delta = \frac{5 \times (q_{ser} + PP) \times L^4}{384 \times E \cdot I_y} = \frac{5 \times (111.3 + 2.42) \times 10^{-2} \times 1200^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 4.47 \times 10^4} = 3.08 \text{ mm} \leq \frac{1200}{250} = 4.8 \text{ mm}$$

f. Vérification de la résistance :

$$q = 1.35G + 1.5Q$$

$$q = 1.35 [(121 \times 0.3) + 2.42] + 1.5 (250 \times 0.3)$$

$$q = 161.5 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y.sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{161.5 \times 1.2^2}{8} = 29.07 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,y} = \frac{W_{el,y} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{1.55 \times 23.5}{1.1} = 33.11 \text{ daN.m}$$

$$\frac{M_{y.sd}}{M_{pl,y}} = \frac{29.07}{33.11} = 0.88 < 1 \text{ (condition vérifiée)}$$

III.6.5. Calcul du limon :

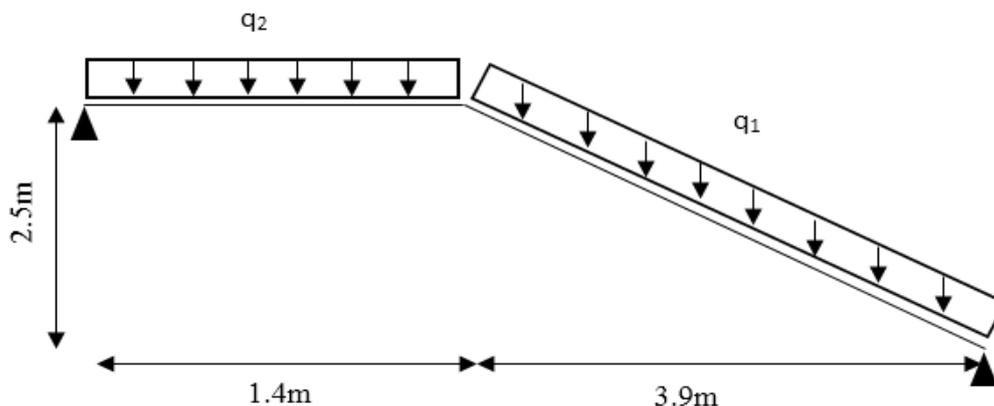


Figure III.13 : Charges sur les escaliers

A l'état service :

$$\text{Volée : } q_1 = \frac{1.2}{2} (121 + 250) = 222.6 \text{ daN/ml}$$

$$\text{Palier : } q_2 = \frac{1.2}{2} (285.81 + 250) = 321.5 \text{ daN/ml}$$

La charge équivalente :

$$P_{eq} = \frac{(q_1 \times 3.9) + (q_2 \times 1.4)}{(3.9 + 1.4)} = 248.72 \text{ daN/ml}$$

Condition de la flèche :

$$\sigma = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{L}{250}$$

$$I_y > \frac{5 \times q \times L^3 \times 250}{384 \times E} = \frac{5 \times 248.72 \times 10^{-2} \times 6030^3 \times 250}{384 \times 21 \times 10^4} \times 10^{-4}$$

$$I_y > 845.32 \text{ cm}^4$$

On prend : UPN160

Profil	Poids	Caractéristiques					
	PP [daN/m]	I_y [cm ⁴]	i_y	$W_{pl,y}$ [cm ³]	I_z [cm ⁴]	i_z	$W_{pl,z}$ [cm ³]
UPN160	18.85	925	6.21	138	85.3	1.89	35.2

Tableau III.13 : Caractéristiques de profilé UPN160

Vérification de la flèche :

$$\sigma = \frac{5 \times (q_{ser} + PP) \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times (248.72 + 18.85) \times 10^{-2} \times 6030^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 925 \times 10^4}$$

$$\sigma = 23.71 \text{ mm} < \frac{L}{250} = 24.12 \text{ mm}$$

Vérification de résistance :

$$M_{y.sd} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{248.72 \times 6.03^2}{8} = 1130.46 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,y} = \frac{w_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{138 \times 23.5}{1.1} = 2948.18 \text{ daN.m}$$

$$\frac{M_{y.sd}}{M_{pl,y}} = \frac{1130.46}{2948.18} = 0.38 < 1 \text{ (Condition vérifiée)}$$

Le profilée UPN160 est adéquat pour limon.

III.6.6. Calcul de la poutre palière :

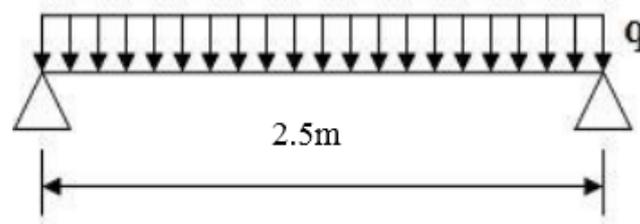


Figure III.14 : Schéma statique de la poutre palière

$$q_u = 1.35 \times \left(G \times \frac{2.5}{2} \right) + 1.5 \times \left(Q \times \frac{2.5}{2} \right) = 1.35 \times \left(285.81 \times \frac{2.5}{2} \right) + 1.5 \times \left(250 \times \frac{2.5}{2} \right)$$

$$q_u = 951.05 \text{ daN/ml}$$

$$q_s = \left(G \times \frac{2.5}{2} \right) + \left(Q \times \frac{2.5}{2} \right) = \left(285.81 \times \frac{2.5}{2} \right) + \left(250 \times \frac{2.5}{2} \right)$$

$$q_s = 669.76 \text{ daN/ml}$$

d. Condition de la flèche :

$$\delta = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \cdot I_y} \leq \frac{L}{250}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q \times L^3 \times 250}{384 \times E} = \frac{5 \times 669.76 \times 10^{-2} \times 2500^3 \times 250}{384 \times 21 \times 10^4} \times 10^{-4}$$

$$I_y \geq 162.22 \text{ cm}^4$$

On suppose un IPE120

Profil	Poids [daN/m]	Sections [cm ²]	Caractéristiques						
			h [mm]	b [mm]	I _y [cm ⁴]	I _z [cm ⁴]	I _t [cm ⁴]	W _{pl.y} [cm ³]	W _{pl.z} [cm ³]
IPE120	10.4	13.21	120	64	317.8	27.67	1.74	60.73	13.58

Tableau III.14 : Caractéristiques du profilé IPE120

e. Vérification de la flèche :

$$\delta = \frac{5 \times (q_s + p_p) \times L^4}{384 \times E \cdot I_y} \leq \frac{L}{250}$$

$$\delta = \frac{5 \times (669.76 + 10.4) \times 10^{-2} \times 2500^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 317.8 \times 10^4} = 5.18 \text{ mm}$$

$$\delta_{ad} = \frac{2500}{250} = 12.5 \text{ mm}$$

$\delta < \delta_{ad}$ (condition vérifiée)

f. Vérification de la résistance :

$$\frac{M_{y.sd}}{M_{pl.y.rd}} \leq 1$$

$$M_{y.sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{951.05 \times 2.5^2}{8} = 743.01 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl.y.Rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{60.73 \times 23.5}{1.1} = 1297.41 \text{ daN.m}$$

$$\frac{M_{y.sd}}{M_{pl.y.Rd}} = \frac{730.01}{1297.41} = 0.56 < 1$$

Le profilée IPE120 est adéquat pour la poutre palière.

g. Conclusion :

Les sections adoptées pour les différents éléments de l'escalier sont :

Marche	Limon	Poutre palière
L40×40×4	UPN160	IPE120

Tableau III.15 : Les différents profilés adaptés pour les éléments de l'escalier

Chapitre IV :

Calcul des contreventements

IV.1. Introduction :

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action de forces horizontales : vent, freinage des ponts roulants, effets de séismes, chocs etc. Ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations. Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants « poutres au vent », et en façade « palées de stabilité », et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués.

IV.2. types de contreventements :

IV.2.1. Contreventements de toiture : (poutre au vent)

Les contreventements sont disposés généralement suivant les versants de la toiture (fig. IV.1). Ils sont placés le plus souvent dans les travées de rive. Leurs diagonales sont généralement des cornières doubles qui sont fixées sur la traverse (ou ferme). Leur rôle principal est de transmettre les efforts du vent du pignon aux fondations.

Remarque :

Dans les bâtiments de grande longueur, comportant des joints de dilatation, il est bon de prévoir au moins une travée de contreventement entre deux joints de dilatation.

IV.2.2. Contreventement de façades : (palée de stabilité)

La palée de stabilité est un contreventement de façade destiné à reprendre les efforts provenant de la poutre au vent et les descendre aux fondations.

IV.2.3. Effort du vent sur les pignons :

La transmission des efforts sur le pignon passe successivement du bardage aux lisses, puis aux potelets, puis à la traverse (ferme) du portique de rive. Ce dernier n'étant pas rigide transversalement, il est nécessaire de le stabiliser en construisant un dispositif, tant dans le plan de la toiture (poutre au vent) que dans le plan vertical (palée de stabilité).

IV.3. Etude de contreventement horizontal :

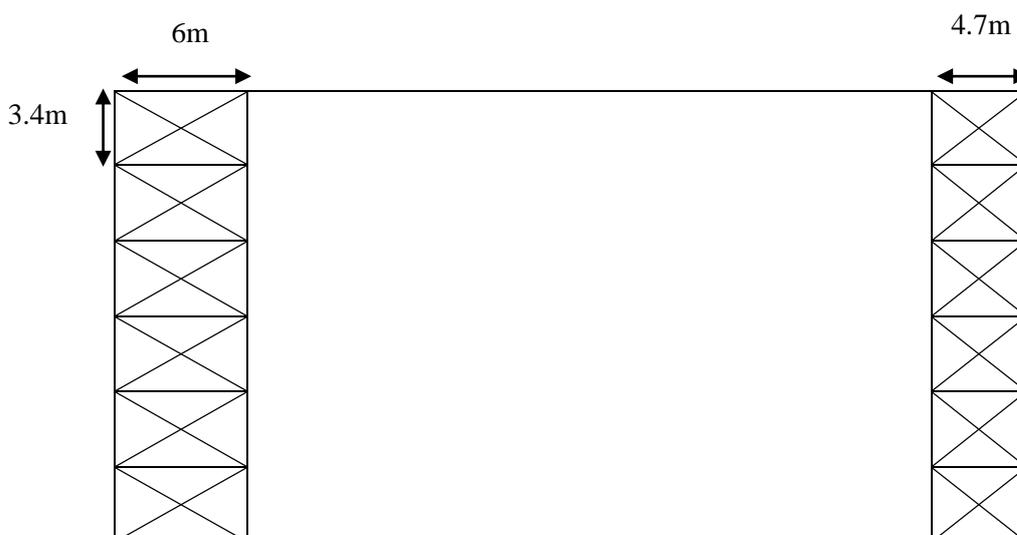


Figure IV.1 : La vue en plan de la poutre au vent

IV.3.1. Evaluation des efforts horizontaux sur le pignon avant :

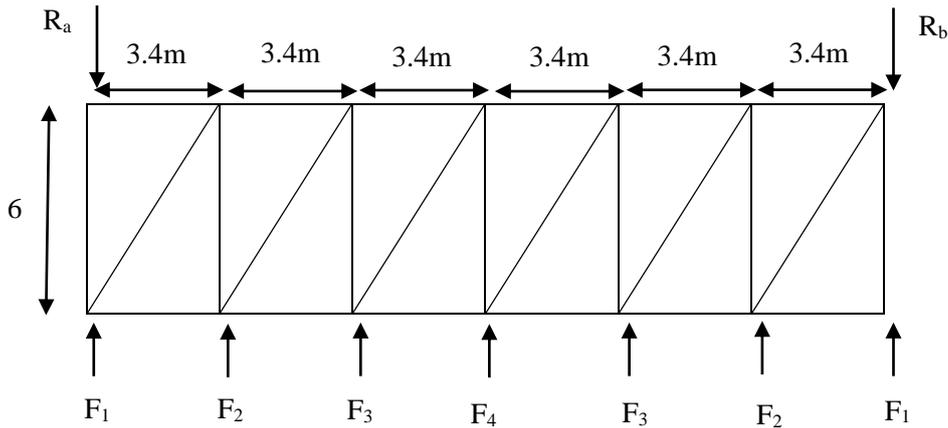


Figure IV.2 : Schéma statique de la poutre au vent de pignon avant

On a :

$$F_i = 1.5 \left[(V \times s_i) + \frac{F_{fr}}{n} \right]$$

V : Charge de vent sur le pignon avec :

$$V = 98.14 \text{ daN/m}^2$$

F_{fr} : Force de frottement pour la direction de vent V₁ avec :

$$F_{fr} = 995.18 \text{ daN}$$

n : Nombre de nœuds dans la poutre au vent avec :

$$N = 7 \text{ nœuds}$$

S : Surface d'application des efforts horizontaux

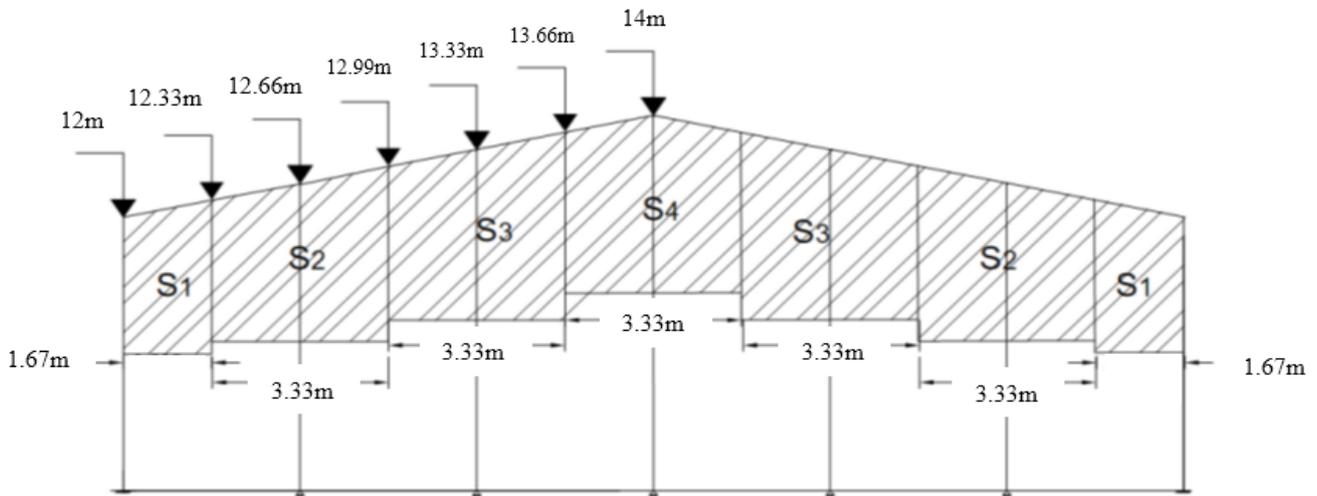


Figure IV.3 : Les surfaces d'application des efforts horizontaux

$$S_1 = \left[\frac{12}{2} \times 1.67 \right] + \left[(12.33 - 12) \times \frac{1.67}{2} \right] = 10.30 \text{ m}^2$$

$$S_2 = \left[(12.33 - \frac{12.66}{2}) \times 3.33 \right] + \left[(12.99 - 12.33) \times \frac{3.33}{2} \right] = 21.08 \text{ m}^2$$

$$S_3 = \left[(12.99 - \frac{13.33}{2}) \times 3.33 \right] + \left[(13.66 - 12.99) \times \frac{3.33}{2} \right] = 22.18 \text{ m}^2$$

$$S_4 = \left[(13.66 - \frac{14}{2}) \times 3.33 \right] + \left[(14 - 13.66) \times \frac{3.33}{2} \right] = 22.74 \text{ m}^2$$

Les résultats de F_i sont résumés dans le tableau ci-dessous :

	1	2	3	4
V (daN/m ²)	98.14			
F _{fr} (daN)	995.18			
S _i (m ²)	10.30	21.08	22.18	22.74
F _i (daN)	1730.1	3316.44	3478.37	3560.81

Tableau IV.1 : Les valeurs des forces horizontales dans le pignon avant

✚ Les réactions d'appuis :

$$R = R_a = R_b = \sum \frac{F_i}{2} = F_1 + F_2 + F_3 + \frac{F_4}{2} = 1730.1 + 3316.44 + 3478.37 + \frac{3560.81}{2}$$

$$R = 10306.22 \text{ daN}$$

✚ Dimensionnement de la diagonale :

Dans ce genre de système, seules les diagonales tendues sont prises en compte dans le calcul. Il suffit d'étudier la diagonale la plus sollicitée en traction, celle proche à l'appui. Le calcul des diagonales comprimées est négligé, d'où on aura à étudier le schéma statique représenté dans la figure suivante.

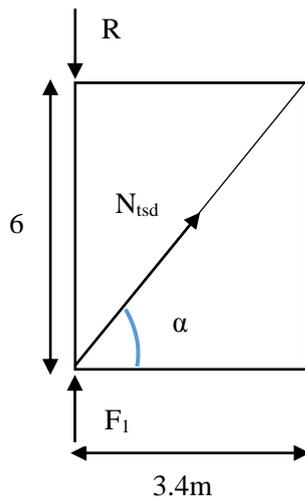


Figure IV.4 : Schéma statique d'une partie de la poutre au vent de pignon avant

$$\alpha = \text{artg} \left(\frac{6}{3.4} \right) \longrightarrow \alpha = 60.46^\circ$$

$$\sum F_v = F_1 - R + N_{tsd} \times \sin \alpha$$

$$N_{tsd} = \frac{R - F_1}{\sin \alpha} = 9857.48 \text{ daN}$$

✚ Calcul de la section brute :

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

$$A \geq \frac{\left(\frac{N_{tsd}}{2} \right) \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{\left(\frac{9857.48}{2} \right) \times 1.1}{23.5} = 230.7 \text{ mm}^2$$

$$A = 2.31 \text{ cm}^2$$

Soit deux cornières : L40×40×4 (A=3.08 cm²) assemblées par des boulons Ø14

✚ Vérification de la section :

La vérification à faire est comme suite :

$$N_{sd} \leq N_{u, Rd} = \frac{0.9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{m2}}$$

Section nette : $A_{net} = A - (e \times d) = 3.08 - (0.4 \times 1.5) = 2.48 \text{ cm}^2$

$$N_{u, Rd} = \frac{0.9 \times 2.48 \times 36}{1.25} = 6428.16 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 9857.48 / 2 = 4928.74 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 4928.74 \text{ daN} < N_{u, Rd} = 6428.19 \text{ daN (condition vérifiée)}$$

IV.3.2. Evaluation des efforts horizontaux sur le pignon arrière :

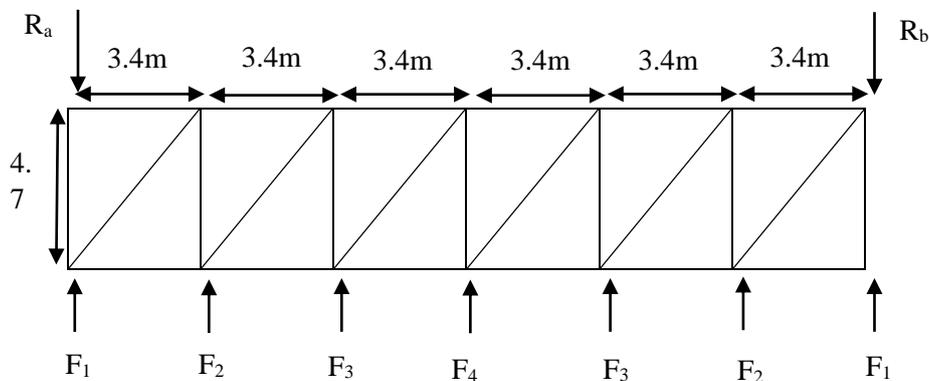


Figure IV.5 : Schéma statique de la poutre au vent de pignon arrière

On a :

$$F_i = 1.5 \left[(V \times s_i) + \frac{F_{fr}}{n} \right]$$

V : Charge du vent 2 sur le pignon avec :

$$V = 59.58 \text{ daN/m}^2$$

Les résultats de F_i sont résumés dans le tableau ci-dessous :

	1	2	3	4
V (daN/m ²)	59.58			
F _{fr} (daN)	995.18			
S _i (m ²)	10.30	21.08	22.18	22.74
F _i (daN)	1133.76	2097.17	2195.48	2245.53

Tableau IV.2 : Les valeurs des forces horizontales dans le pignon arrière

✚ Les réactions d'appuis :

$$R = R_a = R_b = \sum \frac{F_i}{2} = F_1 + F_2 + F_3 + \frac{F_4}{2} = 1133.76 + 2097.17 + 2195.48 + \frac{2245.53}{2}$$

$$R = 6549.18 \text{ daN}$$

✚ Dimensionnement de la diagonale :

Dans ce genre de système, seules les diagonales tendues sont prises en compte dans le calcul. Il suffit d'étudier la diagonale la plus sollicitée en traction, celle proche à l'appui. Le calcul des diagonales comprimées est négligé, d'où on aura à étudier le schéma statique représenté dans la figure suivante.

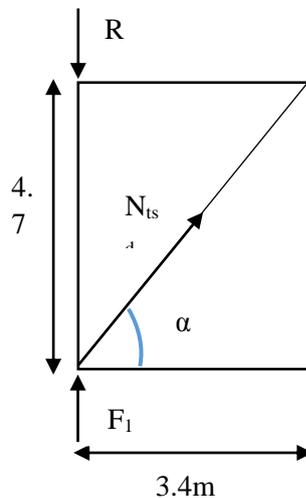


Figure IV.6 : Schéma statique d'une partie de la poutre au vent de pignon arrière

$$\alpha = \text{artg} \left(\frac{4,7}{3,4} \right) \longrightarrow \alpha = 54,12^\circ$$

$$\sum F_v = F_1 - R + N_{tsd} \times \sin \alpha$$

$$N_{tsd} = \frac{R - F_1}{\sin \alpha} = 6683,67 \text{ daN}$$

✚ Calcul de la section brute :

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

$$A \geq \frac{\left(\frac{N_{tsd}}{2} \right) \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{\left(\frac{6683,67}{2} \right) \times 1,1}{23,5} = 156,43 \text{ mm}^2$$

$$A = 1,56 \text{ cm}^2$$

Soit deux cornières : L30×30×3 (A=1,74 cm²) assemblées par des boulons Ø12

✚ Vérification de la section :

La vérification à faire est comme suite :

$$N_{sd} \leq N_{u. Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{m2}}$$

$$\text{Section nette : } A_{net} = A - (e \times d) = 1,74 - (0,3 \times 1,3) = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$N_{u. Rd} = \frac{0,9 \times 135 \times 36}{1,25} = 3499,2 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 6683,67 / 2 = 3341,8 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 3341,8 \text{ daN} < N_{u. Rd} = 3499,2 \text{ daN (condition vérifiée)}$$

IV.4. Etude de contreventement vertical :

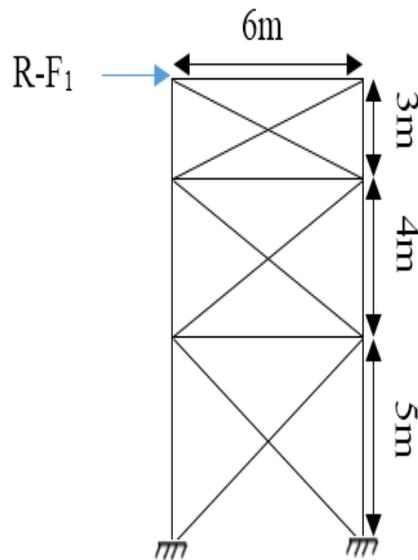
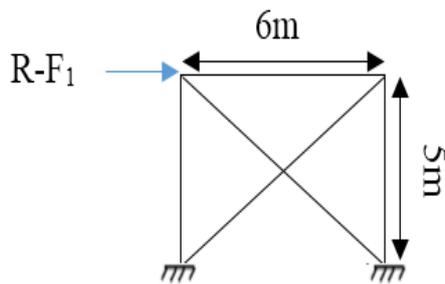


Figure IV.7 : Schéma statique des palées de stabilité

✓ RDC :



$$N \times \sin \beta = R - F_1$$

$$B = \arctan \frac{6}{5} = 50.19^\circ$$

$$N = \frac{R - F_1}{\sin \beta} = \frac{10306.22 - 1730.1}{\sin(50.19)} = 11164.33 \text{ daN}$$

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

$$A \geq \frac{N / 2 \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{11164.33 / 2 \times 1.1}{23.5} = 261.29 \text{ mm}^2$$

$$A \geq 261.29 \text{ mm}^2$$

$$A = 2.61 \text{ cm}^2$$

Soit deux cornières : L40×40×4 (A=3.08 cm²) assemblées par des boulons Ø12

✚ Vérification de la section :

La vérification à faire est comme suite :

$$N_{sd} \leq N_{u, Rd} = \frac{0.9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{m2}}$$

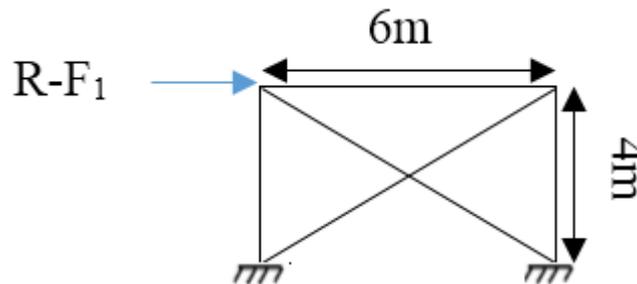
Section nette : $A_{net} = A - (e \times d) = 3.08 - (0.4 \times 1.5) = 2.48 \text{ cm}^2$

$$N_{u, Rd} = \frac{0.9 \times 2.48 \times 36}{1.25} = 6428.16 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 11164.33/2 = 5582.17 \text{ daN}$$

$N_{sd} = 5582.17 \text{ daN} < N_{u, Rd} = 6428.19 \text{ daN}$ (**condition vérifiée**)

1^{er} étage :



$$N \times \sin \beta = R - F_1$$

$$\beta = \arctan \frac{6}{4} = 56.31^\circ$$

$$N = \frac{R - F_1}{\sin \beta} = \frac{10306.22 - 1730.1}{\sin(56.31)} = 10307.21 \text{ daN}$$

$$N_{sd} \leq N_{pl, Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{N/2 \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{10307.21/2 \times 1.1}{23.5} = 241.23 \text{ mm}^2$$

$$A = 2.41 \text{ cm}^2$$

Soit deux cornières : L40×40×4 ($A=3.08 \text{ cm}^2$) assemblées par des boulons Ø12

✚ Vérification de la section :

La vérification à faire est comme suite :

$$N_{sd} \leq N_{u, rd} = \frac{0.9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{m2}}$$

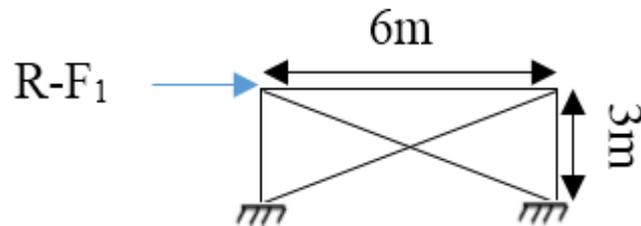
Section nette : $A_{net} = A - (e \times d) = 3.08 - (0.4 \times 1.5) = 2.48 \text{ cm}^2$

$$N_{u, Rd} = \frac{0.9 \times 2.48 \times 36}{1.25} = 6428.16 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 10307.21/2 = 5153.61 \text{ daN}$$

$N_{sd} = 5153.61 \text{ daN} < N_{u, Rd} = 6428.19 \text{ daN}$ (**condition vérifiée**)

2^{ème} étage :



$$N \times \sin \beta = R - F_1$$

$$\beta = \arctan \frac{6}{3} = 63.43^\circ$$

$$N = \frac{R - F_1}{\sin \beta} = \frac{10306.22 - 1730.1}{\sin(63.43)} = 9588.81 \text{ daN}$$

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

$$A \geq \frac{N / 2 \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{9588.81 / 2 \times 1.1}{23.5} = 224.42 \text{ mm}^2$$

$$A = 2.24 \text{ cm}^2$$

Soit deux cornières : L40×40×4 (A=3.08 cm²) assemblées par des boulons Ø12

✚ Vérification de la section :

La vérification à faire est comme suite :

$$N_{sd} \leq N_{u. Rd} = \frac{0.9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{m2}}$$

$$\text{Section nette : } A_{net} = A - (e \times d) = 3.08 - (0.4 \times 1.5) = 2.48 \text{ cm}^2$$

$$N_{u. Rd} = \frac{0.9 \times 2.48 \times 36}{1.25} = 6428.16 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 9588.81 / 2 = 4794.41 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 4794.41 \text{ daN} < N_{u. Rd} = 6428.19 \text{ daN (condition vérifiée)}$$

✚ Remarque :

Le même calcul pour les contreventements verticaux de longueur $l = 4.7\text{m}$

Et on trouve les mêmes sections des cornières (2 cornières L40×40×4 assemblées par des boulons Ø12).

Chapitre V :

Calcul des portiques

V.1. Introduction :

La structure complète est modélisée sous le logiciel de calcul aux éléments finis ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS par un modèle tridimensionnel afin de s'approcher au maximum du comportement réel de la structure. Les portiques, qui constituent l'ossature principale des bâtiments, sont composés de fermes (ou traverses), qui supportent les pannes, et de poteaux, qui supportent les fermes. Leur conception technologique est variable, en fonction notamment :

- ✓ De leur portée.
- ✓ Du schéma statique retenu pour la structure.
- ✓ Des pratiques ou des systèmes de fabrication des constructeurs.

Hypothèses :

- **Modèle de calcul :**

Les éléments finis composants le modèle de la structure sont principalement des éléments poutres : ce sont des éléments à 2 nœuds, comportant 3 degrés de liberté dans leur repère local, (déplacement vertical, déplacement horizontal, rotation). Ces éléments peuvent être utilisés pour modéliser des poutres/poteaux travaillant à la flexion composée déviée. On note que les fermes de notre structure sont des éléments à section pleine (profilés).

- **Normes de conception :**

- ✓ Structure en acier : EUROCODE 3.
- ✓ Structures mixtes (acier/béton) : EUROCODE 4.
- ✓ Structures en béton : BAEL 91 modifié 99.

- **Chargements :**

- ✓ Charges permanentes : c'est un cas de charge incluant les poids propres des éléments, ainsi que les poids des éléments qu'ils supportent et les équipements fixes si elles existent.
- ✓ Surcharges d'exploitation : ce cas comporte les charges dues à une surcharge de montage/entretien.
- ✓ Surcharges climatiques (neige et vent) [8].

V.2. Modalisation de la structure :

V.2.1. Définition de la structure :

La structure a été modélisée dans le logiciel du calcul aux éléments finis, en se basant sur les profilés des poteaux et des traverses choisis aléatoirement. Tout en tenant compte des paramètres de déversement et de flambement.

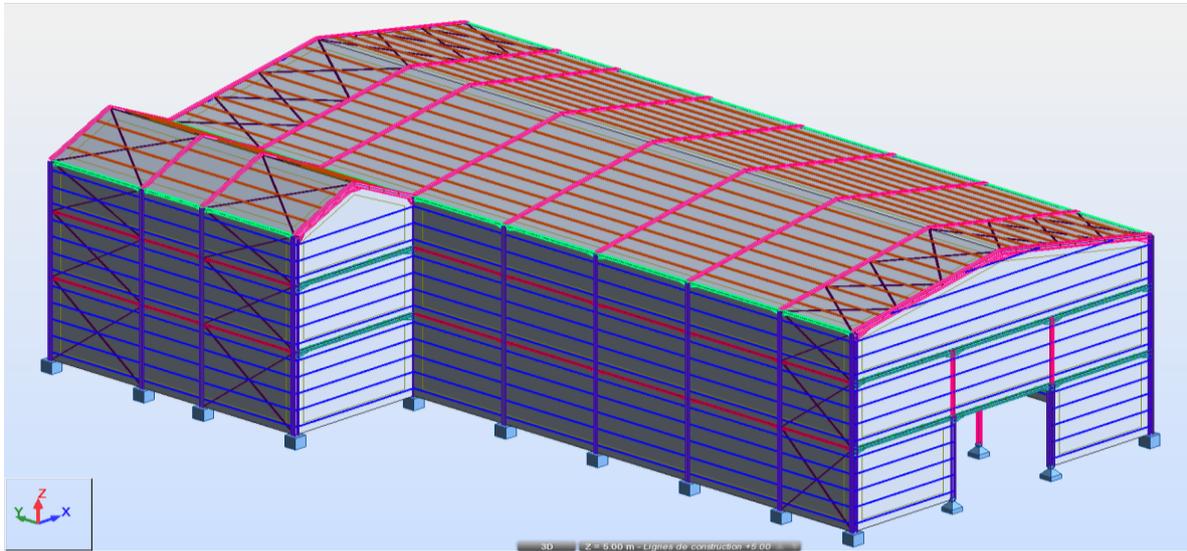


Figure V.1 : Vue en 3D de la structure

V.2.2. Données-Sections :

Nom de la section	Liste des barres	A_x [cm ²]	A_y [cm ²]	A_z [cm ²]	I_x [cm ⁴]	I_y [cm ⁴]	I_z [cm ⁴]
2 CAE 40x4 contreventement H+V	1486A1547	6.16	0	0	0.32	8.94	36.61
HEA 120 poutres secondaires	287A356	25.34	18.7	6.13	5.63	606.15	230.9
HEA 160 poutre sablière	79A91P4 357A371	38.77	27.96	9.75	10.9	1672.98	615.57
HEA 260 poutre maitresse	41A72 76A104P4 112 113 115 116 118 119 121A126 128A137P3 139 141A144 1639	86.82	62.98	20.19	46.3	10455	3667.56
HEA 280 poteaux	1A33P4 4A32P4 36A40 108A111 127A136P3 161A190 215 216 274A277	97.26	70	22.97	56.5	13673.3	4762.64
HEA 320 traverse	75 107 129 243 777A789P4 837A917P10 1171A1251P10	112.53	81.21	26.32	75.3	18263.5	6309.56
HEB 280 potelets	6A34P4 7A35P4 73A105P4 74A106P4 1637 1638	131.36	96.12	31.14	148	19270.3	6594.52
IPE 140 panne	768A776 793A801 955A986 1005A1020 1147A1170 1261A1284 1402A1449	16.43	9.89	6.57	2.54	541.22	44.92
IPE 140 lisses	1450A1485 1557A1568 1577A1592 1594A1607 1631A1635	16.43	9.89	6.57	2.54	541.22	44.92
IPE 220 solives	373A516 522A524 530A532 538A540 546A548 554A556 562A732	33.37	20.15	13.08	8.86	2771.84	204.89

Tableau V.1 : Caractéristiques des profilés de la structure

V.2.3. Tableau des chargements :

Cas	Type de charge	Liste				
1[PP]	poids propre	1 4A94 96A98 100A102 104A113 121A131 141A144 161A190 115 116 118 119 133 134 136 137 139 215 216 243 274A277 287A371 373A516 522A524 530A532 538A540 546A548 554A556 562A732 768A777 793A801 837A917P10 955A986 1005A1020 1147A1171 1181A1251P10 1261A1284 1402A1547 781 785 789 1557A1568 1577A1592 1594A1607 1631A1635 1637A1640 1643A1645 1647 1649A1664 1666A1668 1671A1681 1683A1685 1688 1689 1691A1694 1696A1729	Structure entière	#NOM ?	Coef=1.00	MEMO :
2[G]	(EF) surfacique uniforme	1671A1681 1683A1685 1688 1689 1691A1694 1696A1729	PX=0.0	PY=0.0	PZ=-381.00	global
2[G]	(EF) surfacique uniforme	1640 1643A1645	PX=0.0	PY=0.0	PZ=-11.50	global
2[G]	(EF) surfacique uniforme	164 716 491 650	PX=0.0	PY=0.0	PZ=-10.80	global
2[G]	(EF) surfacique uniforme	1651A1656	PX=0.0	PY=0.0	PZ=10.80	global
2[G]	(EF) surfacique uniforme	1657A1660	PX=0.0	PY=0.0	PZ=10.80	global
2[G]	(EF) surfacique uniforme	1661A1664	PX=0.0	PY=0.0	PZ=-10.80	global
5[N]	(EF) surfacique uniforme	1640 1643A1645	PX=0.0	PY=0.0	PZ=-83.00	global
4[V]	(EF) surfacique uniforme	1647	PX=-51.10	PY=0.0	PZ=0.0	global
4[V]	(EF) surfacique uniforme	1649	PX=-53.60	PY=0.0	PZ=0.0	global
4[V]	(EF) surfacique uniforme	1650	PX=-59.57	PY=0.0	PZ=0.0	global
4[V]	(EF) surfacique uniforme	16 511 654	PX=69.92	PY=0.0	PZ=0.0	global
4[V]	(EF) surfacique uniforme	16 521 655	PX=73.35	PY=0.0	PZ=0.0	global
4[V]	(EF) surfacique uniforme	16 531 656	PX=81.93	PY=0.0	PZ=0.0	global
4[V]	(EF) surfacique uniforme	16 571 659	PX=0.0	PY=71.05	PZ=0.0	global
4[V]	(EF) surfacique uniforme	1658	PX=0.0	PY=74.54	PZ=0.0	global
4[V]	(EF) surfacique uniforme	1660	PX=0.0	PY=83.26	PZ=0.0	global
4[V]	(EF) surfacique uniforme	1662	PX=0.0	PY=-63.53	PZ=0.0	global
4[V]	(EF) surfacique uniforme	1661	PX=0.0	PY=-65.60	PZ=0.0	global
4[V]	(EF) surfacique uniforme	16 631 664	PX=0.0	PY=-73.27	PZ=0.0	local
4[V]	(EF) surfacique uniforme	1640 1643A1645	PX=-63.01	PY=0.0	PZ=0.0	global
4[V]	(EF) surfacique uniforme	1644	PX=-63.01	PY=0.0	PZ=0.0	global

4[V]	(EF) surfacique uniforme	1640	PX=-33.16	PY=0.0	PZ=0.0	global
4[V]	(EF) surfacique uniforme	1643	PX=-33.16	PY=0.0	PZ=0.0	global
3[Q]	(EF) surfacique uniforme	1671A1681 1683A1685 1688 1689 1691A1694 1696A1702	PX=-33.16	PY=0.0	PZ=-400.00	global
3[Q]	(EF) surfacique uniforme	1703A1729	PX=-33.16	PY=0.0	PZ=-100.00	global

Tableau V.2 : Les différents types de chargement

V.2.4. Tableau des combinaisons :

Les combinaisons de calcul ont été établies manuellement, en se basant sur les combinaisons de l'EC1 :

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Nature de la combinaison	Définition
6 (C)	1.35 (g+pp) +1.5q	Combinaison linéaire	ELU	(1+2)*1.00+3*1.50
7 (C)	1.35 (g+pp) +1.5n	Combinaison linéaire	ELU	(1+2)*1.35+5*1.50
8 (C)	(g+pp)+1.5v	Combinaison linéaire	ELU	(1+2)*1.00+4*1.50
9 (C)	(g+pp)+1.5v+1.3n	Combinaison linéaire	ELU	(1+2)*1.00+4*1.50+5*1.30
10 (C)	(g+pp)+q	Combinaison linéaire	ELS	(1+2+3)*1.00
11 (C)	(g+pp)+v	Combinaison linéaire	ELS	(1+2+4)*1.00
12 (C)	(g+pp)+n	Combinaison linéaire	ELS	(1+2+5)*1.00
13 (C)	(g+pp)+v+0.87n	Combinaison linéaire	ELS	(1+2+4)*1.00+5*0.87

Tableau V.3 : Les différentes combinaisons de calcul

V.3. Résultats du calcul :

Tableau des efforts extrêmes globaux :

	FX [daN]	FY [daN]	FZ [daN]	MX [daN.m]	MY [daN.m]	MZ [daN.m]
MAX	67751.15	2199.32	23715.9	352.94	25100.39	1717.51
Barre	10	837	116	130	182	35
Nœud	19	978	20	244	96	70
Cas	6 (C)	7 (C)	6 (C)	9 (C)	9 (C)	8 (C)
MIN	-14913.66	-2196.57	-23055.26	-366.36	-32332.38	-1435.45
Barre	54	1241	186	162	96	837
Nœud	103	978	264	241	28	978
Cas	9 (C)	7 (C)	9 (C)	9 (C)	6 (C)	7 (C)

Tableau V.4 : Efforts extrêmes globaux

V.4. Dimensionnement des éléments résistants :

V.4.1. Une vérification sous ROBOT nous donne les résultats suivants :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 1 poteaux						
186	OK HEA 280	ACIER E36	12.65	28.58	0.86	9 (g+pp)+1.5v+1.3n
Famille : 2 travers						
887	✗ HEA 300	ACIER E36	51.61	122.53	1.09	9 (g+pp)+1.5v+1.3n
Famille : 3 poutre moiteresse						
65	OK HEA 260	ACIER E36	67.13	122.78	0.88	6 1.35(g+pp)+1.5q
Famille : 4 poutre secondaire						
347 Poutres_347	OK HEA 120	ACIER E36	112.60	198.33	0.15	8 (g+pp)+1.5v
Famille : 7 poutre sabliere						
79	OK HEA 160	ACIER E36	43.65	78.13	0.30	9 (g+pp)+1.5v+1.3n

Tableau V.5 : Résultats de vérification des profilées

V.4.2. Un dimensionnement sous robot nous propose les profilés suivants :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 1 poteaux						
186	✗ HEA 260	ACIER E36	13.67	30.77	1.04	9 (g+pp)+1.5v+1.3n
	OK HEA 280		12.65	28.58	0.86	
	↓ HEA 300		11.77	26.71	0.69	
Famille : 2 travers						
887	✗ HEA 300	ACIER E36	51.61	122.53	1.09	9 (g+pp)+1.5v+1.3n
	OK HEA 320		48.40	122.46	0.90	
	↓ HEA 340		45.60	122.98	0.79	
Famille : 3 poutre moiteresse						
65	✗ HEA 240	ACIER E36	73.24	132.98	1.14	6 1.35(g+pp)+1.5q
	OK HEA 260		67.13	122.78	0.88	
	↓ HEA 280		62.13	114.07	0.69	
Famille : 4 poutre secondaire						
347 Poutres_347	✗ HEA 100	ACIER E36	135.58	238.42	0.36	8 (g+pp)+1.5v
	OK HEA 120		112.60	198.33	0.15	
	↓ HEA 140		96.09	170.14	0.17	

Tableau V.6 : Résultats de dimensionnement des familles sous ROBOT

V.4.3. Classification des familles :

Afin de dimensionner les éléments résistants dans la structure on doit les classer par familles. Le tableau ci-dessous regroupe les différentes familles envisagées :

Famille	Élément	Section
1	poteaux	HEA 280
2	traverses	HEA 320
3	Poutres maitresses	HEA 260
4	Poutres secondaires	HEA 140
7	Poutres sablières	HEA 160

Tableau V.7 : Les différentes familles envisagées

V.4.4. Optimisation :

L'option optimisation figurant dans la boîte de dialogue calcul-EC3, permet de faire un calcul itératif, en proposant les profilés les mieux adaptés et en recalculant afin de trouver les profilés économiques.

La procédure est la suivante :

- On admet de remplacer nos profilés initiaux par les profilés proposés par ROBOT.
- On refait le calcul de toute la structure afin d'actualiser et trouver les nouvelles valeurs des efforts.
- Refaire le dimensionnement.

Cette opération est répétée jusqu'à convergence du processus vers les profilés économiques.

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 1 poteaux						
186	HEA 260	ACIER E36	13.67	30.77	1.04	9 (g+pp)+1.5v+1.3n
	HEA 280		12.65	28.58	0.86	
	HEA 300		11.77	26.71	0.69	
Famille : 2 travers						
887	HEA 300	ACIER E36	51.61	122.53	1.09	9 (g+pp)+1.5v+1.3n
	HEA 320		48.40	122.46	0.90	
	HEA 340		45.60	122.98	0.79	
Famille : 3 poutre moiterese						
65	HEA 240	ACIER E36	73.24	132.98	1.14	6 1.35(g+pp)+1.5q
	HEA 260		67.13	122.78	0.88	
	HEA 280		62.13	114.07	0.69	
Famille : 4 poutre secondaire						
347 Poutres_347	HEA 100	ACIER E36	135.58	238.42	0.36	8 (g+pp)+1.5v
	HEA 120		112.60	198.33	0.15	
	HEA 140		96.09	170.14	0.17	

Tableau V.8 : Les profilés adoptés pour la structure

V.5. Conclusion :

Les profilés les plus économiques sont :

Famille	Elément	Section
1	poteaux	HEA 280
2	traverses	HEA 320
3	Poutres maitresses	HEA 260
4	Poutres secondaire	HEA 140
7	Poutres sablières	HEA 160

Tableau V.9 : Les sections des différents éléments adoptés

Chapitre VI : **Etude sismique**

VI.1. Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface terrestre, il est provoqué par le processus de déformation et de rupture à l'intérieur de la croûte terrestre. L'énergie cumulée est libérée sous forme de vibrations qui se propagent dans toutes les directions, appelées ondes sismiques, celles-ci engendrent d'importantes secousses.

L'intensité de ces secousses peut réduire un ouvrage en ruine, et générer par conséquent des pertes sur les vies humaines qu'il abrite, et pour cela, le but de l'étude est de remédier à ce phénomène par une conception adéquate de l'ouvrage de façon à ce qu'il résiste et présente un degré de sécurité acceptable aux vies humaines.

VI.2. Méthodes de calcul :

D'après le RPA la détermination de la réponse d'une structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul :

- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

VI.3. Analyse dynamique (méthode d'analyse spectrale modale) :

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

VI.3.1. Méthodologie et règlements d'étude :

La méthodologie adoptée s'articule sur les points suivants :

- ✓ Etablissement d'un modèle numérique de calcul tridimensionnel en élément finis de la structure par le logiciel robot.
- ✓ Définition des différentes charges statiques G et Q.
- ✓ Calculs et vérifications selon le RPA2003.

VI.3.2. Spectre de réponse de calcul :

D'après le règlement (RPA99/version.2003) l'action sismique est représentée par le spectre suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta \frac{Q}{R} - 1)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ (1.25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R}\right) & T \geq 3s \end{cases}$$

VI.3.3. Définition des différents paramètres selon le RPA. 2003 :

a. Coefficient d'accélération de zone (A) :

Données par le tableau 4.1 du RPA en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment, notre bâtiment est classé en zone IIa de sismicité dans le groupe 3

$$A = 0.10$$

b. Facteur d'amplification dynamique (D) :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \dots\dots\dots T \geq 3 \text{ sec} \end{cases}$$

Facteur d'amplification dynamique, il est en fonction de la catégorie de site, facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) :

η : facteur de correction d'amortissement donnée par la formule suivant :

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

Où : ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance du remplissage.

D'après le tableau 4.2 du RPA, on prend : $\xi = 4\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + 4)}} \geq 0,7$$

$$\eta = 1.08 \geq 0,7 \rightarrow \text{Vérfiée.}$$

1. Période caractéristique associée à la catégorie du site T_2 :

D'après le tableau 4.7 du RPA, on prend :

$$T_1 = 0.15s \text{ et } T_2 = 0,5s$$

2. Valeur de la période fondamentale de la structure (T) :

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N)

$$h_N = 14 \text{ m}$$

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6

$$C_T = 0,085 \text{ (portiques autostables en acier sans remplissage en maconnerie)}$$

$$T = 0.085 \times 14^{3/4} = \mathbf{0.615s}$$

$$T_2 = 0.5s \leq T = 0.62s \leq 3s$$

$$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} = 2.5 \times 1.08 \times \left(\frac{0.5}{3}\right)^{2/3} = 0.82$$

$$\mathbf{D = 0.82}$$

c. Coefficient de comportement global de la structure (R) :

D'après le tableau 4.3 du RPA :

$$\mathbf{R = 5}$$

d. Facteur de qualité (Q) :

Le facteur de qualité de la structure Q est déterminé par la formule :

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

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère « q » est satisfait ou non.

Critère	P_q	
	Observé	Non observé
1- Conditions minimales sur les fils de contreventement	0	0.05
2- Redondance en plan	0	0.05
3. Régularité en plan	0.05	0
4. Régularité en élévation	0.05	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10	0.10

Tableau VI.1 : Valeurs du coefficient de qualité

$$Q = 1 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.10 = \mathbf{1.25}$$

$$\mathbf{Q = 1.25}$$

e. Coefficient de pondération (β) :

En fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation d'après le tableau 4.5 du RPA on trouve :

$$\mathbf{\beta = 1.00}$$

VI.3.4. Analyse dynamique de la structure :

Elle permet de déterminer les efforts et les déplacements maximum d'une structure lors d'un séisme par l'étude de son comportement en vibrations libres non amortie tenant compte de ses caractéristiques dynamique propres.

- ✚ La modélisation de la structure avec le ROBOT STRUCTURAL ANALYSE 2010, conçu pour le calcul et la conception des structures d'ingénieries

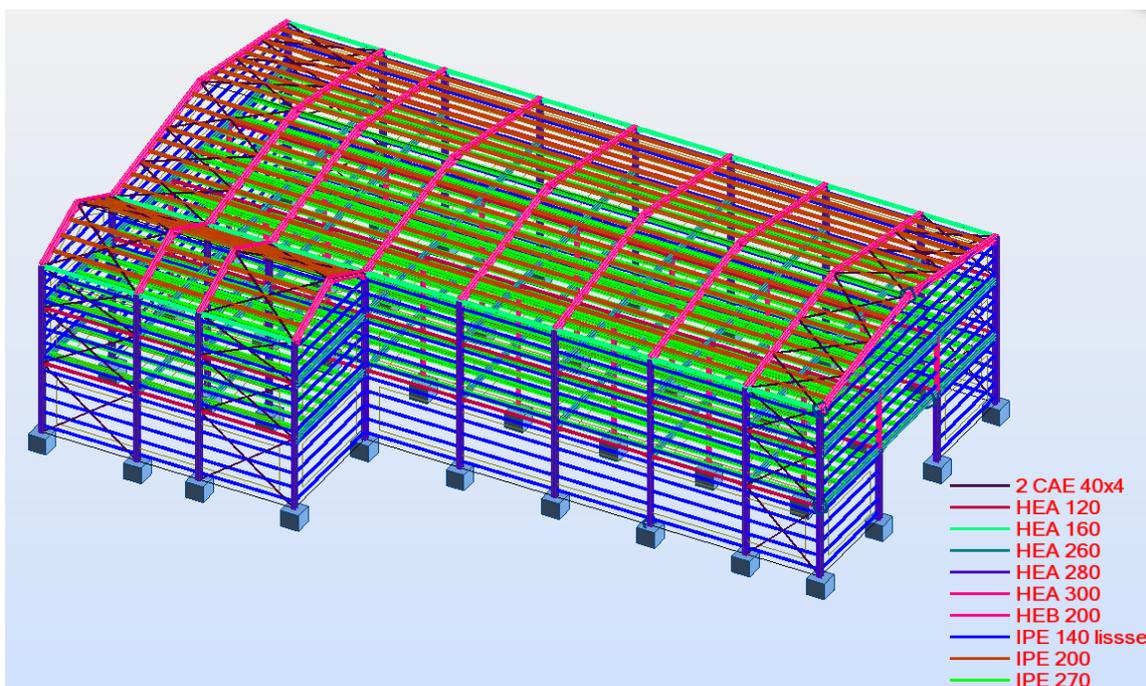


Figure VI.1 : Vue en 3D de la structure

Les différents cas de chargement :

cas	préfixe	Nom du cas	nature	Type d'analyse
1	Perm1	PP	permanente	Statique linéaire
2	Perm2	G	permanente	Statique linéaire
3	Expl1	Q	exploitation	Statique linéaire
4	Modale	Modale		Modale
5	EX (sismique)	Ex	sismique	Sismique RPA99(2003)
6	EY (sismique)	Ey	sismique	Sismique RPA99(2003)

Tableau VI.2 : Cas de chargement

Les combinaisons de calculs sont :

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Nature de la combinaison	Nature du cas	Définition
7 (C)	G+Q	Combinaison linéaire	ELS	permanente	(1+2+3)*1.00
8 (C)	1.35G+1.5Q	Combinaison linéaire	ELU	permanente	(1+2)*1.35+3*1.50
9 (C) (CQC)	G+Q+EX	Combinaison linéaire	ACC	permanente	(1+2+3+5)*1.00
10 (C) (CQC)	G+Q-EX	Combinaison linéaire	ACC	permanente	(1+2+3)*1.00+5*-1.00
11 (C) (CQC)	G+Q+EY	Combinaison linéaire	ACC	permanente	(1+2+3+6)*1.00
12 (C) (CQC)	G+Q-EY	Combinaison linéaire	ACC	permanente	(1+2+3)*1.00+6*-1.00
13 (C) (CQC)	G+Q+1.2EX	Combinaison linéaire	ACC	permanente	(1+2+3)*1.00+5*1.20
14 (C) (CQC)	G+Q-1.2EX	Combinaison linéaire	ACC	permanente	(1+2+3)*1.00+5*-1.20
15 (C) (CQC)	G+Q+1.2EY	Combinaison linéaire	ACC	permanente	(1+2+3)*1.00+6*1.20
16 (C) (CQC)	G+Q-1.2EY	Combinaison linéaire	ACC	permanente	(1+2+3)*1.00+6*-1.20
17 (C) (CQC)	0.8G+EX	Combinaison linéaire	ACC	permanente	(1+2)*0.80+5*1.00
18 (C) (CQC)	0.8G-EX	Combinaison linéaire	ACC	permanente	(1+2)*0.80+5*-1.00
19 (C) (CQC)	0.8G+EY	Combinaison linéaire	ACC	permanente	(1+2)*0.80+6*1.00
20 (C) (CQC)	0.8G-EY	Combinaison linéaire	ACC	permanente	6*-1.00+ (1+2)*0.80

Tableau VI.3 : Combinaisons de calculs

🔧 Données géométriques de la structure :

-Analyse modale :

- ✓ Zone IIa
- ✓ Groupe d'usage 3
- ✓ Site S3
- ✓ Coefficient de qualité $Q = 1.25$
- ✓ Coefficient de comportement : $R = 5$
- ✓ Amortissement 4%

🔧 Les différents résultats de l'analyse modale :

-tableau mode propre :

Cas	Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masses Modales UX [%]	Masses Modales UY [%]	Masses Modales UZ [%]	Tot.m.s.UX [t]	Tot.m.s.UY [t]	Tot.m.s.UZ [t]
4	1	2.08	0.48	4.82	65.75	0	4.82	65.75	0	198.61	198.61	198.61
4	2	2.11	0.47	84.51	70.03	0	79.7	4.27	0	198.61	198.61	198.61
4	3	2.26	0.44	84.78	70.14	0	0.27	0.11	0	198.61	198.61	198.61
4	4	2.65	0.38	87.16	70.2	0	2.38	0.06	0	198.61	198.61	198.61
4	5	3.21	0.31	87.17	72.76	0	0.01	2.57	0	198.61	198.61	198.61
4	6	3.36	0.3	87.17	80.65	0	0	7.89	0	198.61	198.61	198.61
4	7	3.75	0.27	87.18	81.64	0	0.01	0.99	0	198.61	198.61	198.61
4	8	3.94	0.25	87.18	82.44	0	0	0.8	0	198.61	198.61	198.61
4	9	4.26	0.23	87.18	82.47	0.01	0	0.03	0	198.61	198.61	198.61
4	10	4.38	0.23	87.18	86.03	0.01	0	3.56	0	198.61	198.61	198.61
5	1	2.08	0.48	4.82	65.75	0	4.82	65.75	0	198.61	198.61	198.61
5	2	2.11	0.47	84.51	70.03	0	79.7	4.27	0	198.61	198.61	198.61
5	3	2.26	0.44	84.78	70.14	0	0.27	0.11	0	198.61	198.61	198.61
5	4	2.65	0.38	87.16	70.2	0	2.38	0.06	0	198.61	198.61	198.61
5	5	3.21	0.31	87.17	72.76	0	0.01	2.57	0	198.61	198.61	198.61
5	6	3.36	0.3	87.17	80.65	0	0	7.89	0	198.61	198.61	198.61
5	7	3.75	0.27	87.18	81.64	0	0.01	0.99	0	198.61	198.61	198.61
5	8	3.94	0.25	87.18	82.44	0	0	0.8	0	198.61	198.61	198.61
5	9	4.26	0.23	87.18	82.47	0.01	0	0.03	0	198.61	198.61	198.61
5	10	4.38	0.23	87.18	86.03	0.01	0	3.56	0	198.61	198.61	198.61
6	1	2.08	0.48	4.82	65.75	0	4.82	65.75	0	198.61	198.61	198.61
6	2	2.11	0.47	84.51	70.03	0	79.7	4.27	0	198.61	198.61	198.61
6	3	2.26	0.44	84.78	70.14	0	0.27	0.11	0	198.61	198.61	198.61
6	4	2.65	0.38	87.16	70.2	0	2.38	0.06	0	198.61	198.61	198.61
6	5	3.21	0.31	87.17	72.76	0	0.01	2.57	0	198.61	198.61	198.61
6	6	3.36	0.3	87.17	80.65	0	0	7.89	0	198.61	198.61	198.61
6	7	3.75	0.27	87.18	81.64	0	0.01	0.99	0	198.61	198.61	198.61
6	8	3.94	0.25	87.18	82.44	0	0	0.8	0	198.61	198.61	198.61
6	9	4.26	0.23	87.18	82.47	0.01	0	0.03	0	198.61	198.61	198.61
6	10	4.38	0.23	87.18	86.03	0.01	0	3.56	0	198.61	198.61	198.61

Tableau VI.4 : Résultats des différentes modes propres

- Le RPA exigent une vérification de la période empirique (analytique) par rapport à celle numérique,

T numérique ne doivent pas dépasser la valeur de T analytique de plus de 30%

$$T_{\text{numérique}} = 0.48s ; T_{\text{numérique}} < 1.3T_{\text{analytique}} = 1.3 * 0.615s = 0.8s$$

On remarque d’après le tableau que la participation de la masse atteint le 90% dans le 10^{ème} mode

Avec une participation de masse égale à 87.18% dans le sens x et de 86.03% dans le sens y

✚ Valeurs des déformations maximales :

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	0.8676	0.766	0.0973	0.002	0.003	0.001
Nœud	257	657	978	979	188	113
Cas	13 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	6	8 (C)	8 (C)	15 (C) (CQC)
Mode			CQC			
MIN	-0.854	-0.7811	-1.5939	-0.002	-0.003	-0.001
Nœud	256	657	974	971	235	81
Cas	14 (C) (CQC)	16 (C) (CQC)	8 (C)	8 (C)	8 (C)	16 (C) (CQC)
Mode						

Tableau VI.5 : Déformations maximales des nœuds

✚ Spectre de conception des accélérations :

Le spectre de conception sismique s'obtient en réduisant le spectre élastique par le coefficient (R) correspondant à chaque direction d'analyse.

- Cas 1 : direction X (EX) :

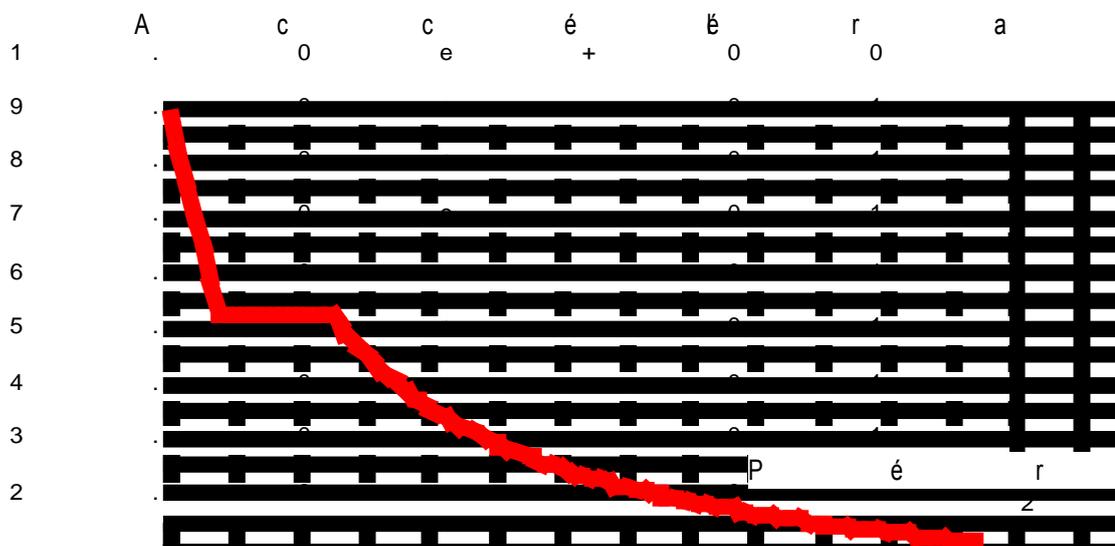


Figure VI.2 : Spectre de la repense direction X

- Cas 2 : direction Y (EY) :

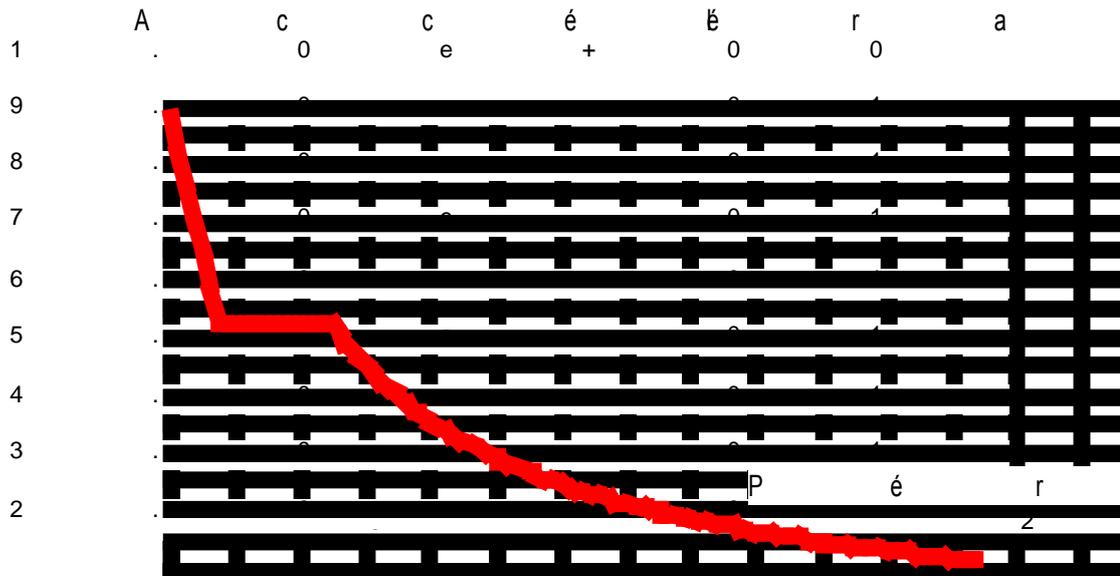


Figure VI.3 : Spectre de la repense direction Y

✚ Vérification de la force sismique V :

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

- Calcul de la force sismique à la base (V) par la méthode statique équivalente :

$$V_x = V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.1 \times 0.82 \times 1.25}{5} \times 198610 = 4071.51 \text{ daN}$$

Avec : W= la masse totale de la structure telle que w= 198610 daN

- Détermination de la force sismique à la base (V_t) obtenue par combinaison des valeurs modales (calculer par logiciel)

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

Effort sismique dans le sens X-X = 10640 daN

Effort sismique dans le sens Y-Y = 8710 daN

	V_t (daN)	V (daN)	80% V	$V_t > 0.8V$
Sens-x	10640.00	4071.51	3257.21	Condition vérifié
Sens-y	8710.00	4071.51	3257.21	Condition vérifié

Tableau VI.6 : Vérification de l'effort tranchant à la base

✚ Vérification des pièces :

Une vérification sous ROBOT nous donne les résultats suivants :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 1 poteaux						
172 poteaux_172	HEA 140	ACIER E36	26.16	56.81	1.18	8 1.35G+1.5Q
	HEA 160		22.84	50.19	0.84	
	HEA 180		20.14	44.25	0.63	
Famille : 2 travers						
867 travers_867	HEA 180	ACIER E36	88.14	203.10	1.32	8 1.35G+1.5Q
	HEA 200		79.30	184.24	0.93	
	HEA 220		71.62	166.56	0.63	
Famille : 3 poutre moiterese						
69 Poutres_69	HEA 140	ACIER E36	128.11	226.86	0.72	13 G+Q+1.2EX
	HEA 160		111.92	200.33	0.48	
	HEA 180		98.78	176.65	0.34	
Famille : 4 poutre secondaire						
299 Poutres_299	HEA 100	ACIER E36	135.58	238.42	0.14	15 G+Q+1.2EY
	HEA 120		117.09	198.53	0.09	
	HEA 140		96.09	170.14	0.06	
Famille : 5 solvis						
574 Poutres_574	IPE 240	ACIER E36	39.10	144.83	0.10	15 G+Q+1.2EY
	IPE 270		34.74	129.01	0.07	
	IPE 300		31.30	116.43	0.06	
Famille : 6 potelet						
19 potelet_19	HEB 100	ACIER E36	84.23	138.08	0.41	15 G+Q+1.2EY
	HEB 120		69.42	114.54	0.24	
Famille : 7 poutre sabliere						
362 poutre sabliere_362	HEA 100	ACIER E36	108.46	190.74	0.09	15 G+Q+1.2EY
	HEA 120		90.08	158.66	0.06	

Tableau VL.7 : Vérification des profilés adoptés

Chapitre VII : Etude des fondations

VII.1. Introduction :

Les fondations d'une construction sont les parties de l'ouvrage qui sont en contact direct avec le sol. Elles transmettent les charges de la superstructure au sol, c'est pourquoi elles constituent une partie très importante puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble de la structure.

VII.1.1. Les types de fondation :

- Fondations superficielles : elles incluent :
 - ✓ Semelles isolées sous poteaux.
 - ✓ Semelles filantes continues sous murs.
 - ✓ Semelles filantes sous plusieurs poteaux.
 - ✓ Radiers généraux ou nervurés ;
- Fondations profondes (semelles sur pieux).

VII.1.2. Le choix du type de fondation

Il 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.

VII.2. Dimensionnement de la semelle

Pour notre structure, on a prévu des semelles isolées sous poteaux avec une contrainte admissible de sol égale à 0.2 MPa.

Le dimensionnement des fondations se fait à L'ELS. Et le ferrailage à L'ELU.

	ELU (1.35G+1.5Q)	ELS (G+Q)
Effort normal (daN)	67357.02	56723.59
Moment correspondant (daN.m)	5724.34	3855.04

Tableau VII.1 : Valeurs des efforts extrêmes dans les poteaux

Soit (a, b) les dimensions de plaque d'assise (A, B) les dimensions de la semelle. On doit s'assurer que le chargement extérieur (en plus du poids de la semelle) n'induit pas à la rupture du sol. Cette condition s'écrit :

$$\frac{P + P_{semelle}}{surface\ semelle} = \frac{P + P_{semelle}}{(A \times B)} \leq \sigma_{sol}$$

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \longrightarrow A = \frac{60}{40} B \quad \text{avec : } a = 60\text{ cm} ; b = 40\text{ cm}$$

On admettra dans un premier temps, que le poids de la semelle est négligé

$$\frac{P_s}{\frac{60}{40}B^2} = \frac{567235.9}{\frac{600}{400}B^2} \leq \sigma_{sol} = 0.2\text{ MPa} \longrightarrow B \geq 1375\text{ mm} \longrightarrow \boxed{B = 140\text{ cm}}$$

$$A = \frac{60}{40} B = \frac{60}{40} \times 140 = 210 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \boxed{A = 210 \text{ cm}}$$

La hauteur de la semelle sera déduite de la condition de rigidité qui s'écrit :

$$H \geq \text{Max} \left[\left(\frac{A-a}{4}; \frac{B-b}{4} \right) + c \right] \longrightarrow H \geq \text{Max} \left[\left(\frac{140-40}{4}; \frac{210-60}{4} \right) + 5 \right] \longrightarrow H \geq 42.5 \text{ cm}$$

On prend : $\boxed{H = 45 \text{ cm}}$

VII.3. Vérification de la contrainte réelle dans le sol :

Largeur B = 140cm

Longueur A = 210cm

Hauteur H = 45cm

On applique la méthode des bielles, on trouve :

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{57724.34}{67357.02} = 0.084 \text{ m}$$

$$\frac{B}{6} = \frac{1.4}{6} = 0.23 \quad \longrightarrow \quad e < \frac{B}{6}$$

Donc le diagramme des contraintes du sol est trapézoïdal.

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e}{B} \right) = \frac{67.357}{1.4 \times 2.1} \left(1 + \frac{6 \times 0.084}{1.4} \right) = 0.008 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e}{B} \right) = \frac{67.357}{1.4 \times 2.1} \left(1 - \frac{6 \times 0.084}{1.4} \right) = 0.015 \text{ MPa}$$

On doit vérifier que : $\sigma < 1.33 \sigma_{\text{sol}}$

$$\sigma = \frac{3\sigma_m + \sigma_M}{4} = 0.013 \text{ MPa.}$$

$$\sigma = 0.013 \text{ MPa} < \sigma_{\text{sol}} = 0.20 \text{ MPa} \quad [\text{condition vérifiée}]$$

VII.4. Calcul des armatures :

Sens B :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = 0.084 \text{ m} > \frac{b}{6} = 0.0067 \text{ m} \\ e = 0.084 \text{ m} > \frac{B}{24} = 0.058 \text{ m} \end{array} \right.$$

On doit calculer les armatures pour équilibrer le moment M_1 situé à $0.35.b$ de l'axe du poteau

$$M_1 = A \left(\frac{B}{2} - 0.35b \right)^2 \times \left(\frac{\sigma_1 + 2\sigma_m}{6} \right)$$

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{4.2 \times e \times b}{B^2} \right) = \frac{67.357}{1.4 \times 2.1} \left(1 + \frac{4.2 \times 0.084 \times 0.4}{1.4^2} \right) = 0.0245 \text{ MPa}$$

Donc :

$$M_1 = 2.1 \left(\frac{1.4}{2} - 0.35 \times 0.4 \right)^2 \times \left(\frac{0.0245 + 2 \times 0.013}{6} \right) = 0.00597 \text{ MN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_1}{f_{bu} \times B \times d a^2} \quad \text{Avec : } d_a \geq \frac{A-a}{4} = \frac{2.1-0.6}{4} = 0.375 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{0.00597}{18.5 \times 1.4 \times 0.357^2} = 0.0018$$

$$\mu_{bu} = 0.0018 < \mu_l = 0.358 \text{ (tableau : FeE500 et combinaisons accidentelles)}$$

Alors les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0018}) = 0.00225$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.00225) = 0.9991$$

✚ Calcul de la section d'armature A_u :

$$A_u = \frac{M_1}{\beta \times d_a \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{0.00597}{0.9991 \times 0.357 \times \frac{500}{1}} = 3.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

Longueur des barres :

$$L_s = \emptyset \frac{f_e}{4 \times \tau_s}$$

$$\tau_s = 0.6\psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times (0.06 \times 25 + 0.6) = 2.83 \text{ MPa}$$

$$L_s = 12 \frac{500}{4 \times 2.83} = 53 \text{ cm}$$

$$\text{On a : } \begin{cases} \frac{B}{8} = 17.5 \text{ cm} < L_s = 53 \text{ cm} \\ \frac{B}{4} = 35 \text{ cm} < L_s = 53 \text{ cm} \end{cases}$$

Donc tous les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle, et comportées des ancrages courbes.

Sens A :

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{57724.34}{67357.02} = 0.084 \text{ m}$$

$$\frac{A}{6} = \frac{2.1}{6} = 0.35 \rightarrow e < \frac{B}{6}$$

Donc le diagramme des contraintes du sol est trapézoïdal.

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e}{A}\right) = \frac{67.357}{1.4 \times 2.1} \left(1 + \frac{6 \times 0.084}{2.1}\right) = 0.028 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e}{A}\right) = \frac{67.357}{1.4 \times 2.1} \left(1 - \frac{6 \times 0.084}{2.1}\right) = 0.017 \text{ MPa}$$

On doit vérifier que : $\sigma < 1.33 \sigma_{sol}$

$$\sigma = \frac{3\sigma_m + \sigma_M}{4} = 0.02 \text{ MPa.}$$

$$\sigma = 0.02 \text{ MPa} < \sigma_{\text{sol}} = 0.20 \text{ MPa} \text{ [condition vérifiée]}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e = 0.084 \text{ m} > \frac{a}{6} = 0.1 \text{ m} \\ e = 0.084 \text{ m} > \frac{A}{24} = 0.058 \text{ m} \end{array} \right.$$

On doit calculer les armatures pour équilibrer le moment M_1 situé à $0.35.b$ de l'axe du poteau

$$M_1 = B \left(\frac{A}{2} - 0.35a \right)^2 \times \left(\frac{\sigma_1 + 2\sigma_m}{6} \right)$$

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{4.2 \times e \times a}{A^2} \right) = \frac{67.357}{1.4 \times 2.1} \left(1 + \frac{4.2 \times 0.084 \times 0.6}{2.1^2} \right) = 0.024 \text{ MPa}$$

Donc :

$$M_1 = 1.4 \left(\frac{2.1}{2} - 0.35 \times 0.6 \right)^2 \times \left(\frac{0.024 + 2 \times 0.02}{6} \right) = 0.011 \text{ MN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_1}{f_{bu} \times A \times d a^2} \quad \text{Avec :} \quad d_a \geq \frac{B-b}{4} = \frac{1.4-0.4}{4} = 0.25 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{0.011}{18.5 \times 2.1 \times 0.25^2} = 0.0045$$

$$\mu_{bu} = 0.0045 < \mu_l = 0.358 \text{ (tableau : FeE500 et combinaisons accidentelles)}$$

Alors les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0045}) = 0.00564$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.00564) = 0.998$$

🔧 Calcul de la section d'armature A_u :

$$A_u = \frac{M_1}{\beta \times d_a \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{0.011}{0.998 \times 0.25 \times \frac{500}{1}} = 8.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 8\text{HA}12 = 9.05 \text{ cm}^2$$

Longueur des barres :

$$L_s = \emptyset \frac{f_e}{4 \times \tau_s}$$

$$\tau_s = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times (0.06 \times 25 + 0.6) = 2.83 \text{ MPa}$$

$$L_s = 12 \frac{500}{4 \times 2.83} = 53 \text{ cm}$$

$$\text{On a : } \left\{ \begin{array}{l} \frac{A}{8} = 26.25 \text{ cm} < L_s = 53 \text{ cm} \\ \frac{B}{4} = 52.5 \text{ cm} < L_s = 53 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Donc tous les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle, et comportées des ancrages courbes

VII.5. Schéma de ferrailage :

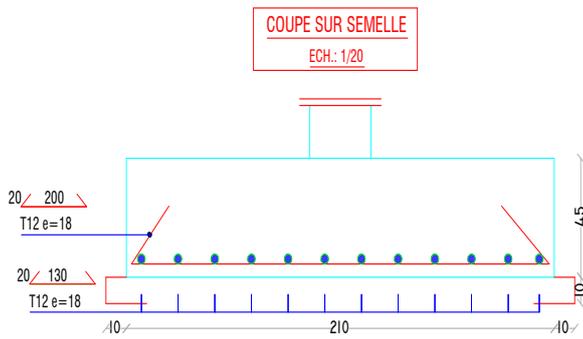


Figure VII.1 : Coupe B-B de la semelle

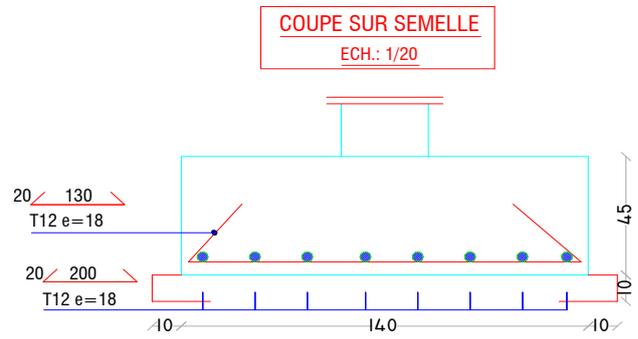


Figure VII.2 : Coupe A-A de la semelle

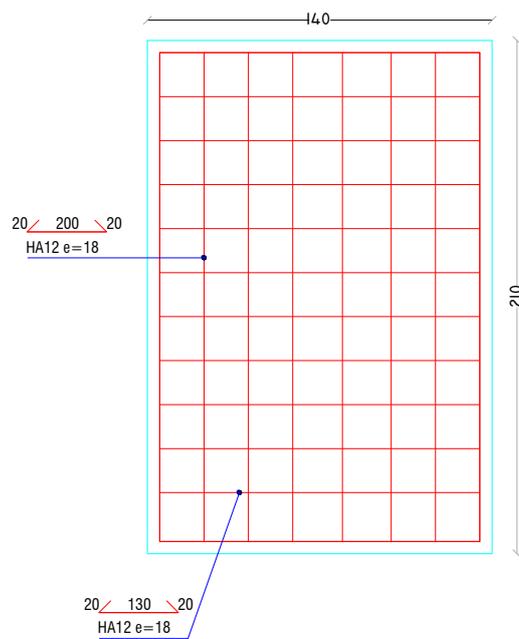


Figure VII.3 : Vue en plan de la semelle

VII.6. Calcul de 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.

✚ Pré dimensionnement :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le RPA99 sont :

- ✓ **25cm×30cm** : sites de catégorie S2 et S3
- ✓ **30cm×30cm** : sites de catégorie S4

Pour notre cas on optera pour des longrines de section : **30cm×35cm**

✚ Ferrailage des longrines :

Les longrines doivent être calculées pour résister à l'action d'une force de traction qui est égale :

$$N_t = \frac{N_u}{\alpha} ; \text{ Avec : } \alpha = \text{coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie du site considéré (cf 3.3)}$$

N_t = l'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

$$N_t = \frac{67357.02}{12} = 5613.09 \text{ daN}$$

La section des armatures $A_s = \frac{N_t}{\sigma_s} = \frac{5613.09}{34.8} \times 10^{-2} = 1.61 \text{ cm}^2$

$$A_{\min} = 0.6\% \times A \times B = 0.006 \times 30 \times 35 = 6.3 \text{ cm}^2$$

⇒ Donc on ferraille avec A_{\min}

Soit 6HA12 réparties sur tout la section $A_s = 6.79 \text{ cm}^2$

- Armatures transversales :

Soit des cadres de diamètre 8 mm dont l'espacement est inférieur à :

$$S_t < \text{Min} (20 \text{ cm} ; 15 \times 0.8) = 12 \text{ cm}$$

✚ Schéma de ferrailage :

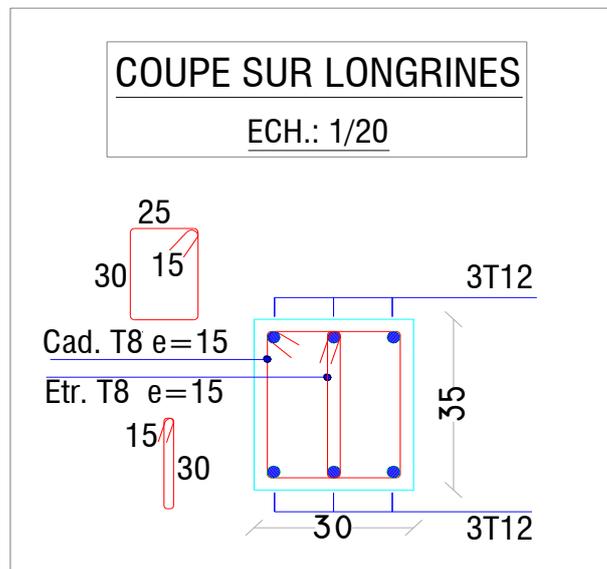


Figure VII.4 : Schéma du ferrailage des longrines

Chapitre VIII :

Etude des assemblages

VIII.1. Introduction :

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 redondances importantes et les assemblages constituent donc des points 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 remis en cause.

- ✓ Les assemblages sont des ensembles constitués de plusieurs composants :
- ✓ Les abouts des éléments structurels liaisonnés.
- ✓ Les pièces accessoires de liaison.
- ✓ Les organes de fixation proprement dits assurant la solidarisation effective entre les composants en présence.

VIII.2. Fonctionnement des assemblages :

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 ménage sur site. Les boulons de haute résistance (HR) comprennent 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	6.8	8.8	10.9
F _{yb} (MPa)	240	320	300	400	480	640	900
F _{ub} (MPa)	400	400	500	500	600	800	1000

Tableau VIII.1 : Les classes des boulons

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 des pièces de métal à assembler.

VIII.2.3. Fonctionnement par adhérence :

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, le collage, le boulonnage par boulons HR.

- **Coefficients partiels de sécurité :**

- Résistance des boulons au cisaillement : $\gamma = 1,25$
- Résistance des boulons à traction : $\gamma = 1,50$

- **Coefficient de frottement :**

Un bon assemblage par boulons 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 graisse, etc.

$\mu = 0,50$ pour les surfaces de la classe A

$\mu = 0,40$ pour les surfaces de la classe B

$\mu = 0,30$ pour les surfaces de la classe C

$\mu = 0,20$ pour les surfaces de la classe D

VIII.3. Rôle des assemblages :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la réparation des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion.

Pour réaliser une structure métallique ; on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage, rabotages).
- Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticulés). Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux,

Il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- a) Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et les efforts tranchants.
- b) Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

VIII.4. Calcul des assemblages :

VIII.4.1. Liaison poteau-traverse (HEA280-HEA320) :

L'assemblage est réalisé par une platine d'extrémité débordante boulonnée sur la semelle de poteau (HEA280) est soudée à l'âme de de la traverse

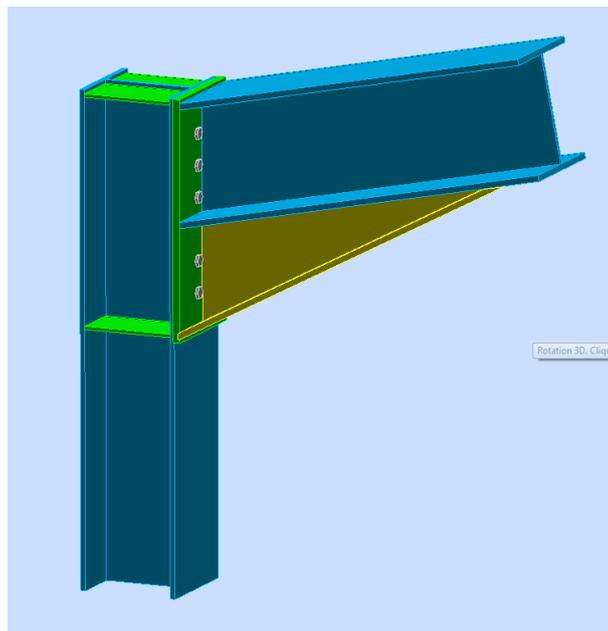


Figure VIII.1 : Vue en 3D d'assemblage poteau-traverse

✚ Général :

Assemblage N° :	7
Nom de l'assemblage :	Angle de portique
Nœud de la structure :	241
Barres de la structure :	162, 1171

✚ Géométrie :

▪ Poteau :

Profilé :	HEA 280
Barre N° :	162
$\alpha = -90.0$ [Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c = 270$ [mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} = 280$ [mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} = 8$ [mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} = 13$ [mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c = 24$ [mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c = 97.26$ [cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{xc} = 13673.30$ [cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau :	ACIER E36
$\sigma_{ec} = 355000000.00$ [Pa]	Résistance

▪ Poutre :

Profilé :	HEA 320
Barre N° :	1171
$\alpha = 11.3$ [Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b = 310$ [mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_f = 300$ [mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} = 9$ [mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} = 16$ [mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b = 27$ [mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b = 27$ [mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b = 124.37$ [cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} = 22928.60$ [cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau :	ACIER E36
$\sigma_{eb} = 355000000.00$ [Pa]	Résistance

▪ Boulons :

$d = 16$ [mm]	Diamètre du boulon
Classe = 10.9	Classe du boulon
$F_b = 8415.20$ [daN]	Résistance du boulon à la rupture
$n_h = 2$	Nombre de colonnes des boulons
$n_v = 5$	Nombre de rangés des boulons
$h_1 = 107$ [mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i = 70$ [mm]	
Entraxe $p_i = 81 ; 81 ; 160 ; 81$ [mm]	

▪ **Platine :**

$h_p = 616$ [mm]	Hauteur de la platine
$b_p = 300$ [mm]	Largeur de la platine
$t_p = 20$ [mm]	Epaisseur de la platine
Matériau :	ACIER
$\sigma_{ep} = 235000000.00$ [Pa]	Résistance

▪ **Jarret inferieur :**

$w_d = 320$ [mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} = 16$ [mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d = 280$ [mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} = 9$ [mm]	Epaisseur de l'âme
$l_d = 950$ [mm]	Longueur de la platine
$\alpha = 26.6$ [Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau :	ACIER
$\sigma_{ebu} = 235000000.00$ [Pa]	Résistance

▪ **Raidisseur poteau :**

Supérieur :

$h_{su} = 244$ [mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} = 136$ [mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} = 8$ [mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau :	ACIER
$\sigma_{esu} = 235000000.00$ [Pa]	Résistance

Inférieur :

$h_{sd} = 244$ [mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} = 136$ [mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} = 8$ [mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau :	ACIER
$\sigma_{esu} = 235000000.00$ [Pa]	Résistance

▪ **Soudures d'angle :**

$a_w = 7$ [mm]	Soudure âme
$a_f = 11$ [mm]	Soudure semelle
$a_s = 7$ [mm]	Soudure du raidisseur
$a_{fd} = 5$ [mm]	Soudure horizontale

Efforts :

Cas : 7 : 1.35 (G+PP) + 1.5N (1+2)*1.35+5*1.50

$M_y = 9820.01$ [daN*m]	Moment fléchissant
$F_z = -5999.75$ [daN]	Effort tranchant
$F_x = -10203.97$ [daN]	Effort axial

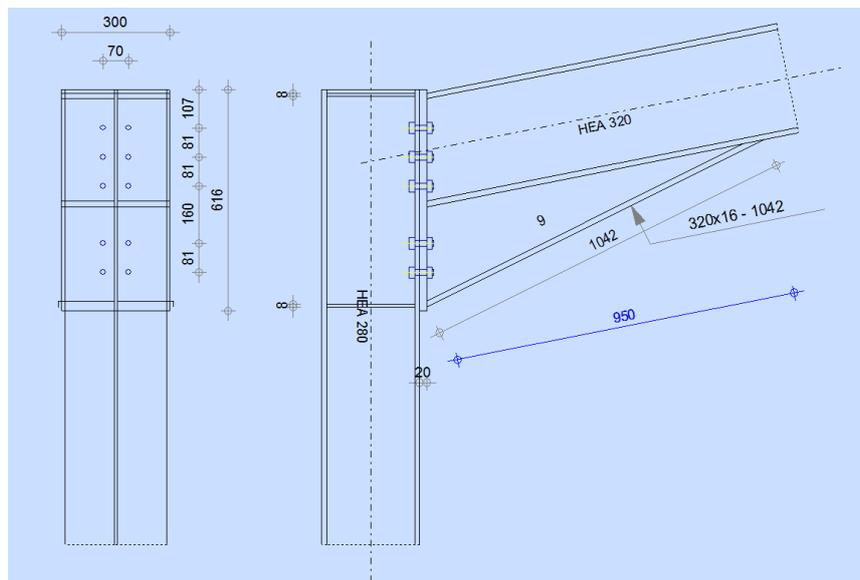


Figure VIII.2 : Schéma d'assemblage (poteau-traverse)

Résultats :

Distances de calcul :

Boulon N°	Type	a1	a2	a3	a4	a5	a6	a'1	a'2	a'3	a'4	a'5	a'6	s	s1	s2
1	Intérieurs	21						21	31						81	
2	Centraux	21	31					7	31							81
3	Centraux	21	31					7	31							121
4	Centraux	21	31					7	31							121

$x = 92$ [mm] Zone comprimée $x = e_s * \sqrt{(b/e_a)}$

Tableau VIII.2 : Distances de calcul des boulons d'assemblage (poteau-traverse)

Efforts par boulon - Efforts par boulon - méthode plastique :

Boulon N°	d _i	F _t	F _a	F _s	F _p	F _b		F _i	p _i [%]
1	482	8066.65	0.00	58143.83	7968.88	8415.20	>	3517.59	100.00
2	401	8066.65	11502.00	13459.78	15613.68	8415.20	>	2755.36	100.00
3	320	8861.22	17111.00	20023.50	17171.68	8415.20	>	1993.12	100.00
4	160	8861.22	17111.00	20023.50	17171.68	8415.20	>	487.47	100.00

- d_i – position du boulon
- F_t – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant
- F_a – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant
- F_s – effort transféré par la soudure
- F_p – effort transféré par l'aile du porteur
- F_b – effort transféré par le boulon
- F_i – effort sollicitant réel

$F_i \leq \text{Min} (F_{ti}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi})$ $3517.59 < 7968.88$ **vérifié** (0.44)

Tableau VIII.3 : Les efforts par boulons d'assemblage (poteau-traverse)

Traction des boulons :

$$1.25 \cdot F_{i\max} / A_s \leq \sigma_{\text{red}} \quad |280062923.55| < 670000000.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.47)$$

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon :

$$\sqrt{[F_{i\max}^2 + 2.36 \times T_i^2]} / A_s \leq \sigma_{\text{red}} \quad |231614030| < 670000000.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.39)$$

$T_1 = 599.97$ [daN] Effort tranchant dans le boulon

$T_b = 6830.52$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement

Effort tranchant :

$$T_1 \leq T_b \quad 599.97 < 6830.52 \quad \text{vérifié} \quad (0.10)$$

✚ Vérification de la poutre :

$$F_{\text{res}} = 37915.03 \text{ [daN] Effort de compression} \quad F_{\text{res}} = 2 \cdot \sum F_i - 2 \cdot N$$

Compression réduite de la semelle [9.2.2.2.2]

$$N_{c \text{ adm}} = 200857.52 \text{ [daN] Résistance de la section de la poutre} \quad N_{c \text{ adm}} = A_{bc} \cdot \sigma_e + N \cdot A_{bc} / A_b$$

$$F_{\text{res}} \leq N_{c \text{ adm}} \quad 37915.03 < 200857.52 \quad \text{vérifié} \quad (0.19)$$

✚ Vérification du poteau :**Compression de l'âme du poteau** [9.2.2.2.2]

$$F_{\text{res}} \leq F_{\text{pot}} \quad 37915.03 < 153502.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.25)$$

Cisaillement de l'âme du poteau - (recommandation C.T.I.C.M)

$$|F_{\text{res}}| \leq V_R \quad |37915.03| < 52965.53 \quad \text{vérifié} \quad (0.72)$$

✚ Conclusion :

Assemblage satisfaisant vis à vis de la norme Ratio 0.72

VIII.4.2. Assemblage traverse-traverse :

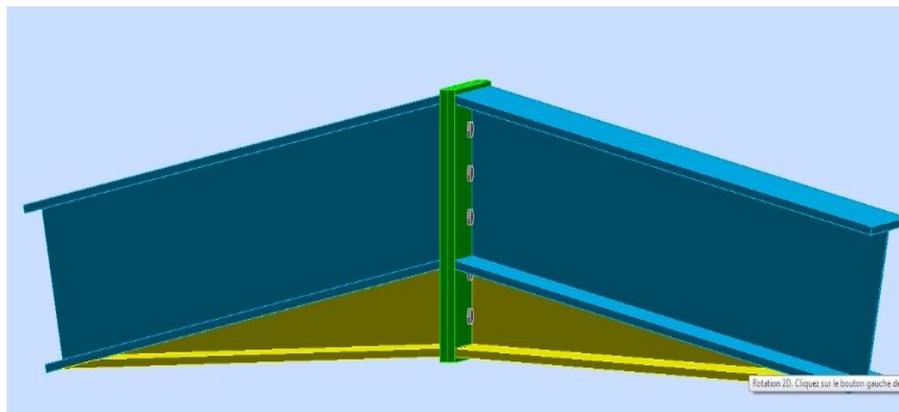


Figure VIII.3 : Vue en 3D d'assemblage (traverse-traverse)

✚ Général :

Assemblage N° :	7
Nom de l'assemblage :	Poutre - poutre
Nœud de la structure :	979
Barres de la structure :	857, 1251

✚ Géométrie :

Cote gauche

▪ Poutre :

Profilé :	HEA 320
Barre N° :	1251
$\alpha = -11.3$ [Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{br} = 310$ [mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{fbr} = 300$ [mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbr} = 9$ [mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbr} = 16$ [mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{br} = 27$ [mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{br} = 124.37$ [cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbr} = 22928.60$ [cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau :	ACIER E36
$\sigma_{eb} = 355000000.00$ [Pa]	Résistance

▪ Boulons :

$d = 16$ [mm]	Diamètre du boulon
Classe = HR8.8	Classe du boulon
$F_b = 8038.40$ [daN]	Résistance du boulon à la rupture
$n_h = 2$	Nombre de colonnes des boulons
$n_v = 5$	Nombre de rangés des boulons
$h_1 = 78$ [mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i = 70$ [mm]	
Entraxe $p_i = 80 ; 80 ; 100 ; 80$ [mm]	

▪ **Platine :**

$h_{pr} = 496$ [mm]	Hauteur de la platine
$b_{pr} = 300$ [mm]	Largeur de la platine
$t_{pr} = 20$ [mm]	Epaisseur de la platine
Matériau :	ACIER E36
$\sigma_{epr} = 355000000.00$ [Pa]	Résistance

▪ **Jarret inferieur :**

$w_{rd} = 300$ [mm]	Largeur de la platine
$t_{frd} = 16$ [mm]	Epaisseur de l'aile
$h_{rd} = 160$ [mm]	Hauteur de la platine
$t_{wrd} = 9$ [mm]	Epaisseur de l'âme
$l_{rd} = 1020$ [mm]	Longueur de la platine
$\alpha_d = -2.3^\circ$	[Deg] Angle d'inclinaison
Matériau :	ACIER E36
$\sigma_{ebu} = 355000000.00$ [Pa]	Résistance

▪ **Soudures d'angle :**

$a_w = 7$ [mm]	Soudure âme
$a_f = 11$ [mm]	Soudure semelle
$a_{fd} = 5$ [mm]	Soudure horizontale

▪ **Efforts :**

Cas : 7 : $1.35 (G+PP) + 1.5N (1+2)*1.35+5*1.50$

$M_y = 1573.86$ [daN*m]	Moment fléchissant
$F_z = -4266.11$ [daN]	Effort tranchant
$F_x = -11194.$ [daN]	Effort axial

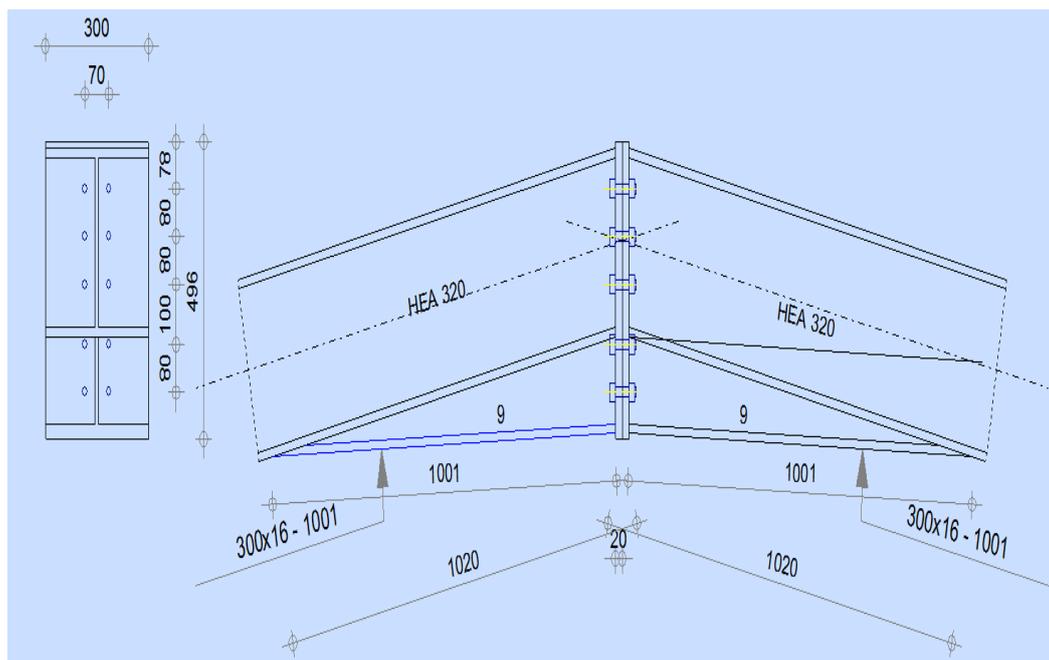


Figure VIII.4 : Schéma d'assemblage (traverse-traverse)

✚ Résultats :

✚ Distances de calcul :

Boulon N°	Type	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄	a ₅	a ₆	a' ₁	a' ₂	a' ₃	a' ₄	a' ₅	a' ₆	s	s ₁	s ₂
1	Intérieurs	21	31			37	52									
2	Centraux	21	31													80
3	Centraux	21	31													90
4	Centraux	21	31													90

$x = 89$ [mm] Zone comprimée $x = e_s * \sqrt{(b/e_a)}$

Tableau VIII.4 : Distances de calcul des boulons d'assemblage (traverse-traverse).

✚ Efforts par boulon - efforts par boulon - méthode plastique :

Boulon N°	d _i	F _t	F _a	F _s	F _p	F _b		F _i	p _i [%]
1	393	16443.37	0.00	53324.90	16443.37	8038.40	>	8038.40	100.00
2	313	8039.17	12780.00	13293.61	8039.17	8038.40	>	8038.40	100.00
3	233	8293.52	14377.50	14955.31	8293.52	8038.40	>	8038.40	100.00
4	133	8293.52	14377.50	14955.31	8293.52	8038.40	>	8038.40	100.00

Effort tranchant [9.2.2.1]
 $Q_1 \leq Q_{adm}$ $426.61 < 2652.67$ vérifié (0.16)

Tableau VIII.5 : Les efforts par boulons d'assemblage (traverse-traverse)

$F_{tot} = 64307.20$ [daN] Effort total dans la semelle comprimée $F_{tot} = 2 * \Sigma [F_i * (p_i/100)]$
 $M_{tot} = 17205.86$ [daN*m] Moment Résultant Total $M_{tot} = 2 * \Sigma [F_i * d_i * (p_i/100)]$ [9.2.2.2]
 Moment [9.2.2.2.1]
 $M_y \leq M_{tot}$ $1573.86 < 17205.86$ vérifié (0.09)
 Effort tranchant [8.1.2]
 $Q_{adm} = 2652.67$ [daN] $Q_{adm} = 1.1 * \mu_v * (P_v - N_1)$
 $Q_1 \leq Q_{adm}$ $426.61 < 2652.67$ vérifié (0.16)
 Effort axial [9.1]
 $F_{min} = 12057.60$ [daN] $F_{min} = \min(0.15 * A * \sigma_e, 0.15 * n * P_v)$
 $|F_x| \leq F_{min}$ $|-11194.07| < 12057.60$ vérifié (0.93)

La méthode de calcul est applicable

✚ Vérification de la poutre :

Compression réduite de la semelle [9.2.2.2.2]
 $N_{c adm} = 188756.55$ [daN] Résistance de la section de la poutre $N_{c adm} = A_{bc} * \sigma_e + N * A_{bc} / A_b$
 $F_{res} \leq N_{c adm}$ $5882.33 < 188756.55$ vérifié (0.03)

✚ Conclusion :

Assemblage satisfaisant vis à vis de la norme Ratio 0.93

VIII.4.3. Assemblage poteaux-poutre maitresse :

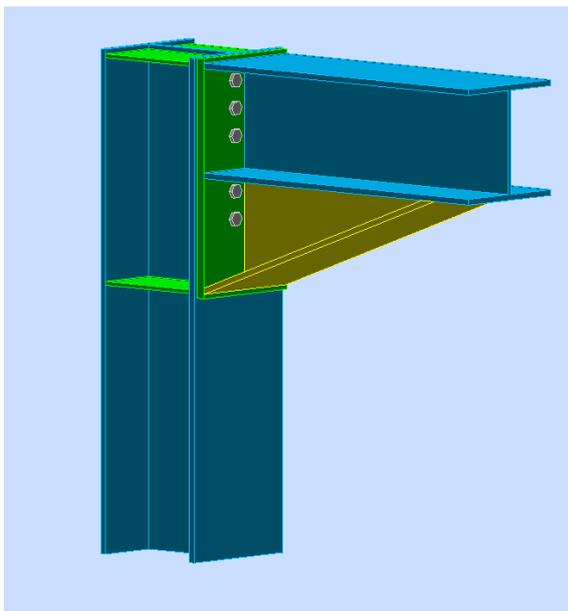


Figure VIII.5 : Vue en 3D d'assemblage (poteau-poutre maitresse)

✚ Général :

Assemblage N° :	2
Nom de l'assemblage :	Angle de portique
Nœud de la structure :	8
Barres de la structure :	4, 139

✚ Géométrie :

▪ Poteau :

Profilé :	HEA 280
Barre N° :	4
$\alpha = -90.0^\circ$	[Deg] Angle d'inclinaison
Matériau :	ACIER E36
$\sigma_{ec} = 355000000.00$ [Pa]	Résistance

▪ Poutre :

Profilé :	HEA 260
Barre N° :	139
$\alpha = 0.0^\circ$	[Deg] Angle d'inclinaison
Matériau :	ACIER E36
$\sigma_{eb} = 355000000.00$ [Pa]	Résistance

▪ Boulons :

$d = 16$ [mm]	Diamètre du boulon
Classe = 10.9	Classe du boulon
$F_b = 8415.20$ [daN]	Résistance du boulon à la rupture
$n_h = 2$	Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 5$	Nombre de rangés des boulons
$h_1 = 55$ [mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i = 70$ [mm]	
Entraxe $p_i = 60 ; 60 ; 120 ; 60$ [mm]	

▪ **Platine :**

$h_p = 520$ [mm]	Hauteur de la platine
$b_p = 260$ [mm]	Largeur de la platine
$t_p = 20$ [mm]	Epaisseur de la platine
Matériau :	ACIER
$\sigma_{ep} = 235000000.00$ [Pa]	Résistance

▪ **Jarret inférieur :**

$w_d = 260$ [mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} = 13$ [mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d = 250$ [mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} = 8$ [mm]	Epaisseur de l'âme
$l_d = 667$ [mm]	Longueur de la platine
$\alpha = 20.5$	[Deg] Angle d'inclinaison
Matériau :	ACIER
$\sigma_{ebu} = 235000000.00$ [Pa]	Résistance

▪ **Raidisseur poteau :**

Supérieur :

$h_{su} = 244$ [mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} = 136$ [mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} = 8$ [mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau :	ACIER
$\sigma_{esu} = 235000000.00$ [Pa]	Résistance

Inférieur :

$h_{sd} = 244$ [mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} = 136$ [mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} = 8$ [mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau :	ACIER
$\sigma_{esu} = 235000000.00$ [Pa]	Résistance

▪ **Soudures d'angle**

$a_w = 6$ [mm]	Soudure âme
$a_f = 9$ [mm]	Soudure semelle
$a_s = 6$ [mm]	Soudure du raidisseur
$a_{fd} = 5$ [mm]	Soudure horizontale

▪ **Efforts :**

Cas : 6 : $1.35 (G+PP) + 1.5Q (1+2) * 1.00 + 3 * 1.50$	
$M_y = 13694.21$ [daN*m]	Moment fléchissant
$F_z = -9435.94$ [daN]	Effort tranchant
$F_x = 588.57$ [daN]	Effort axial

✚ Vérification du poteau :

Compression de l'âme du poteau		[9.2.2.2.2]
$F_{res} \leq F_{pot}$	$39725.65 < 141290.00$	vérifié (0.28)
Cisaillement de l'âme du poteau - (recommandation C.T.I.C.M)		
$ F_{res} \leq V_R$	$ 39725.65 < 52965.53$	vérifié (0.75)

✚ Conclusion :

Assemblage satisfaisant vis à vis de la norme

Ratio 0.77

VIII.4.4. Assemblages des contreventements verticaux :

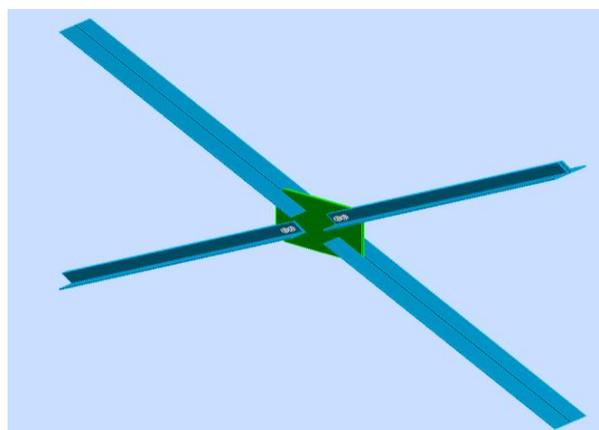


Figure VIII.7 : Vue en 3D d'assemblage contreventement verticale

✚ Général :

Assemblage N° :	6
Nom de l'assemblage :	Gousset - nœud intérieur

✚ Géométrie :

▪ Barre :

		Barre 1	Barre 2	Barre 3	Barre 4	
Profilé :		2 CAE 40x4	2 CAE 40x4	2 CAE 40x4	2 CAE 40x4	
	h	40	40	40	40	mm
	b _f	40	40	40	40	mm
	t _w	4	4	4	4	mm
	t _f	4	4	4	4	mm
	r	6	6	6	6	mm
	A	6.16	6.16	6.16	6.16	cm ²
Matériau :		ACIER E36	ACIER	ACIER E36	ACIER	
	σ _e	355000000.00	235000000.00	355000000.00	235000000.00	Pa
	f _u	495000000.00	365000000.00	495000000.00	365000000.00	Pa
Angle	α	40.0	40.0	40.0	40.0	Deg

Tableau VIII.8 : les caractéristiques des barres

 **Boulons :**

Barre 1 :

Classe =	4.6		Classe du boulon	
d =	8	[mm]	Diamètre du boulon	
d₀ =	9	[mm]	Diamètre du trou de boulon	
A_s =	0.37	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon	
A_v =	0.50	[cm ²]	Aire de la section du boulon	
f_{yb} =	240000000.00	[Pa]	Limite de plasticité	
f_{ub} =	400000000.00	[Pa]	Résistance du boulon à la traction	
n =	2		Nombre de colonnes des boulons	
Espacement des boulons			20 [mm]	
e₁ =	20	[mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre	
e₂ =	20	[mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre	
e_c =	50	[mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres	

Tableau VIII.9 : Caractéristiques des boulons (barre 1)

Barre 2 :

Classe =	4.6		Classe du boulon	
d =	8	[mm]	Diamètre du boulon	
d₀ =	9	[mm]	Diamètre du trou de boulon	
A_s =	0.37	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon	
A_v =	0.50	[cm ²]	Aire de la section du boulon	
f_{yb} =	240000000.00	[Pa]	Limite de plasticité	
f_{ub} =	400000000.00	[Pa]	Résistance du boulon à la traction	
n =	2		Nombre de colonnes des boulons	
Espacement des boulons			20 [mm]	
e₁ =	20	[mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre	
e₂ =	20	[mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre	
e_c =	50	[mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres	

Tableau VIII.10 : Caractéristiques des boulons (barre 2)

Barre 3 :

Classe =	4.6		Classe du boulon	
d =	8	[mm]	Diamètre du boulon	
d₀ =	9	[mm]	Diamètre du trou de boulon	
A_s =	0.37	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon	
A_v =	0.50	[cm ²]	Aire de la section du boulon	
f_{yb} =	240000000.00	[Pa]	Limite de plasticité	
f_{ub} =	400000000.00	[Pa]	Résistance du boulon à la traction	
n =	2		Nombre de colonnes des boulons	
Espacement des boulons			20 [mm]	
e₁ =	20	[mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre	
e₂ =	20	[mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre	
e_c =	50	[mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres	

Tableau VIII.11 : Caractéristiques des boulons (barre 3)

Barre 4 :

Classe =	4.6		Classe du boulon	
d =	8	[mm]	Diamètre du boulon	
d₀ =	9	[mm]	Diamètre du trou de boulon	
A_s =	0.37	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon	
A_v =	0.50	[cm ²]	Aire de la section du boulon	
f_{yb} =	240000000.00	[Pa]	Limite de plasticité	
f_{ub} =	400000000.00	[Pa]	Résistance du boulon à la traction	
n =	2		Nombre de colonnes des boulons	
Espacement des boulons			20 [mm]	
e₁ =	20	[mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre	
e₂ =	20	[mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre	
e_c =	50	[mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres	

*Tableau VIII.12 : Caractéristiques des boulons (barre 4)***✚ Gousset :**

l_p = 200 [mm] Longueur de la platine
h_p = 200 [mm] Hauteur de la platine
t_p = 5 [mm] Epaisseur de la platine

✚ Paramètre :

h₁ = 20[mm] Grugeage
v₁ = 20[mm] Grugeage
h₂ = 20[mm] Grugeage
v₂ = 20[mm] Grugeage
h₃ = 20[mm] Grugeage
v₃ = 20[mm] Grugeage
h₄ = 20[mm] Grugeage
v₄ = 20[mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0 ; 0)

e_v = 100[mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
e_h = 100[mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau : ACIER E36
σ = 355000000.00 [Pa] Résistance

✚ Efforts :**Cas : Calculs manuels**

N₁ = 1000.00 [daN] Effort axial
N₂ = 1000.00 [daN] Effort axial
N₃ = 1000.00 [daN] Effort axial
N₄ = 1000.00 [daN] Effort axial

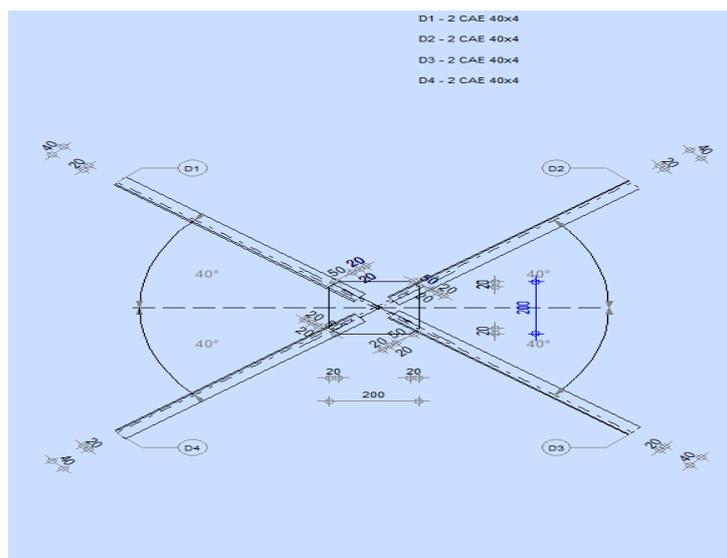


Figure VIII.8 : Schéma d'assemblage contreventement verticale

➦ Résultats :

▪ Platine :

Section gousset			
$N_1 < N_{res}$	$ 1000.00 < 15139.28$	vérifié	(0.07)
Attache gousset			
$N_2 < N_{res}$	$ 1000.00 < 15139.28$	vérifié	(0.07)

▪ Barre :

$T_1 =$	2281.56	[daN]	Résistance des boulons au cisaillement	
$M_1 =$	12068.17	[daN]	Résistance de la barre	
$ N_1 < \min(T_1 ; N_{c1})$			$ 1000.00 < 2281.56$	vérifié (0.44)
$ N_1 < \min(T_1 ; N_{c1})$			$ 1000.00 < 2281.56$	vérifié (0.44)
$T_2 =$	2281.56	[daN]	Résistance des boulons au cisaillement	
$M_2 =$	12068.17	[daN]	Résistance de la barre	
$ N_2 < \min(T_2 ; N_{c2})$			$ 1000.00 < 2281.56$	vérifié (0.44)
$ N_2 < \min(T_2 ; N_{c2})$			$ 1000.00 < 2281.56$	vérifié (0.44)
$T_3 =$	2281.56	[daN]	Résistance des boulons au cisaillement	
$M_3 =$	12068.17	[daN]	Résistance de la barre	
$ N_3 < \min(T_3 ; N_{c3})$			$ 1000.00 < 2281.56$	vérifié (0.44)
$ N_3 < \min(T_3 ; N_{c3})$			$ 1000.00 < 2281.56$	vérifié (0.44)
$T_4 =$	2281.56	[daN]	Résistance des boulons au cisaillement	
$M_4 =$	12068.17	[daN]	Résistance de la barre	
$ N_4 < \min(T_4 ; N_{c4})$			$ 1000.00 < 2281.56$	vérifié (0.44)
$ N_4 < \min(T_4 ; N_{c4})$			$ 1000.00 < 2281.56$	vérifié (0.44)

Tableau VIII.13 : Vérification des résistances des barres du contreventement vertical

➦ Conclusion :

Assemblage satisfaisant vis à vis de la norme	Ratio	0.44
---	--------------	-------------

VIII.4.5. Assemblage pied de poteau :

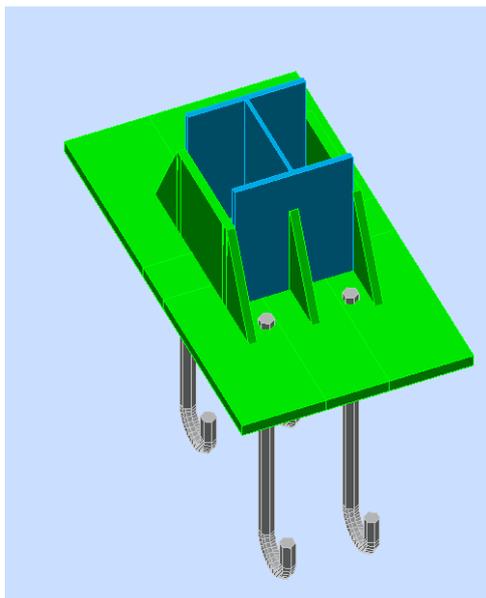


Figure VIII.9 : Vue en 3D d'assemblage pied de poteau.

✚ Général :

Assemblage N° :	1
Nom de l'assemblage :	Pied de poteau encastré
Nœud de la structure :	23
Barres de la structure :	12

✚ Géométrie :

✚ Poteau :

Profilé :	HEA 280
Barre N° :	12
Matériau :	ACIER E36
$\sigma_{ec} = 355000000.00$ [Pa]	Résistance

✚ Plaque principale du pied de poteau :

$l_{pd} = 540$ [mm]	Longueur
$b_{pd} = 350$ [mm]	Largeur
$t_{pd} = 30$ [mm]	Epaisseur
Matériau :	ACIER E36
$\sigma_e = 355000000.00$ [Pa]	Résistance

✚ Ancrage :

Classe = HR 10.9	Classe de tiges d'ancrage
$d = 36$ [mm]	Diamètre du boulon
$d_0 = 34$ [mm]	Diamètre des trous pour les tiges d'ancrage
$n_H = 2$	Nombre de colonnes des boulons
$n_V = 2$	Nombre de rangés des boulons
$e_H = 430$ [mm]	Ecartement
$e_V = 200$ [mm]	Entraxe

✚ Plaquette :

$l_{wd} = 540$ [mm]	Longueur
$b_{wd} = 350$ [mm]	Largeur
$t_{wd} = 30$ [mm]	Epaisseur

✚ Raidisseur :

$l_r = 135$ [mm]	Longueur
$w_r = 300$ [mm]	Largeur
$h_s = 270$ [mm]	Hauteur
$t_s = 20$ [mm]	Epaisseur

✚ Semelle isolée :

$L = 600$ [mm]	Longueur de la semelle
$B = 400$ [mm]	Largeur de la semelle
$H = 1000$ [mm]	Hauteur de la semelle

✚ Béton :

$f_{c28} = 30000000.00$ [Pa]	Résistance
$\sigma_{bc} = 17000000.00$ [Pa]	Résistance
$n = 15.00$	ratio Acier/Béton

✚ Soudures :

$a_p = 10$ [mm]	Plaque principale du pied de poteau
$a_s = 15$ [mm]	Raidisseurs

✚ Efforts :

Cas : 6 : 1.35 (G+PP) + 1.5Q (1+2)*1.00+3*1.50

$N = -38001.33$ [daN]	Effort axial
$Q_y = -26.62$ [daN]	Effort tranchant
$Q_z = 7149.62$ [daN]	Effort tranchant
$M_y = -18179.94$ [daN*m]	Moment fléchissant
$M_z = -75.00$ [daN*m]	Moment fléchissant

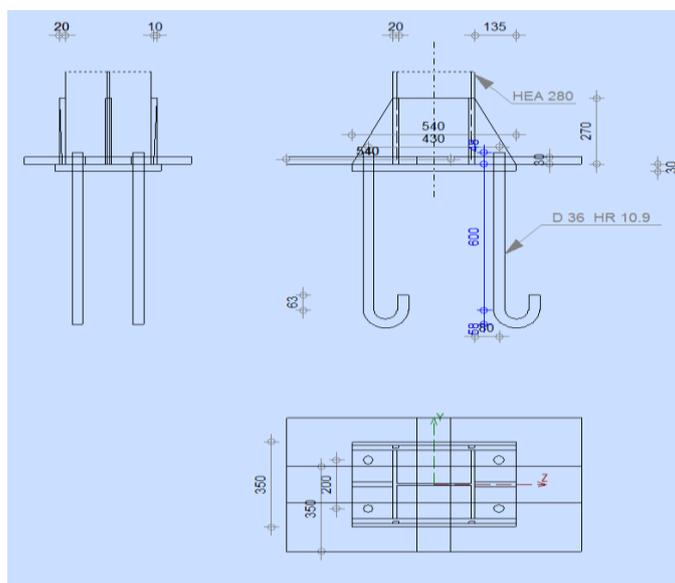


Figure VIII.10 : Schéma d'assemblage pied de poteau

✚ Résultats :

▪ **Béton :**

VERIFICATION DU BETON POUR LA PRESSION DIAMETRALE

$p_m \leq K \cdot \sigma_{bc}$	$13696513.93 < 53292791.71$	vérifié	(0.26)
--------------------------------	-----------------------------	----------------	---------------

▪ **Ancrage :**

Vérification de la semelle tendue du poteau

$l_1 =$	140	[mm]		$l_1 = 0.5 \cdot b_{fc}$
$l_2 =$	126	[mm]		$l_2 = \pi \cdot 0.5 \cdot a_2$
$l_3 =$	166	[mm]		$l_3 = 0.5 \cdot [(b_{fc} - s) + \pi \cdot a_2]$
$l_4 =$	226	[mm]		$l_4 = 0.5 \cdot (s + \pi \cdot a_2)$
$l_{eff} =$	126	[mm]		$l_{eff} = \min(l_1, l_2, l_3, l_4)$
$N_t \leq l_{eff} \cdot t_{fc} \cdot \sigma_{ec}$	$14828.67 < 57993.80$		vérifié	(0.26)
Adhérence				
$N_t \leq \pi \cdot d \cdot \tau_s \cdot (L_2 + 10 \cdot r - 5 \cdot d)$	$14828.67 < 16204.59$		vérifié	(0.92)

Vérification de la résistance de la section fileté d'une tige

$N_t \leq 0.8 \cdot A_s \cdot \sigma_e$	$14828.67 < 58824.00$		vérifié	(0.25)
Résistance à l'effort incliné sur le plan du joint				
$ T_z \leq \sqrt{[\sigma_e^2 \cdot A_b^2 - N^2]/1.54}$	$ 1787.40 < 46765.74$		vérifié	(0.04)
$ T_y \leq \sqrt{[\sigma_e^2 \cdot A_b^2 - N^2]/1.54}$	$ -6.65 < 46765.74$		vérifié	(0.00)

▪ **Platine :**

Zone de traction

$M_{11} \leq \sigma_e \cdot W$	$2372.59 < 44385.84$		vérifié	(0.05)
--------------------------------	----------------------	--	----------------	---------------

Cisaillement

$V_{11} \leq \sigma_e / \sqrt{3} \cdot h_r \cdot t_r \cdot n_r / 1.5$	$29657.34 < 221356.09$		vérifié	(0.13)
---	------------------------	--	----------------	---------------

$t_{pmin} =$	6	[mm]		$t_{pmin} = V_{11} \cdot 1.5 \cdot \sqrt{3} / (\sigma_e \cdot b_{pd})$
--------------	----------	------	--	--

$t_{pd} \geq t_{pmin}$	$30 > 6$		vérifié	(0.21)
------------------------	----------	--	----------------	---------------

Traction

$N_t [daN] \leq 375 \cdot t_{pd} [mm] \cdot [a_2/a_1 + (a_4/a_3)]$	$14828.67 < 28385.19$		vérifié	(0.52)
--	-----------------------	--	----------------	---------------

Zone comprimée

$M_{22} \leq \sigma_e \cdot W$	$3694.10 < 44385.84$		vérifié	(0.08)
--------------------------------	----------------------	--	----------------	---------------

Cisaillement

$V_{22} \leq \sigma_e / \sqrt{3} \cdot h_r \cdot t_r \cdot n_r / 1.5$	$49733.14 < 221356.09$		vérifié	(0.22)
---	------------------------	--	----------------	---------------

$t_{pmin} =$	10	[mm]		$t_{pmin} = V_{22} \cdot 1.5 \cdot \sqrt{3} / (\sigma_e \cdot b_{pd})$
--------------	-----------	------	--	--

$t_{pd} \geq t_{pmin}$	$30 > 10$		vérifié	(0.35)
------------------------	-----------	--	----------------	---------------

Epaisseur

$t_{pd} \geq d_m \cdot \sqrt{[3 \cdot p_m / \sigma_e]}$	$30 > 9$		vérifié	(0.28)
---	----------	--	----------------	---------------

▪ **Raidisseur :**

Epaisseur

$t_r \geq \max(t_{r1}, t_{r2}, t_{r3})$	$20 > 13$		vérifié	(0.67)
---	-----------	--	----------------	---------------

Soudures

$a_r \geq \max(a'_r, a''_r)$	$15 > 6$		vérifié	(0.38)
------------------------------	----------	--	----------------	---------------

- **Poteau :**

Ame			
$t_w \geq 3 \cdot M_m / (\sigma_{ec} \cdot h_r^2)$	$8 > 4$	vérifié	(0.54)

- **Remarque :**

Rayon de la crosse trop faible.	58 [mm] < 108 [mm]
Pince ancrage-raidisseeur trop faible.	100 [mm] < 206 [mm]

- **Conclusion :**

Assemblage satisfaisant vis à vis de la norme	Ratio	0.92
---	--------------	-------------

Conclusion :

**le but de ce travail est de dimensionner une structure en construction métallique, d'une imprimerie en R+2 répondant aux obligations des méthodes de calculs (RNV 99 et EC3 2002).*

** après la définition des charges qui agissent sur la superstructure à savoir les poteaux, traverses, contreventements verticaux, contreventement horizontaux ,potelet ,poutre maitresse ,poutre secondaire, poutre sablière ,pannes , lisses et solives comme des élément de la structures.*

**pour faire un calcul tridimensionnel on l'utilise du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSES, qui nous permis de faire une vérification et dimensionnement de diffèrent élément de projet avec une vaste variété d'outils d'analyses de ce logiciel.*

**cette expérience nous a permis de prendre les étapes et les méthodes de vérification, de dimensionnement d'un projet en construction métallique.*

** ce projet est considéré comme une première expérience de notre vie professionnelle.*

Référence

- [1] REKKAB A., ETUDE D'UN BATIMENT (R+2) EN CHARPENTE METALLIQUE, Mémoire de Master en Génie Civil, Spécialité : CONSTRUCTION METALLIQUE, Université de Tlemcen, 2013.
- [2] derghoum A, hambli A, Etude d'une construction métallique avec réhabilitation de RDC+Protection du structure, mémoire de master génie civil, spécialité : structure, université de Guelma 2015.
- [3] Document technique réglementaire, DTR C 2-4.7, Règlement Neige et Vent 2013, CNERIB, Algérie, 2013.
- [4] Document technique réglementaire, DTR C 2-4.7, Règlement Neige et Vent « R.N.V.1999 », Algérie, 2013.
- [5] DTR BC- 2.47, Règles de Conception et de Calcul des Structures Métalliques « CCM97 », Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique CGS, Algérie, 1997.
- [6] DTR BC- 2.2., Charges permanentes et charges d'exploitation, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, CGS, Algérie, 1995.
- [7] NF EN 1993, Euro code 3 : Calcul des structures en acier, AFNOR, 2000.
- [8] MERABTI R., MERZOUGHI A., Etude de la structure en charpente métallique d'une usine de stockage, Université de Guelma, 2018.