

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

BADJI MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR-ANNABA



جامعة باجي مختار - عنابة

FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIORAT
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Année 2019

MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de MASTER

Thème :

HANGAR DE STOCKAGE EN CHARPENTE METALIQUE

Domaine : Sciences et Technique

Spécialité :

GENIE CIVIL

OPTION

CONSTRUCTIONS METALLIQUES ET MIXTES

Par

Dali Abdelmalek

Hait Mehdi

DIRECTEUR DU MEMOIRE : Mr. Slimani F., GRADE, GENIE CIVIL, U B M ANNABA

DEVANT LE JURY

PRESIDENT : MR. FELLAH F.

EXAMINATEURS : MR. SLIMANI F.

MME. MEZIGHECHE N.

Remerciements

- Dieu tout puissant de nous avoir donné cette opportunité et de nous avoir aidé à arriver jusqu'au bout.
- Tous les enseignants qui nous ont guidées le long de notre formation en particulier :
- Mr Slimani, pour son suivi et ces conseils.
- Nos très chères familles pour leur soutien moral et physique.
- Les membres du jury, de s'être donné la peine d'examiner notre modeste travail.
- Toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Liste des figures

Chapitre 01 : de projet Présentation

Figure 1. 1 : Présentation de l'ouvrage.....	3
Figure 1. 2 : Composition d'une dalle mixte.....	5
Figure 1. 3 : Représentation de la liaison entre une dalle mixte et les poutres porteuses par goujons connecteurs.....	5
Figure 1. 4 : Diagramme effort /déformation de l'acier.....	7

Chapitre 02 : Etudes climatiques

Figure 2. 1 : Les directions principales du vent.....	13
Figure 2. 2 : légende relative aux murs verticaux.....	18
Figure 2. 3 : légende pour les parois verticales.....	18
Figure 2. 4 : Répartition des zones de pression sur la toiture sens V1...	19
Figure 2. 5 : Valeurs de Cpe pour la toiture sens V1.....	19
Figure 2. 6 : Coefficients de pression intérieure applicables pour des ouvertures uniformément réparties.....	20
Figure2. 7 : Vue en plan et en élévation des zones de pressions sens V2.....	22

Figure 2. 8 : Cpe10 correspondant à chaque zone de parois verticales sens V2.....	22
Figure 2. 9 : Répartition des zones de pression sur la toiture sens V2.....	23
Figure 2. 10 : Valeurs de Cpe pour la toiture.....	24
Figure 2. 11 : Force exercée sur l'acrotère.....	27

Chapitre 03 : Pré dimensionnement des éléments

Figure 3. 1 : Disposition de la panne.....	29
Figure 3. 2. Schéma statique des charges permanentes G sur les pannes.....	30
Figure 3. 3. Schéma statique de la poutre équivalente.....	31
Figure 3. 4. Schéma statique de panne sous surcharge de la neige.....	32
Figure 3. 5. Représentation de cisaillement de la panne.....	37
Figure 3. 6 Représentation de phénomène de déversement dans la semelle inférieure.....	38
Figure 3. 7 détail de panneau sandwich (couverture).....	41
Figure 3. 8 : disposition des liernes.....	42
Figure 3. 9 : disposition des lisses.....	44
Figure 3. 10 : les schémas statiques de la lisse dans les deux plans y-y et z-z.....	45
Figure 3.11 : Disposition des potelets.....	50

Chapitre 04 : Etude du plancher mixte

Figure 4. 1 : Schéma des composants du plancher mixte.....	55
Figure 4. 2 : Schéma de la trame supportant les planchers.....	56
Figure 4. 3 : Largeur de la dalle effective.....	61
Figure 4. 4 : Caractéristique de connecteur.....	64
Figure 4. 5 : Sommier sous charge répartie.....	66
Figure 4 .7 : Schéma statique de la poutre secondaire.....	75

Chapitre 05 : Etude de contreventement

Figure 5. 1 : Vue en plan de la poutre au vent.....	80
Figure 5. 2 : Plan de portiques de la palée de stabilité.....	82

Chapitre 08 : Calcul des fondations

Figure 8. 1 : Ferrailage de la semelle intermédiaire.....	99
Figure 8. 2 : Ferrailage de la semelle d'angle.....	100
Figure 8. 3 : Ferrailage de la semelle centrale.....	100

Chapitre 09 : Calcul des assemblages

Figure 9. 1 : Représentation de l'assemblage traverse-traverse.....	106
Figure 9. 2 : Vue de l'assemblage Traverse – Traverse.....	110
Figure 9. 3: Représentation de l'assemblage poteau-traverse.....	110

Figure 9. 4 : Vue de l'assemblage poteau – Traverse.....	116
Figure 9. 5 : Représentation de l'assemblage poteau – poutre.....	116
Figure 9. 6 : Vue de l'assemblage poteau – poutre.....	121
Figure 9. 7 : Représentation Assemblage des diagonales sur gousset pignon.....	122
Figure 9. 8 : Assemblage des diagonales intermédiaires.....	124
Figure 9. 9 : Représentation Assemblage des diagonales.....	125
Figure 9. 10 : Assemblage des diagonales de la poutre au vent.....	127
Figure 9. 11 : Tige d'encrage du pied du poteau.....	127
Figure 9. 12 : vue du pied de poteau.....	128
Figure 9. 13: Représentation du pied de poteau.....	131

Liste des tableaux

Chapitre 01 Présentation de projet

Tableau 1. 1 : Valeurs recommandées pour les flèches verticales.....	11
--	----

Chapitre 02 : Etudes climatiques

Tableau 2. 1 : valeur de q_{ref} , q_{dyn} , C_e	17
Tableau 2. 2 : valeurs de surface et de coefficient C_{pe} de chaque zone de parois vertical.....	18
Tableau 2. 3 : Valeur de C_{pe} pour la toiture sens V1.....	19
Tableau 2. 4 : Valeurs des pressions q_j pour le sens V1.....	21
Tableau 2. 5 : Valeurs des pressions q_j pour la toiture sens V1.....	21
Tableau 2. 6 : valeurs de surface et C_{pe} de chaque zone de parois sens V2.....	22
Tableau 2. 7 : Valeurs de C_{pe10} pour la toiture sens V2.....	23
Tableau 2. 8 : Valeurs des pressions q_j pour le Deuxième étage sens V2.....	25
Tableau 2. 9 : Valeurs des pressions q_j pour la Toiture sens V2.....	25

Chapitre 03 : Pré dimensionnement des éléments

Tableau 3.1 le poids propre e panneau correspondante à chaque épaisseur.....	41
--	----

Chapitre 04 : Etude du plancher mixte

Tableau 4.1 : Evaluation des charges permanentes.....	57
---	----

Chapitre 07 : Etude sismique

Tableau 7.1 : Pénalité de vérification.....	93
Tableau 7.2 : Résultante des forces sismiques à la base.....	94
Tableau 7.3 : Résultante des forces sismiques à la base.....	94
Tableau 7.4 : Déplacements relatifs dans le sens (y-y).....	94

Chapitre 08 : Calcul des fondations

Tableau 8. 1 : Effort sollicitant pour solution treillis.....	96
Tableau 8. 2 : Récapitulatif des résultats de la semelle intermédiaire.....	99
Tableau 8. 3 : Ferrailage de la semelle d'angle.....	99
Tableau 8. 4 : Ferrailage de la semelle centrale.....	100

Chapitre 09 : Calcul des assemblages

Tableau 9. 1: Caractéristique mécanique des boulons selon leur classe d'acier.....	104
---	------------

Tableau 9. 2 : Valeur du coefficient de frottement μ selon la surface.....	105
--	------------

Liste des notations

A : Section brute d'une pièce ;

A_{net} : Section nette d'une pièce ;

A_w : Section de l'âme ;

A_v : Aire de cisaillement

C_t : Coefficient de topographie ;

C_r : Coefficient de rugosité ;

C_p : Coefficient de pression ;

C_e : Coefficient d'exposition ;

C_d : Coefficient dynamique ;

E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier ;

G : Module d'élasticité transversale de l'acier ;

G : Charge permanente ;

I : Moment d'inertie ;

K : Coefficient d'encastrement ou de Rigidité poteaux/Poutre ;

K_0 : Coefficient de flambement ;

K_T : Facteur de terrain ;

L : Longueur ;

M_{Sd} : Moment sollicitant;

M_{Rd} : Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise ;

M_{Pl} : Moment plastique ;

M_{Cr} : Moment critique ;

$M_{b,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance au déversement ;

$N_{pl,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute

$N_{b,Rd}$: Valeur de calcul d'un élément comprimé au flambement ;

N_{Sd} : Effort normal ;

$N_{t\ sd}$: Effort normal de traction ;

$N_{c\ sd}$: Effort normal de compression ;

N_{pl} : Effort normal plastique ;

$N_{c,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression uniforme ;

Q : Charge d'exploitation ;

R : Coefficient de comportement de la structure ;

S : Surface ;

S : La charge de la neige ;

S_k : La charge de la neige sur le sol ;

V_{sd} : Valeur de calcul de l'effort tranchant ;

$V_{pl,d}$: Valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement ;

$V_{réf}$: Vitesse de référence du vent ;

W_{el} : Module de résistance élastique ;

W_{pl} : Module de résistance plastique ;

W : Poids de la structure

d : Diamètre d'une section circulaire ;

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 ;

r : Rayon d'une section circulaire ;

t : Épaisseur d'une pièce ;

t_f : Épaisseur d'une semelle de poutre ;

t_w : Épaisseur de l'âme de poutre ;

z : Hauteur au-dessus du sol ;

z_0 : Paramètre de rugosité ;

z_{eq} : Hauteur équivalente ;

Z_{min} : Hauteur minimale ;

χ : Coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié ;

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation ;

β_w : Facteur de corrélation ;

β_M : Facteur de moment uniforme équivalent ;

λ_M : Coefficient de sécurité ;

λ : Élancement ;

λ_{LT} : Élancement de déversement ;

α : Facteur d'imperfection ;

\emptyset : Rotation ;

\emptyset_{LT} : Rotation de déversement ;

τ : Contrainte limite de cisaillement en élasticité ;

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier ;

ξ : Pourcentage d'amortissement critique ;

η : Facteur de correction d'amortissement ;

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

μ : coefficient de forme de la charge de neige ;

Sommaire

Introduction générale	1
------------------------------------	----------

<u>Chapitre 01 : Présentation de projet</u>	2
--	----------

1. Introduction.....	3
2. Situation du projet.....	3
3. Caractéristiques.....	3
4. Règlements Utilisés.....	8
5. Les Actions agissant sur la structure.....	8
6. Les situations de projet.....	9
7. Les Combinaisons d'actions.....	9
7.1. Situation durable.....	9
7.2. Situations accidentelles.....	10
8. Limites des flèches et des déplacements.....	10

<u>Chapitre 02 : Etudes climatiques.....</u>	12
---	-----------

1. Introduction.....	13
2. Etude au vent : Détermination des différents paramètres ou coefficient de calcul.....	13
3. Calcul de la pression.....	15
3.1. Détermination de la pression dynamique $q_{dyn}(ze)$	15
3.2. Détermination du coefficient de la rugosité C_r	15

3.3. Détermination du coefficient d'exposition $C_e(z_e)$	16
3.4. Intensité de turbulence.....	16
3.5. Détermination de coefficient de pression extérieure C_{pe}	17
3.5.1. Vent parallèle au longpan V_1	18
3.5.2 Vent perpendiculaire au longpan sens V_2	21
4. Action de neige.....	25
4.1. But.....	25
4.2. Calcul des charges de neige.....	25
4.3. Charge de neige sur le sol.....	26
4.4. Coefficient de forme de la toiture.....	26
4.5. Calcul des charges de neige sur la toiture.....	26
4.6 Charge de la neige sur les obstacles.....	26

Chapitre 03 : Pré dimensionnement des éléments.....28

1. Calcul des pannes.....	29
1.1 Définition.....	29
1.2. Détermination des sollicitations.....	29
1.2.1. Evaluation des charges et surcharges.....	29
1.2.2 Les charges et surcharges appliquées.....	32
1.2.3 Les combinaisons d'actions.....	33
1.3 Principe de pré dimensionnement.....	34
1.3.1 Vérification à l'ELS (flèche).....	34
1.4 Dimensionnement des pannes.....	35
1.4.1 Condition de la flèche.....	35
1.4.2 Condition de la résistance (ELU).....	35
2. Dimensionnement des panneaux de couverture.....	40
2.1. Principe de choix d'un panneau sandwich.....	40
2.2. Panneaux couverture.....	40

2.2.1. Détermination de poids propre de la couverture.....	41
2.2.2. Détermination de la portée maximale.....	41
3. Calcul des liernes.....	42
3.1 Calcul de l'effort de tractions dans le lierne la plus sollicité.....	42
3.2 Calcul de la section des liernes.....	43
4. Calcul des lisses de bardage.....	43
4.1 Modes de fonctionnement.....	44
4.2 Données de calcul.....	44
4.3 Evaluation des charges et surcharges.....	44
4.3.1 Charges permanentes (G) :(perpendiculaire { l'âme).....	45
4.3.2 Surcharge climatique due au vent (v) (dans le plan de l'âme).....	45
4.3.2.1 Charges appliquées à l'ELU.....	45
4.3.2.2 Charges appliquées à l'ELS.....	46
4.4 Pré dimensionnement des lisses.....	46
4.5 Vérification à l'état limite ultime.....	46
4.5.1 Condition de résistance.....	46
4.5.2 Vérification au cisaillement.....	47
4.5.3 Vérification au déversement.....	47
5. Calcul des potelets.....	48
5.1. Calcul des charges et surcharges revenant au potelet le plus chargé.....	48
5.2. Le pré dimensionnement du potelet.....	49
5.3. Vérification de la stabilité au flambement flexion sous N et M à L'ELU.....	50
5.4. Vérification de la stabilité au déversement.....	52
<u>Chapitre 04 : Etude du plancher mixte.....</u>	54

1. Introduction.....	55
----------------------	----

2. Etude de la dalle collaborante.....	56
3. Evaluation des charges.....	56
4. Méthode de calcul.....	57
5. Vérification des solives.....	58
5.1 Phase de construction.....	58
5.2. Phase finale.....	60
6. Calcul des goujons connecteurs.....	64
7 .Calcul de la poutre maîtresse.....	66
7.1 Vérification des poutres maitresses (sommiers).....	67
7.2 Vérification en tenant compte du poids du profilé.....	69
7.3 Calcul des goujons connecteurs.....	73
8. Calcul de la poutre secondaire.....	75

Chapitre	05 :	Etude	de
<u>contreventement</u>.....78			

1 .Introduction.....	79
2 .Rôle des systèmes de contreventement.....	79
3 .Calcul de la poutre au vent en pignon.....	80
3.1. Evaluation des efforts dans la poutre au vent.....	80
3. 2. Calcul de la section brute A.....	81
3. 3. Vérification à la résistance ultime de la section.....	81
4. Calcul de la palée de stabilité en long pans.....	82
4. 1. Calcul de la section brute A.....	82
4. 2. Vérification à la résistance ultime de la section.....	82

Chapitre 06 : Pré dimensionnement des portiques.....84

CALCUL DES TRAVERSES.....	85
1. pré dimensionnement des traverses.....	85
1.1. Evaluation des charges et surcharge.....	85
1.2. Combinaisons des charges les plus défavorables.....	85
1.3 Vérification de condition de flèche.....	86
2. Pré dimensionnement des poteaux.....	87
2.1. Définition.....	87
2.2. Evaluation des charges et surcharge.....	87
2.3. Détermination de l'effort N par la descente de charges.....	87
2.4. Vérifications au flambement.....	88
3. Conclusion.....	89

Chapitre 07 : Etude sismique.....

1. Introduction.....	91
2. Choix de la méthode.....	91
3. Calcul de la force sismique.....	91
4. Vérification des déplacements.....	94

Chapitre 08 : Calcul des fondations.....

1. Introduction.....	96
2. Effort sollicitant : (treilles) système.....	96
2.1. Dimensionnement de la Semelle Intermédiaire.....	96
2.2. Détermination de d et h.....	97
2.3. Vérification des contraintes.....	97
2.4. Vérification de la stabilité au renversement.....	97
2.5. Détermination de la hauteur du patin 'e'.....	97
2.6. Calcul du ferrailage.....	97

2.7. Calcul de nombre des barres.....	98
2.8. Type d'ancrage.....	98
2.9. Semelle d'angle.....	99
2.10. Semelle centrale.....	100
3. Calcul des longrines.....	100
3.1. Dimensionnement des longrines.....	101
3.2. Calcul du ferrailage.....	101
3.3. Vérification de condition de non fragilité.....	102
3.4. Calcul d'armatures transversales.....	102
3.5. Calcul d'espacement des cadres.....	102

Chapitre 09 : Calcul des assemblages.....103

1. Introduction.....	104
2. Fonctionnement des assemblages.....	104
2.1. Le boulonnage.....	104
2.2. Le soudage.....	104
2.3 Fonctionnement par adhérence.....	104
2.4 Coefficient de frottement.....	105
3. Rôle des assemblages.....	105

4. Calcul d'assemblages.....	106
4.1. Assemblage traverse – traverse.....	106
4.2. Assemblage Poteau – traverse.....	110
4.3. Assemblage Poteau – Poutre.....	116
4.4. Assemblage du Palées de stabilités.....	122
4.5. Assemblage de la poutre au vent.....	125
4.6. Assemblage du Pieds de poteau encastré.....	127

Introduction générale :

L'utilisation du métal a commencé dans l'architecture et le génie civil à la fin du 19^{ème} siècle, L'industrie sidérurgique s'est développée en proposant des produits de construction (laminés ou moulés) adaptés à la construction d'ossatures métalliques - Charpente Métallique.

Ces éléments de construction "rigides" permettent de dégager de grands espaces utiles au sol. La portée des éléments d'ossature peut atteindre plusieurs dizaines de mètres. C'est le cas de certains bâtiments du tertiaire (halles, hypermarchés, gymnases, salles polyvalentes...) où le choix d'une ossature métallique permet de fermer des surfaces importantes en limitant la présence de porteurs verticaux.

En outre le poids de ces éléments d'ossature, comparé à ceux d'une même structure en béton armé (ou maçonnerie) les charges transmises au sol sont considérées allégées.

Associé à des éléments de peau "légers" (bardage, façades rideau ...), La réalisation des constructions métalliques est rapide car réalisée par un assemblage de poutres métalliques qui sont soit des profilés marchands soit des profilés reconstitués soudés PRS.

Ces produits sidérurgiques sont généralement obtenues par laminage à chaud ou à froid d'aciers doux (pour les structures porteuses) pour que leur rupture éventuelle se fasse après une importante déformation et non brutalement. Et de ce fait le cout de réalisation est très compétitif.

Dans ce contexte, et dans le cadre de notre formation, notre projet de fin d'étude s'est porté sur l'étude d'un ouvrage en ossature métallique. Cet ouvrage est un hangar à usage de stockage, implanté à la commune de Skikda.

L'objectif principal de notre mémoire sera de comprendre et de compléter les informations déjà acquises durant notre cursus, ensuite viendra le second but qui est de présenter un travail satisfaisant en vue d'obtenir le diplôme de Master en Génie civil option constructions métalliques.

Chapitre 01

Présentation de projet

1. Introduction :

Notre projet consiste à étudier un hangar de stockage avec toiture à deux versants, et ossature en charpente. Ce projet est actuellement en cours de réalisation par Société d'Engineering d'activités Immobilières et de service **ACTIM-Spa**.

2. Situation du projet :

Le présent projet est déjà implanté au niveau de Larbi Ben m'hidi BP 386 ZI SKIKDA qui est classée selon le règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003) comme zone de moyenne sismicité IIa.

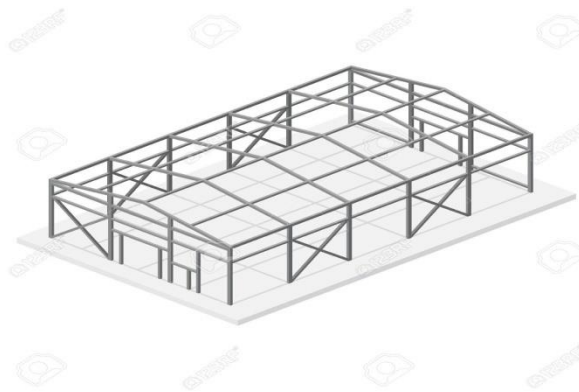


Figure 1. 1 : Présentation de l'ouvrage

3. Caractéristiques :

a. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- Longueur totale du hangar : 30.4 m
- Largeur totale du hangar : 15.4 m
- Surface totale du hangar : 468.16 m²
- Hauteur totale du hangar : 7.7 m
- Hauteur de la toiture : 1.7 m

b. Elément de l'ouvrage :

- Toiture a deux versants
- Bardage (panneau sandwich).
- Poteaux, poutres, pannes, lisses de bardages sont des éléments métalliques
- **Ouvertures :**
 - La façade principale du a quatre (4) ouvertures.
 - La façade arrière du pignon a trois (3) ouvertures.
 - La façade latérale a cinq (5) ouvertures.
- **Portique :**
 - Dans le sens pignon on a un portique de 15m.
 - Dans le sens long pan on a six (6) portiques de 6m.

c. Etude de sol :

L'étude de sol a été réalisée par le laboratoire des Travaux Publics de l'Est, Spa ; Le sol est constitué de dépôt argileux et limoneux avec sable et cailloutis, On le classe dans la catégorie de site meuble. A l'issue de cette étude, il en ressort :

- Une contrainte admissible $\sigma_{adm} = 1.6 \text{ bars}$
- Un système de fondation en semelles isolées (une profondeur d'ancrage de 2m.)

d. Planchers :

Le plancher composant les structures horizontales sont des planchers mixtes acier béton à dalles collaborant dont la composition est illustrée sur la figure suivante :

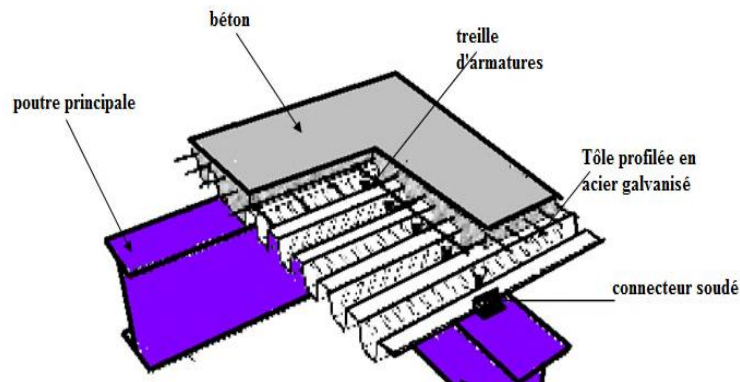


Figure 1. 2 : Composition d'une dalle mixte.

Le bac d'acier est un profile en tôle nervurée laminée {froid. Cet élément sert non seulement armature mais aussi de coffrage pour la dalle en béton armé. A cet effet, il permet :

- D'assurer un coffrage efficace et étanche en supprimant les opérations de décoffrage.
- De constituer une plateforme de travail avant la mise en œuvre du béton.

Les planchers reposant sur un ensemble de poutres (principales) et de solives (secondaires) métallique de type IPE ou HEB.

La liaison entre la dalle mixte et les poutres porteuses est assurée par des goujons connecteurs comme indiqué sur la figure 1.3.

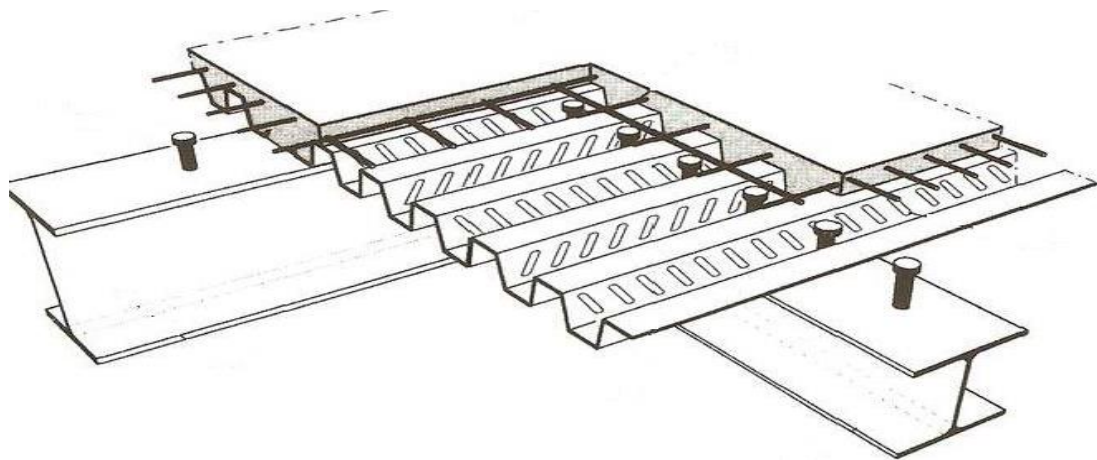


Figure 1. 3 : Représentation de la liaison entre une dalle mixte et les poutres porteuses par goujons connecteurs.

La toiture est en charpente métallique à deux versants. Elle est constituée de bacs de couverture en panneaux sandwichs reposant sur des pannes en IPE.

e. Les façades :

- Les murs extérieurs sont réalisés avec de panneau sandwich.

f. Le revêtement :

- Le revêtement horizontal sera en carrelage.

g. Conception du système de fondation :

Conformément aux recommandations de l'étude de sol, Le système de fondations choisi sera de type fondations superficielles en semelles isolées.

h. Matériaux utilisé :

a) Acier :

L'acier est constitué d'au moins deux éléments, le fer ; très majoritaire, et le Carbone dans les proportions comprises entre 0.1% pour l'acier doux a 0.85% pour l'acier dur. Outre le fer et le Carbone, l'acier peut comporter d'autre éléments qui lui sont associés soit :

- Involontairement comme le phosphore et le soufre qui sont les impuretés qui altèrent les propriétés des aciers.
- Volontairement comme le silicium, le manganèse, le nickel, le chrome...etc. ces derniers ont pour propriétés d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers (Résistance à la rupture, dureté, ductilité, résistance vis-à-vis de la corrosion,...).

➤ **Propriété de l'acier :**

1. Résistance :

Les nuances d'aciers et leurs résistances limites sont citées dans les **Eurocodes 03 et 04** ainsi que le **DTR CCM97** et ce, conformément à la norme **EN 10 025**. Pour notre

ouvrage ; notre choix s'est porté sur la **nuance S235** qui présente les meilleures propriétés de ductilité.

2. Ductilité :

L'acier de construction choisi doit satisfaire les conditions suivantes :

- Le rapport $f_u / f_y > 1.2$
- La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique ($\epsilon_u \geq 20 \epsilon_y$)
- A la rupture l'allongement relatif ultime ϵ_u doit être supérieure ou égal à 15%.

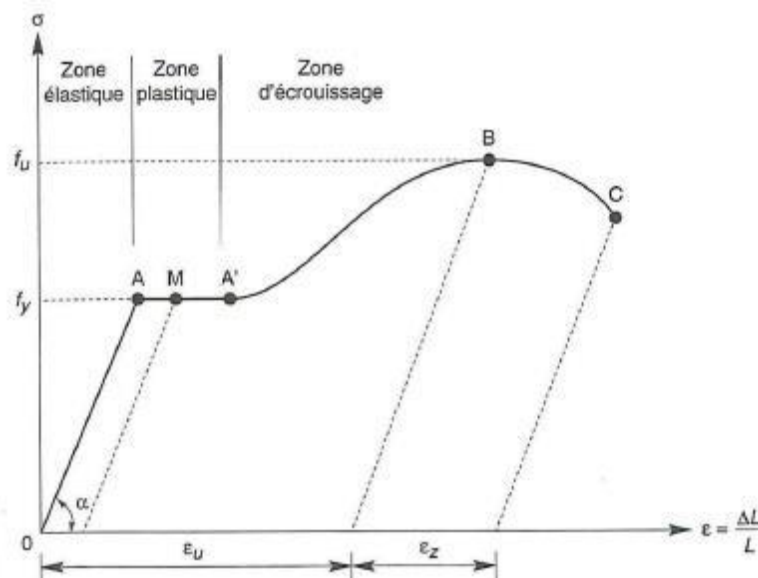


Figure 1. 4 : Diagramme effort /déformation de l'acier.

3. Propriétés mécaniques :

- Masse volumique : $\rho = 7850 \text{ Kg /m}^3$
- Module d'élasticité longitudinal : $E = 210000 \text{ MPa}$
- Module d'élasticité transversale : $G = E/2(1+\nu)$
- Coefficient de Poisson : $\nu = 0,3$
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12.10^{-6} /^\circ\text{C}$

b) Le béton :

Le béton est un mélange de matériaux « granulats » (sable, graviers), liants hydrauliques (ciment) ; de l'eau et éventuellement des adjuvants. Le mélange ainsi obtenu est appelé 'Béton frais' celui-ci commence à durcir après quelques heures et à atteindre progressivement sa résistance caractéristique.

➤ Propriétés du béton :

Le béton utilisé sera de classe C25 avec :

- Une résistance à la compression à 28 jours : **$F_{c28}=25\text{Mpa}$.**
- La résistance à la traction à 28 jours : **$F_{t28}=2.1\text{Mpa}$.**
- Le poids spécifique : **$\rho =25\text{KN}/\text{m}^3$**
- Coefficient de retrait : **$\varepsilon =4.10^{-6}$**

4. Règlements Utilisés :

- **RNV A99** : l'étude climatique se fera selon le règlement neige et vent Algérien 1999.
- **CCM97** et **Eurocode 3** : l'étude et le calcul des éléments de l'ouvrage se feront conformément à CCM97 et l'Eurocode 3.
- **RPA 99 V2003** : l'étude sismique se fera suivant le règlement parasismique Algérie RPA2003 version 2003.
- **DTR B.C.2.2** : charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- **C. B. A 93** ou **B.A.E.L91** : les éléments en béton armé seront calculés aux états limites conformément aux C. B. A 93 ou **B.A.E.L91**.
- **Eurocode 4** pour le calcul des planchers.

5. Les Actions agissant sur la structure :

Ce sont l'ensemble des forces et des couples dus aux charges auxquelles l'ouvrage sera soumis :

- Charges Permanentes : G
- Charges d'exploitations : Q
- Charges climatiques : le vent W et la neige S
- Charges Sismiques : E

6. Les situations de projet :

L'ouvrage sera étudié aux états limites selon deux situations de projets :

- En situation durable : les actions à considérer seront les actions permanentes, d'exploitation, et climatiques.
- Situation accidentelle : (en cas de séisme) : les actions à considérer dans ce cas seront les actions permanentes, d'exploitation, et les actions sismiques.

7. Les Combinaisons d'actions :

7.1. Situation durable :

a) Etat Limite Ultime :

Les états limites ultimes concernent la sécurité, telle la résistance aux charges, la stabilité et l'équilibre, lorsque la structure atteint le point où elle devient dangereuse pour l'usage auquel elle est destinée.

Pour les structures de bâtiments, on utilise la plus défavorable des deux formules suivantes :

-Cas d'une seule action variable Q : $1.35 G_{max} + G_{min} + 1.5 Q$

-Cas de plusieurs actions variables Q_i : $1.35 G_{max} + G_{min} + 1.35 (\sum Q_i)$

Avec :

G_{max} : Le poids propre pour l'action permanente de favorable.

G_{min} : Le poids propre pour l'action permanente défavorable.

Q : La surcharge d'exploitation.

b) Etat Limite de Service :

Les états limites de service concernent les états ou la structure, bien que « fonctionnelle », commence à se comporter de façon non satisfaisante en raison, par exemple, de vibrations ou de formations ou flèches excessives.

Le dimensionnement ou la vérification à l'ELS est basé sur la limitation des déformations (ou des flèches pour les travées de poutres et de déplacement horizontaux pour les têtes de poteaux)

Pour les structures de bâtiments, on utilise la plus défavorable des deux formules suivantes :

- Cas d'une seule action variable Q : $G + Q$
- Cas de plusieurs actions variables Q_i : $G + 0.9 (\Sigma Q_i)$

7.2. Situations accidentelles « RPA 99 version 2003 article 5.2 » :

Ce sont des actions qui ne surviennent que rarement durant la vie de l'ouvrage mais dont les conséquences peuvent être très néfastes, si des dispositions ne sont pas prises lors de la conception et de la réalisation de l'ouvrage. Parmi ces actions, on peut répertorier :

- l'action sismique notée E
 - le choc, l'incendie, l'explosion, etc....

Pour la détermination des sollicitations de calcul en situation accidentelle, les combinaisons d'actions {considérer sont celles mentionnées dans le RPA 99 article 5.2 ; Elles sont comme suit :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 G \pm E$: cette combinaison a été adoptée dans le cas où l'effet de G est favorable.

8. Limites des flèches et des déplacements :

Les structures en acier et leurs composants doivent être dimensionnés de manière que les flèches restent dans les limites appropriées à l'usage et l'occupation envisagée du bâtiment et à la nature des matériaux de remplissage devant être supportés.

Les valeurs limites recommandées pour les flèches verticales sont résumées dans le **tableau 4.1** du **CCM97** comme suit :

Conditions	δ_{\max}	δ_2
Toitures en général	L/200	L/250
Toiture supportant fréquemment du personnel autre que le personnel d'entretien	L/250	L/300
Planchers en général	L/250	L/300
Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou en autre matériaux fragiles ou rigides	L/250	L/300
Planchers supportant des poteaux (à moins que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état limite ultime	L/400	L/500
Cas où δ_{\max} peut nuire à l'aspect du bâtiment	L/250	/

Tableau 1. 1 : Valeurs recommandées pour les flèches verticales.

Avec :

- **δ_{\max}** : Flèche dans l'état final, par rapport à la droite reliant les appuis.
- **δ_2** : Variation de la flèche de la poutre due aux charges variable augmentée de toute déformation dans le temps due aux charges permanentes.

Chapitre 02

Etudes climatiques

1. Introduction :

Tout ouvrage doit résister aux actions verticales et horizontales. Parmi les actions horizontales on peut citer le vent. Vu sa légèreté, l'effet du vent sur une construction métallique est généralement prépondérant. Par conséquent, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ce, dans toutes les directions principales.

Le calcul des actions dues au vent sera mené conformément au règlement Neige et Vent du RNVA99. En effet, ce document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ces différentes parties.

Les valeurs de pression du vent dépendent d'un certain nombre de facteurs

- De la région
- Du site d'implantation
- De la hauteur de la construction
- De la forme géométrique de la construction
- Et de la rigidité de la construction

2. Etude au vent : Détermination des différents paramètres ou coefficient de calcul :

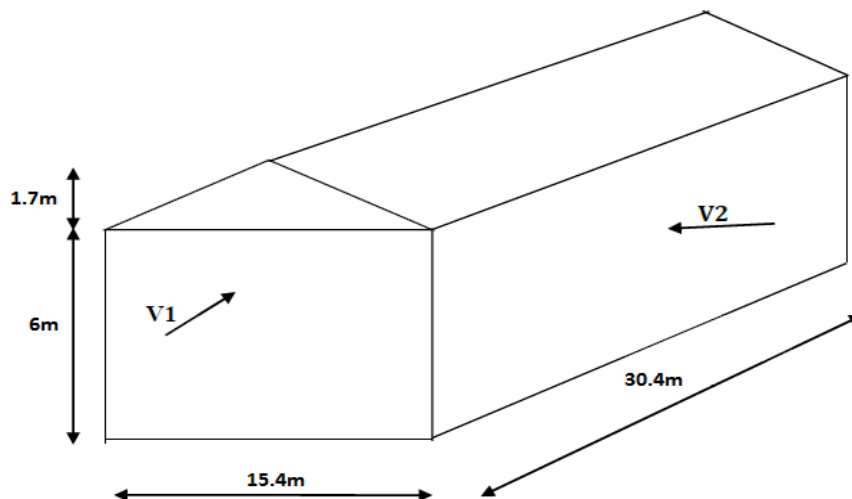


Figure 2. 1 : Les directions principales du vent.

a. Effet de la région :

Selon le RNVA 99, notre projet est situé à Larbi Ben m'hidi BP ZI SKIKDA qui est classé en zone II. Par conséquent, selon le tableau 2-3 du RNVA99, la pression dynamique de référence est comme suit : $q_{ref} = 435 \text{ N/ m}^2$.

b. Effet du site :

Cet effet est pris en compte à l'aide d'un coefficient appelé «coefficient d'exposition» ($C_e(z)$). Ce dernier prend en compte les effets de la rugosité du terrain par le coefficient de rugosité ($C_r(z)$) et de la topographie du site par le coefficient de topographie ($C_t(z)$).

La structure sera implantée dans une zone industrielle :

D'où :

- Le facteur de terrain $K_T = 0.19$
- Le paramètre de rugosité $Z_0 = 0.05$ (tableau 2-4, chapitre 2 RNVA99).
- La hauteur minimal $Z_{min} = 2\text{m}$.

Avec :

- K_T : Le facteur de terrain.
- $Z_0(\text{m})$: Le paramètre de rugosité.
- $Z_{min}(\text{m})$: La hauteur minimale.

c. Coefficient de topographie :

Le site est plat, le coefficient de topographie $C_T = 1$. (Tableau 2-5, chapitre 2 RNVA99).

d. Calcul du coefficient dynamique C_d :

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

La valeur du coefficient dynamique C_d pour les structures métalliques est donnée par le paragraphe valeur simplifiée. (Chapitre 3 : coefficient dynamique dans RNVA99).

$C_d=1$. Bâtiment dont la hauteur est inférieure à 15m.

3. Calcul de la pression :

3.1. Détermination de la pression dynamique $q_{dyn}(ze)$:

La pression dynamique de pointe $q_{dyn}(ze)$ à la hauteur de référence Ze est donnée par :

$q_{dyn}(ze)=q_{ref} \times C_e(Ze)$ (N/m²) Chapitre II § 2. 3 RNVA99

Tel que : **$q_{ref}=435$ N/m²**

$C_e(ze)$: coefficient d'exposition au vent.

3.2. Détermination du coefficient de la rugosité Cr :

Le coefficient de rugosité $Cr(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. il définit par la loi logarithmique (logarithme népérien). Chapitre 2 § 2.4.5 RNVA99.

$$Cr(z) = K_t \times \begin{cases} \ln \frac{Z}{Z_0} , & \text{si } Z_{min} < Z < 200m \\ \ln \frac{Z_{min}}{Z_0} , & \text{si } Z < Z_{min} \end{cases}$$

Avec :

- K_t : Facteur de terrain.
- Z_0 : Paramètre de rugosité.
- Z_{min} : Hauteur minimale.

Z : Hauteur considérée

Tel que : $Z_0=0,05$ m, $Z_{min}=2$ m

$Z=7.7$ m dans la toiture.

$Z=6$ m dans les parois verticales.

➤ Dans la toiture :

$Z = 7.7$ m , $Z_{min}=2$ m < $Z=7.7$ m < 200 m

$$Cr(7.7) = KT \times \ln \frac{Z}{Z_0} = 0.19 \times \ln \frac{7.7}{0.05} = 0.957$$

$$\rightarrow Cr(7.7) = 0.957$$

➤ **Dans la paroi vertical :**

$$Z = 6 \text{ m}, Z_{\min} = 2 \text{ m} < Z = 6 \text{ m} < 200 \text{ m}$$

$$Cr(6) = KT \times \ln \frac{Z}{Z_0} = 0.19 \times \ln \frac{6}{0.05} = 0.909$$

$$\rightarrow Cr(6) = 0.909$$

3.3. Détermination du coefficient d'exposition $C_e(z)$:

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(z)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol, il tient compte de la nature turbulente du vent.

$C_e(z)$ est donné par la formule suivante :

$$C_e(z) = Ct^2(z) \times Cr^2(z) + [1 + 7 \times Iv(z)]$$

- Cr : coefficient de rugosité.
- Ct : coefficient de topographie.
- $Iv(z)$: l'intensité de la turbulence.
- z (en m) est la hauteur considérée.

3.4. Intensité de turbulence :

L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et est donnée par l'équation 2.5 et a et b.

$$\rightarrow Iv(z) = \frac{1}{Ct(z) \times \ln \frac{Z}{Z_0}} \quad \text{pour} \quad Z > Z_{\min}$$

$$\rightarrow Iv(z) = \frac{1}{Ct(z) \times \ln \frac{Z_{\min}}{Z_0}} \quad \text{pour} \quad Z \leq Z_{\min}$$

Parois vertical : $Z = 6 > Z_{\min} = 2$

$$I_v(6) = \frac{1}{1 \times \ln \frac{6}{0.05}} = 0.208$$

Toiture : $Z=7.7 > Z_{\min}=5$

$$I_v(7.7) = \frac{1}{1 \times \ln \frac{7.7}{0.05}} = 0.198$$

Donc on peut déterminer la pression d'exposition $C_e(z)$:

Paroi vertical :

$$C_e(6) = 0.909^2 \times 1^2 + [1 + 7 \times 0.208] \quad \rightarrow \quad C_e(6) = 3.28$$

Toiture :

$$C_e(7.7) = 0.957^2 \times 1^2 + [1 + 7 \times 0.198] \quad \rightarrow \quad C_e(7.7) = 3.30$$

On a : $q_{\text{dyn}}(ze) = q_{\text{ref}} \times C_e(ze)$

On résume les résultats dans le tableau suivant :

	Ce	qref [N/m2]	qdyn [N/m2]
Parois verticales	3.28	435	1426.8
Toiture	3.30	435	1435.5

Tableau 2. 1 : valeur de qref, qdyn, Ce

3.5. Détermination de coefficient de pression extérieure C_{pe} :

Les coefficients de pression extérieure C_{pe} applicables aux bâtiments et aux parties de bâtiments dépendent de la dimension de la surface chargée A , qui est la surface de la construction produisant l'action du vent dans la section à calculer. Les coefficients de pression extérieure sont donnés pour des surfaces chargées A de 1 m^2 et 10 m^2 dans les tableaux relatifs aux configurations de bâtiment appropriées ; ils sont notés C_{pe1} pour les coefficients locaux, et C_{pe10} pour les coefficients globaux, respectivement.

(Chapitre 5 : coefficient dépression RNVA99).

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

Tel que : S : est la surface chargée de la paroi considérée en m^2 .

3.5.1. Vent parallèle au longpan V1 :

- pour les parois verticales :

Pour cette direction du vent on a : $b=30.4$ m, $d=15.4$ m, $h=7.7$ m et

$$e = \min[b, 2h] = 15.4 \text{ m} \rightarrow e = 15.4 \text{ m}$$

Et on a : $d=15.4 \text{ m} \geq e=15.4 \text{ m}$.

Donc on utilise la légende suivante : 5.2 du chapitre 5 RNVA99

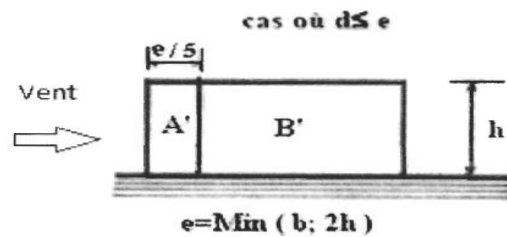


Figure 2. 2 : légende relative aux murs verticaux

Zones	A	B	D	E
Surface m^2	36.48	145.92	92.4	92.4
Cpe	-1.0	-0.8	+0.8	-0.3

Tableau 2. 2 : valeurs de surface et de coefficient Cpe de chaque zone de parois vertical

On Remarque que toutes les surfaces sont supérieures à $10 m^2$ est : **Cpe = Cpe10**

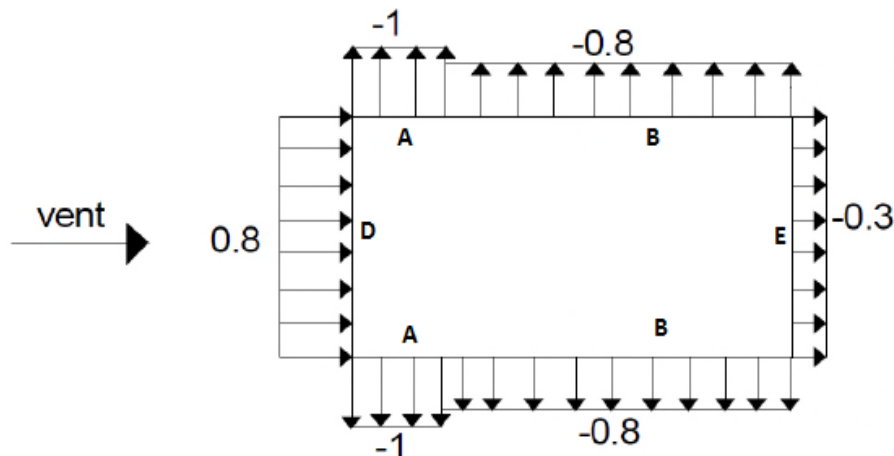


Figure 2. 3 : légende pour les parois verticales.

- **Toiture :**

Dans notre cas la toiture est à deux versants avec une pente d'angle $\alpha=6.51^\circ$; Selon RNVA 99 (§5.1.5 chap5) Les différentes zones de pression F, G, H et I sont représentées sur la figure suivante :

$b = 15.4\text{m}$; $d = 30.4\text{m}$; $h = 7.7\text{m}$; $e = \min [b; 2h] = 15.4\text{m}$; $e/4 = 3.85\text{m}$; $e/2 = 7.7\text{m}$; $e/10 = 1.54\text{m}$.

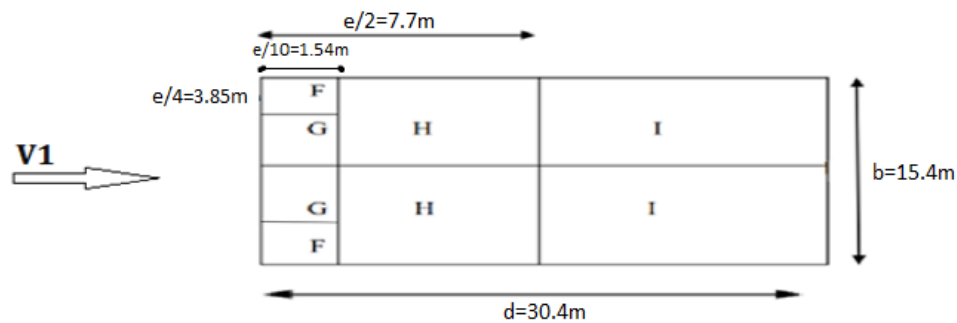


Figure 2. 4 : Répartition des zones de pression sur la toiture sens V1

Les valeurs de C_{pe} sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour $\alpha=15^\circ$ et $\alpha=30^\circ$ tirées du tableau 5.4 RNVA99 ($\theta=90^\circ$).

Zone	F	G	H	I
Surfacem ²	5.93	5.93	10.52	59.29
Cpe	-1.2	-1.35	-0.7	-0.5

Tableau 2. 3 : Valeur de C_{pe} pour la toiture sens V1

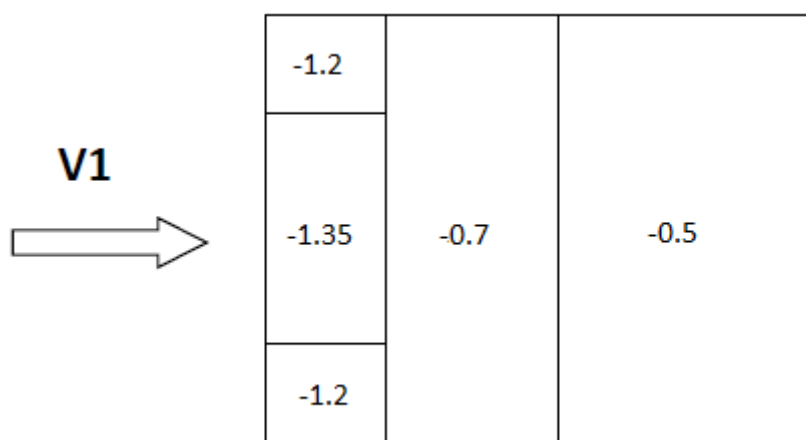


Figure 2. 5 : Valeurs de C_{pe} pour la toiture sens V1

3.5.1. A. Coefficient de pression intérieure Cpi :

On détermine l'indice de perméabilité μ_p :

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

Notre hangar possède :

- Série de fenêtres de dimension (3.2×1) dans pignon 1.
- 2 Séries de fenêtres de dimension (3.98×1) dans pignon 1.
- Porte de dimension (4.8×3) dans pignon 1.
- Série de fenêtres de dimension (3.2×1) dans pignon 2.
- 2 Séries de fenêtres de dimension (3.98×1) dans pignon 2.
- 2 Séries de fenêtres de dimension (3.2×1) dans longpan 1.
- 3 Séries de fenêtres de dimension (5.6×1) dans longpan 1.
- 2 Séries de fenêtres de dimension (3.2×1) dans longpan 2.
- 3 Séries de fenêtres de dimension (5.6×1) dans longpan 2.

On a : $h = 7,7$ m, $d = 15.4$ m.

➔ $\mu_p = 0.69$; et le rapport $(h/d) = 0.5$ d'après la figure 5.14 on aura :

➔ **Cpi = -0.07**

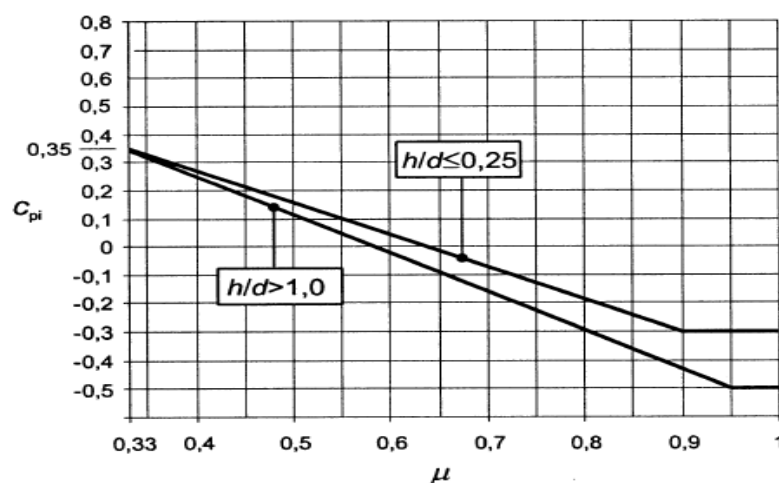


Figure 2. 6 : Coefficients de pression intérieure applicables pour des ouvertures uniformément réparties.

3.5.1. B. Calcul des pressions :

Ainsi, dans le cas de vent longitudinal agissant sur pignon, et en utilisant la formule :

$$q_j = C_d \cdot q_{dyn} \cdot (Z_j) \cdot (C_{pe} - C_{pi})$$

On obtient les valeurs des pressions q_j . Données dans les tableaux suivants :

- **Parois verticales :**

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	q_j [N/m ²]
A	1	1426.8	-1.0	-0.07	-1326.92
B	1	1426.8	-0.8	-0.07	-1041.56
D	1	1426.8	+0.8	-0.07	+1241.32
E	1	1426.8	-0.3	-0.07	-328.16

Tableau 2. 4 : Valeurs des pressions q_j pour le sens V1.

- **Toiture :**

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	q_j [N/m ²]
F	1	1435.5	-1.2	-0.07	-1622.12
G	1	1435.5	-1.35	-0.07	-1837.44
H	1	1435.5	-0.7	-0.07	-904.37
I	1	1435.5	-0.5	-0.07	-617.27

Tableau 2. 5 : Valeurs des pressions q_j pour la toiture sens V1.

3.5.2 Vent perpendiculaire au longpan sens V2 :

Pour cette direction du vent, nous suivrons les mêmes étapes que pour le sens V1.

3.5.2. A. Coefficient de pression intérieure C_{pi} :

- **Parois verticales :**

Pour cette direction du vent on a $b = 30.40$ m, $d = 15.4$ m, $h = 7.7$ m

$$e = \min [b ; 2 h] = \min [30.4 ; 2 \times 7.7] = 15.4 \text{ m.}$$

$$e = 15.4 \text{ m} > d = 15.4 \text{ m}, e/5 = 3.08 \text{ m}$$

Les zones de pressions et les valeurs respectives des coefficients correspondant à cette zone sont données sur la figure ci-dessous :

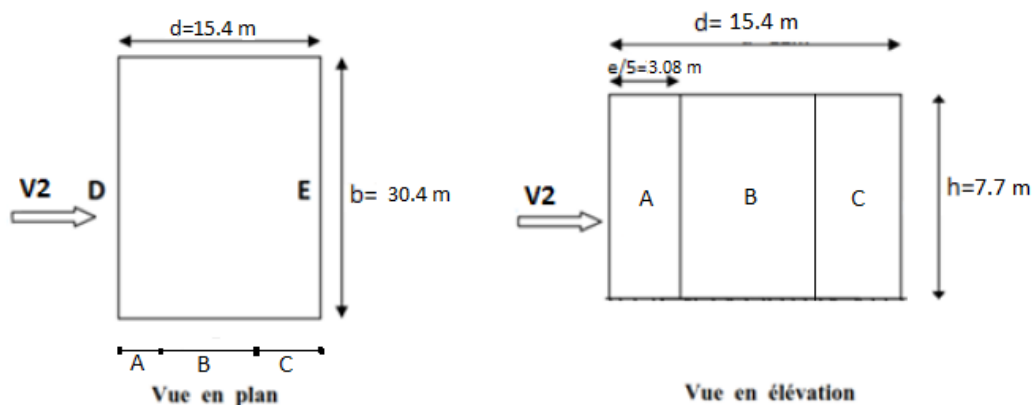


Figure2. 7 : Vue en plan et en élévation des zones de pressions sens V2.

Pour cette direction toutes les surfaces sont supérieures à 10m^2 , donc $C_{pe}=C_{pe10}$.

Zone	A	B	C	D	E
Surface m^2	23.72	71.15	23.72	234.08	234.08
Cpe	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau 2. 6 : valeurs de surface et Cpe de chaque zone de parois sens V2

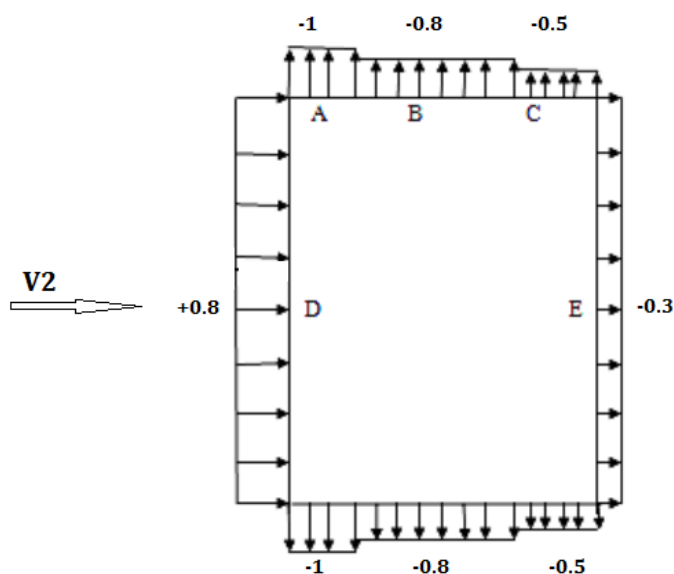


Figure 2. 8 : Cpe10 correspondant à chaque zone de parois verticales sens V2.

➤ Toiture

Pour les versants de toiture, les valeurs des coefficients de pressions extérieurs C_{pe} sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour $\alpha=5^\circ$ et $\alpha=15^\circ$ tirées du tableau 5.4 RNVA99 pour $\theta=0^\circ$.

On a: $b = 30.4 \text{ m}$; $d = 15.4 \text{ m}$; $h = 7.7 \text{ m}$; $e = \min [b; 2h] = 15.4 \text{ m}$; $e/4 = 3.85 \text{ m}$; $e/10 = 1.54 \text{ m}$.

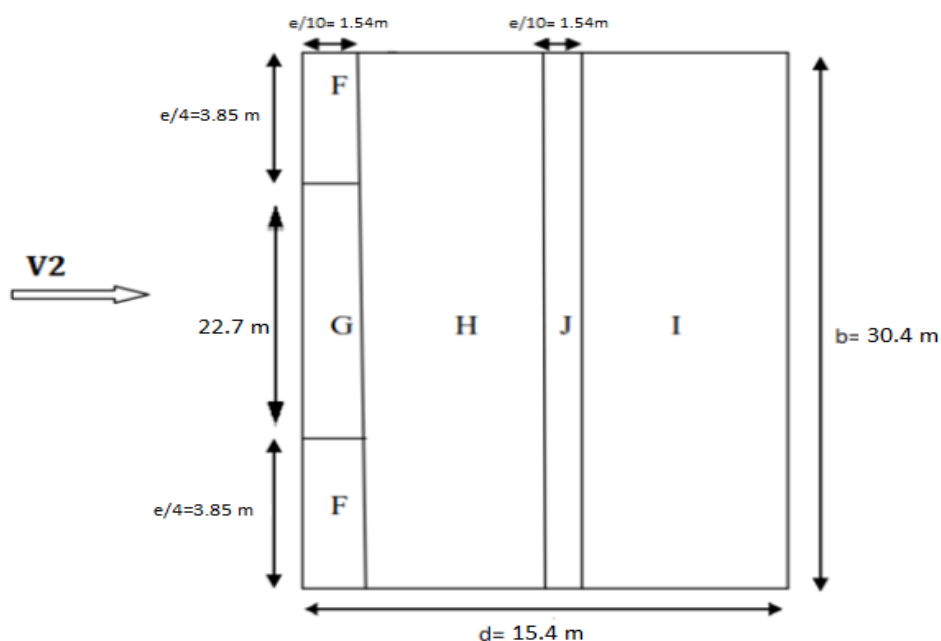


Figure 2. 9 : Répartition des zones de pression sur la toiture sens V2.

Pour cette direction toutes les surfaces sont supérieures à 10m^2 , donc $C_{pe}=C_{pe10}$;
sauf le **F** ➔ $C_{pe}=C_{pe1} + (C_{pe10}-C_{pe1}) \times \log_{10}(5.93)$

Zone	F	G	H	I	J
Surface m^2	5.929	34.96	187.26	187.26	46.816
Cpe	-1.94	-1.05	-0.85	-0.55	-0.75

Tableau 2. 7 : Valeurs de C_{pe10} pour la toiture sens V2.

F -1.94			
G -1.05	H -0.85	I -0.75	J -0.55
F -1.94			

Figure 2. 10 : Valeurs de Cpe pour la toiture.

On détermine l'indice de perméabilité μ_p :

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

Notre hangar possède :

- Série de fenêtres de dimension (3.2×1) dans pignon 1.
- 2 Séries de fenêtres de dimension (3.98×1) dans pignon 1.
- Porte de dimension (4.8×3) dans pignon 1.
- Série de fenêtres de dimension (3.2×1) dans pignon 2.
- 2 Séries de fenêtres de dimension (3.98×1) dans pignon 2.
- 2 Séries de fenêtres de dimension (3.2×1) dans longpan 1.
- 3 Séries de fenêtres de dimension (5.6×1) dans longpan 1.
- 2 Séries de fenêtres de dimension (3.2×1) dans longpan 2.
- 3 Séries de fenêtres de dimension (5.6×1) dans longpan 2.

On a : h = 7,7 m, d = 30.4 m.

➔ $\mu_p = 0.72$; et le rapport (h/d)=0.25 d'après la figure 5.14 on aura :

➔ **C_{pi} = -0.09**

- **Calcul des pressions :**
- En utilisant la formule : $q_j = C_d \cdot q_{dyn}(z_j) \cdot (C_{pe} - C_{pi})$ [N/m²], On obtient les valeurs des pressions q_j . Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

- **Parois verticales :**

Zone	Cd	qdyn	Cpe	Cpi	qj[N/m ²]
A	1	1426.8	-1.0	-0.09	-1298.38
B	1	1426.8	-0.8	-0.09	-1013.03
C	1	1426.8	-0.5	-0.09	-584.99
D	1	1426.8	+0.8	-0.09	+1269.85
E	1	1426.8	-0.3	-0.09	-299.63

Tableau 2. 8 : Valeurs des pressions q_j pour le Deuxième étage sens V2.

- **Toiture :**

Zone	Cd	qdyn	Cpe	Cpi	qj[N/m ²]
F	1	1435.5	-1.94	-0.09	-2655.67
G	1	1435.5	-1.05	-0.09	-1378.08
H	1	1435.5	-0.85	-0.09	-1090.98
I	1	1435.5	-0.75	-0.09	-947.43
J	1	1435.5	-0.55	-0.09	-660.33

Tableau 2. 9 : Valeurs des pressions q_j pour la Toiture sens V2.

4. Action de neige :

4.1. But :

Le but de cette étude c'est de définir les valeurs représentatives de la charge statique de la neige sur toute surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de neige et notamment sur la toiture.

4.2. Calcul des charges de neige :

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

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

RNVA 99, P : 18

Avec :

Sk: charge de neige sur le sol, elle est en fonction de l'altitude et de la zone de neige.

μ: coefficient d'ajustement des charges, il est en fonction de la forme de la toiture.

4.3. Charge de neige sur le sol :

Notre projet est implanté à Larbi Ben m'hidi a SKIKDA qui est classé en zone B selon la classification de RNVA 99 avec une altitude de 300 m. Donc **Sk** est donnée

par la formule : $S_k = \frac{0.04 \times H + 10}{100}$ (RNVA 99, P:21).

$$S_k = \frac{0.04 \times 300 + 10}{100} = 0.22 \text{ KN/m}^2$$

4.4. Coefficient de forme de la toiture :

Il est on fonction de la forme de la toiture.

Dans note cas le bâtiment a une toiture à deux versants avec une pente α de : $0^\circ \leq \alpha \approx 25.68^\circ \leq 30^\circ$

D'où l'on aura le coefficient de pente : **μ=0.8** (Tableau 6.2, § 6.2.2.2, RNVA 99)

4.5. Calcul des charges de neige sur la toiture :

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

$$S = \mu \cdot S_k \quad [\text{kN/m}^2]$$

$$\text{A.N. :} \quad S = 0.8 \times 0.22 = 0.176 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

4.6 Charge de la neige sur les obstacles :

Les obstacles tels que les cheminées, barrière à neige, garde corps acrotère, ou autres, doivent être vérifiés sous l'action d'une force **F_s** due au glissement d'une masse de neige sur la toiture.

Cette force **FS** exercée dans la direction de ce glissement par unité de largeur est donnée par la formule suivante :

$$F_s = S \cdot b \cdot \sin \alpha \quad [\text{KN/m}]$$

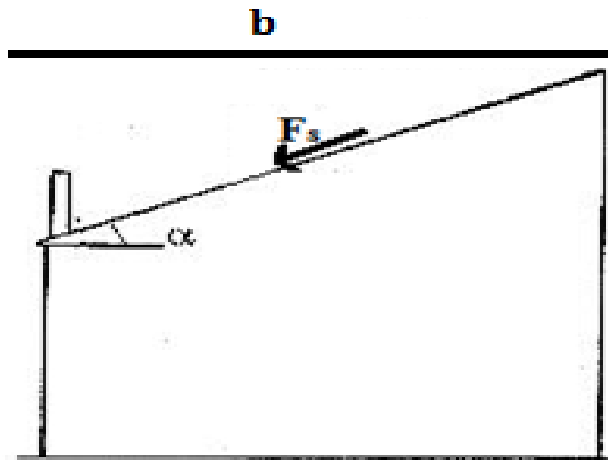


Figure 2. 11 : Force exercée sur l'acrotère.

Où :

- S : (en KN /m2) est la charge de la neige sur la toiture calculée précédemment.
- B : (en m) est la distance en plan entre l'obstacle et le faite de la toiture.
- A : (en degré) est l'angle du versant de la toiture.

Application numérique :

$$F_s = 1.76 \times 7.7 \times \sin(25.68)$$

$$F_s = 5.872 \text{ KN/m}$$

Chapitre 03

Pré dimensionnement des éléments

1. Calcul des pannes:

1.1 Définition :

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

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

Dans notre structure nous utiliserons des UPN

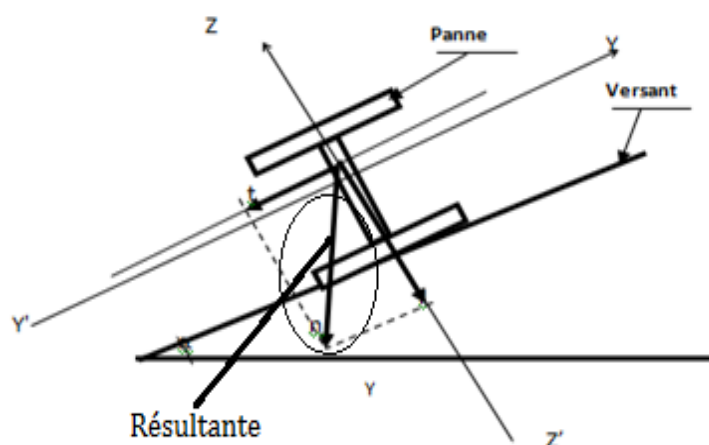


Figure 3.1 : Disposition de la panne.

On étudie la panne la plus sollicitée qui est la panne intermédiaire de portée $L=6m$, incliné d'un angle $\alpha = 25.68^\circ$ et dans l'entraxe « e » égale à 1.2 m.

1.2. Détermination des sollicitations :

1.2.1. Evaluation des charges et surcharges :

a) Les charges permanentes (G) :

- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs).....12.9 Kg/m².
- Poids propre d'accessoire d'attache1.5 Kg/m².
- Poids propre de la panne estimé(IPE120).....16.4 Kg/m.

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

e : espacement entre les pannes (e= 1,2m)

$$G = (12.9 + 1.5) \times 1,3 + 16.4 = 35.12 \text{ Kg/m}$$

$$G = 0.351 \text{ KN/m}$$

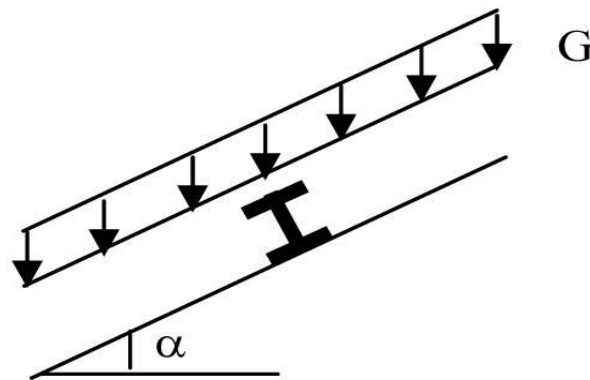


Figure 3.2. Schéma statique des charges permanentes G sur les pannes.

b) Surcharges d'entretien (P) :

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

Afin d'unifier l'expression de la flèche sous les charges (charges permanentes) et les surcharges (charges d'exploitations), on cherche la charge uniformément répartie équivalente qui nous donne le même moment trouvé par les deux charges concentrées. La charge uniformément répartie (P_{eq}) due à la surcharge d'entretien est obtenue en égalisant le moment maximal au moment maximal du aux charges ponctuelles (P).

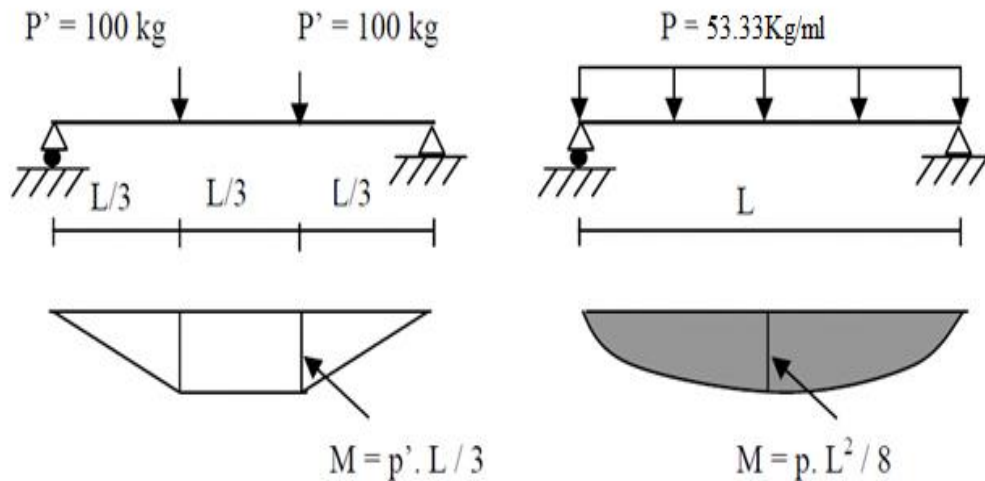


Figure 3.3. Schéma statique de la poutre équivalente.

$$M_{\max} = Pl/3$$

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

Afin d'unifier l'expression de la flèche sous les charges (charges permanentes) et les surcharges (charges d'exploitation), on cherche la charge uniformément répartie équivalente qui nous donne le même moment trouvé par les deux charges concentrées.

La charge uniformément répartie (P) due à la surcharge d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments max due à P aux charges ponctuelles (Peq).

$$M_{\max} = P'l/3 = Pl^2/8$$

$$P = (8 \cdot P') / (3 \cdot l) = (8 \cdot P') / (3 \cdot l) = (8 \cdot 100) / (2 \cdot 6) = 44,44 \text{ kg/ml}$$

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

c) Surcharges climatiques :

• Surcharge du vent (W) :

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent de dépression défavorable donc le

$C_{pi} = -0,09$ zone F tel que la charge considérée est : -2655.67 N/m^2

D'où :

$$W = (-2.655 \times 1.2) = -3.186 \text{ KN/ml}$$

• Due à la neige :

La charge de la neige maximale est $S = 0.176 \text{ KN/m}^2$

D'où:

$$S = (0.176 \times 1.2) = 0.211 \text{ KN/ml}$$

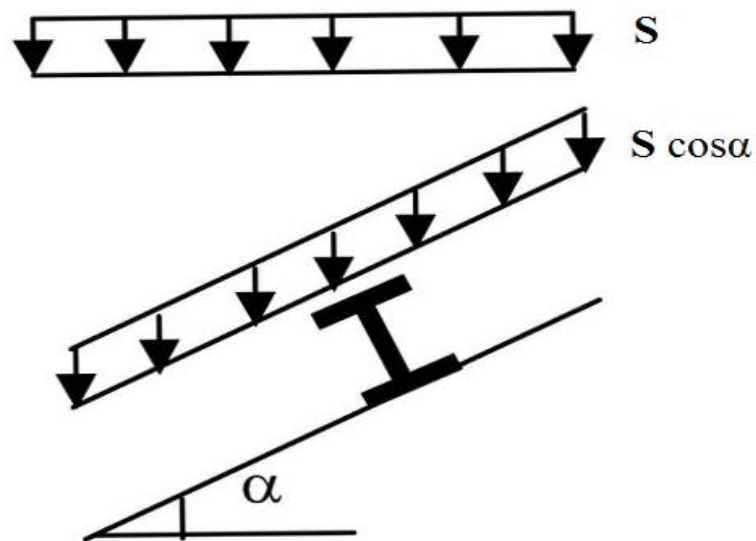


Figure 3.4. Schéma statique de panne sous surcharge de la neige.

1.2.2 Les charges et surcharges appliquées :

$$G = 0.351 \text{ KN/ml.}$$

$$W = -3.186 \text{ KN/ml.}$$

$$S = 0.211 \text{ KN/ml.}$$

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

Décomposition des charges :

→ Suivant l'axe Z-Z :

$$G_z = G \cos \alpha = 0.316 \text{ KN/m.}$$

$$Q_z = Q \cos \alpha = 0.4 \text{ KN/m.}$$

$$W_z = W = -3.186 \text{ KN/m.}$$

$$S_z = S \cos \alpha = 0.190 \text{ KN/m.}$$

→ Suivant l'axe Y-Y :

$$G_y = G \sin \alpha = 0.152 \text{ KN/m.}$$

$$Q_y = Q \sin \alpha = 0.192 \text{ KN/m.}$$

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

$$S_y = S \sin \alpha = 0.091 \text{ KN/m.}$$

1.2.3 Les combinaisons d'actions :

1) ELU :

→ Suivant l'axe z-z :

$$\text{Comb 1} = 1.35G_z + 1.5Q_z = 1.026 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 2} = 1.35G_z + 1.5S_z = 0.712 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 3} = G_z + 1.5W = -4.463 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 4} = G_z + 1.35W + S_z = -3.795 \text{ KN/ml}$$

→ Suivant l'axe y-y :

$$\text{Comb 1} = 1.35G_y + 1.5S_y = 0.342 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 2} = 1.35G_y + 1.5Q_y = 0.493 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 3} = 1.35G_y = 0.021 \text{ KN/ml}$$

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

$$q_{uz} = 1.35G_z + 1.5Q_z = 1.026 \text{ KN/ml}$$

$$q_{uy} = 1.35G_y + 1.5Q_y = 0.493 \text{ KN/ml}$$

2) ELS :

→ Suivant l'axe z-z :

$$\text{Comb 1} = G_z + Q_z = 0.716 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 2} = G_z + S_z = 0.506 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 3} = G_z + W = -2.87 \text{ KN/ml}$$

→ Suivant l'axe y-y :

$$\text{Comb 1} = G_y + Q_y = 0.344 \text{ KN /ml}$$

$$\text{Comb 2} = G_y + S_y = 0.243 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 3} = G_y + W = 0.152 \text{ KN/ml}$$

Selon les deux axes Y et Z ; les charges maximales à l'ELS /ml revenant à la panne la plus sollicitée

$$q_{sz} = G_z + Q_z = 0.716 \text{ KN/ml}$$

$$q_{sy} = G_y + Q_y = 0.344 \text{ KN/ml}$$

1.3 Principe de pré dimensionnement :

Les pannes sont sollicitées à la flexion déviée (flexion bi axiale).

Elles doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

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

Généralement, on fait le pré dimensionnement des pannes par l'utilisation de la condition de flèche, puis on fait la vérification de la condition de résistance.

1.3.1 Vérification à l'ELS (flèche) :

➔Vérification à l'ELS :

La flèche à l'état limite de service se fait avec les charges et surcharges de service (non pondérée) : $F \leq F_{adm}$.

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

$$F_z = \frac{5 \times Q_z \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{l}{200} \quad \rightarrow \quad I_y \geq \frac{5 \times Q_z \times 200 \times l^3}{384 \times E} = \frac{5 \times 0.716 \times 10^{-2} \times 200 \times 600^3}{384 \times 21000}$$
$$I_y \geq 259.3 \text{ cm}^4$$

$$605 \text{ cm}^4 \geq 259.3 \text{ cm}^4 ; \text{ donc on opte pour un UPN 140}$$

$$I_y = 605 \text{ cm}^4 \quad I_z = 62.7 \text{ cm}^4$$

Ces caractéristiques sont :

$$\begin{array}{lll} h = 140 \text{ mm.} & P = 16.4 \text{ kg/ml} & b = 60 \text{ mm} \\ A = 20.4 \text{ cm}^2 & t_w = 7 \text{ mm.} & t_f = 10 \text{ mm} \end{array}$$

Poids propre réel :

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

$$G = (12.9 + 1.5) \times 1.2 + 16.4 = 33.68 \text{ Kg/ml}$$

$$G = 0.338 \text{ KN/ml}$$

$$G_z = 0.338 \times \cos 25.68^\circ = 0.304 \text{ KN/ml}$$

$$G_y = 0.338 \times \sin 25.68^\circ = 0.146 \text{ KN/ml}$$

Les combinaisons les plus défavorables :

A L'ELU:

$$q_z = 1.026 \text{ KN/m.}$$

$$q_y = 0.493 \text{ KN/m.}$$

A L'ELS :

$$q_z = 0.716 \text{ KN/m.}$$

$$q_y = 0.344 \text{ KN/m.}$$

1.4 Dimensionnement des pannes :

1.4.1 Condition de la flèche :

a) Calcul de la flèche suivant l'axe Z-Z :

$$F_z = \frac{5 \times Q_z \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{l}{200} \quad \Rightarrow \quad F_z = \frac{5 \times 0.716 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 605} \leq \frac{600}{200}$$
$$\Rightarrow \quad \mathbf{0.95 \text{ cm} \leq 3 \text{ cm}}$$

Condition vérifiée

b) Suivant l'axe Y-Y :

$$\Rightarrow \quad F_z = \frac{5 \times 0.344 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 605} \leq \frac{600}{200}$$
$$\Rightarrow \quad \mathbf{0.46 \text{ cm} \leq 3 \text{ cm}}$$

Condition vérifiée

1.4.2 Condition de la résistance (ELU) :

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

a) Vérification à la flexion déviée :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

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

Et : $M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8}$

Tel que :

➔ Axe Z-Z :

$$M_{z,sd} = \frac{q_z \times l^2}{8} = \frac{1.026 \times 6^2}{8} = 4.617 \text{ KN.m}$$

➔ Axe Y-Y :

$$M_{y,sd} = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{0.493 \times 6^2}{8} = 2.218 \text{ KN.m}$$

Et : $M_{pl} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}}$ et pour le γ_{m0} on doit déterminer la classe du profile.

Détermination de la classe de profile :

• **Ame** : $d/t_w = 98/7 = 14 \leq 72\varepsilon$

Et : $\varepsilon = \sqrt{(235/f_y)} = \sqrt{(235/235)} = 1$

➔ **Ame de classe 1**

• **Semelle** : $c/t_f = b/2/t_f = 30/10 = 3 \leq 10\varepsilon = 10$

➔ **Semelle de classe 1**

Donc la section de classe 1. $\gamma_{m0} = 1$

$$M_{pl,y,rd} = W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 24.205 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,z,rd} = W_{pl,z} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 6.65 \text{ KN.m}$$

$$\left[\frac{4.617}{24.205} \right]^2 + \left[\frac{2.219}{6.65} \right]^1 = 0.37 \leq 1 \quad \rightarrow \text{Donc la flexion bi-axiale est vérifiée}$$

b) Vérification au cisaillement :

Pour la vérification au cisaillement on utilise la condition suivante :

$$V_{z,sd} \leq V_{pl,rd} \dots\dots\dots[EC .3 p158]$$

$$V_{y,sd} \leq V_{pl,y,rd} \dots\dots\dots[EC .3 p158]$$

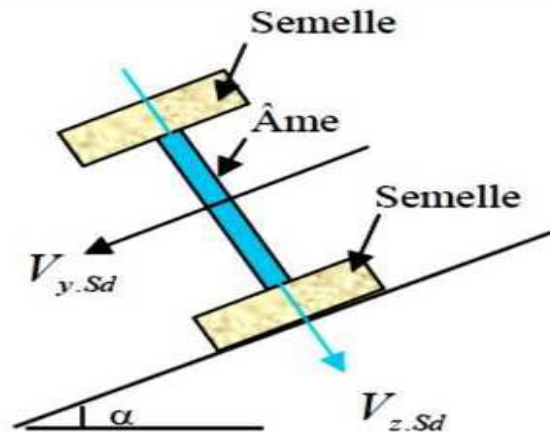


Figure 3.5. Représentation de cisaillement de la panne

$$A_{vz} = 10.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{vy} = A = 20.4 \text{ cm}^2$$

$$V_{z,sd} = \frac{Q_z \times l}{2} = \frac{1.026 \times 6}{2} = \mathbf{3.08 \text{ KN}}$$

$$V_{pl,z,rd} = A_{vz} \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = 10.41 \times \frac{23.5}{\sqrt{3} \times 1} = \mathbf{141.24 \text{ KN}}$$

D'où :

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

$$\mathbf{3.08 \text{ KN} \leq 141.24 \text{ KN}}$$

$$V_{y,sd} = \frac{Q_y \times l}{2} = \frac{0.493 \times 6}{2} = \mathbf{1.48 \text{ KN}}$$

$$V_{pl,y,rd} = A_{vy} \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = 20.4 \times \frac{23.5}{\sqrt{3} \times 1} = \mathbf{276.78 \text{ KN}}$$

D'où :

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

$$\mathbf{1.48 \text{ KN} \leq 276.78 \text{ KN}}$$

Donc la résistance des pannes au cisaillement est vérifiée.

Et pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort tranchant.

C) Vérification au déversement :

Déversement = flambement latéral + rotation de la section transversale

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

On rappelle la combinaison de charge défavorable pour le risque de déversement. Il s'agit de la première combinaison dans laquelle le vent agit seul et risque de faire déverser la panne (Fléchie vers le haut) et en comprimant la semelle inférieure au niveau de la mi- travée (voir la figure).

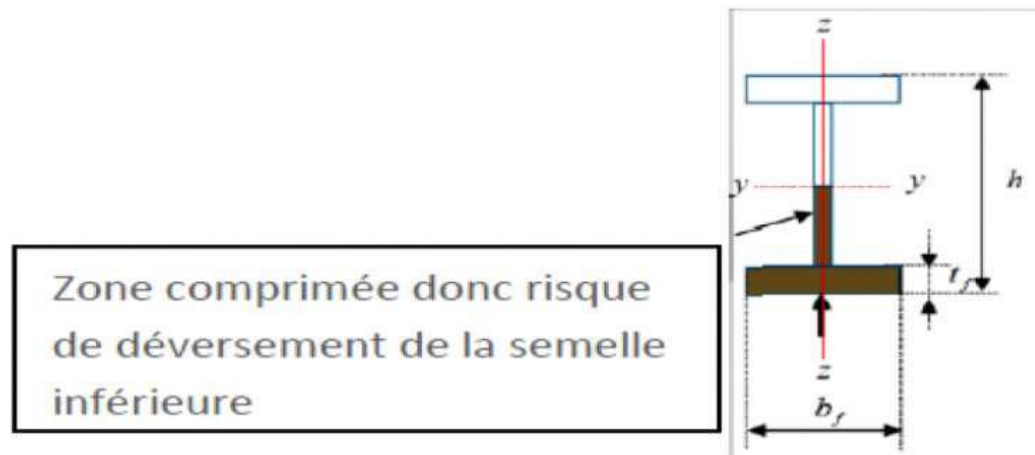


Figure 3.6 Représentation de phénomène de déversement dans la semelle inférieure.

La vérification au déversement se fait par l'utilisation de la condition suivante :

$$M_{brd} = \chi_{LT} \times \beta_{\omega} \times \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{[\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2]}}$$

$\beta_{\omega} = 1$: Pour les sections de classe (1) et (2).

$\beta_{\omega} = \frac{W_{ely}}{W_{ply}}$: Pour les sections de classe (3)

$$\beta_{\omega} = \frac{W_{effy}}{W_{ply}} : \text{Pour les sections de classe (4)}$$

Mbrd : Moment résistant au déversement.

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

On a : la classe de profile est de classe 01 $\Rightarrow \beta_{\omega} = 1$

Et : $\gamma_{m1} = 1.1$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_{\omega} \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}}$$

M_{cr} : Moment critique élastique de déversement donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = C1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \times \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

Avec :

- $C1 = 1.132$ (Charge uniformément répartie)
- $G = \frac{E}{2(1-\nu)}$; $\begin{cases} E = 21 \times 10^6 \text{ N/cm}^2 \\ \nu = 0.3 \end{cases}$; $G = 8.08 \times 10^6 \text{ N/cm}^2$

I_t : Moment d'inertie de torsion ($I_t = 5.68 \text{ cm}^4$)

I_w : Moment d'inertie de gauchissement ($I_w = 1.8 \times 10^3 \text{ cm}^6$)

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie ($I_z = 62.7 \text{ cm}^4$)

$$M_{cr} = 1.132 \times \frac{3.14^2 \times 21 \times 10^6 \times 62.7}{300^2} \times \sqrt{\frac{1.8 \times 10^3}{62.7} + \frac{300^2 \times 8.08 \times 10^6 \times 5.68}{3.14^2 \times 21 \times 10^6 \times 62.7}}$$

$$M_{cr} = 3041144.13 \text{ N.cm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 103 \times 235 \times 10^2}{3041144.13}} = 0.892$$

On calcul:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{[\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2]}} \leq 1$$

Avec:

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

• $\alpha_{LT} = 0.21$ Pour les profils laminés.

$$\Phi_{LT} = 0.5 \times [1 + 0.21(0.892 - 0.2) + 0.892^2] = 0.97$$

Donc :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0.97 + \sqrt{0.97^2 - 0.892^2}} = 0.74$$

$$M_{brd} = 0.74 \times 1 \times \frac{103 \times 23.5}{1.1} = 1628.33 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{1.026 \times 6^2}{8} = 4.617 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 4.617 \text{ KN.m} \leq M_{brd} = 1628.33 \text{ KN.m} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2. Dimensionnement des panneaux de couverture :

2.1. Principe de choix d'un panneau sandwich :

Le panneau sandwich d'enveloppe de bâtiment, est un produit composite, fabriqué industriellement en continu, comportant un parement extérieur métallique, une âme isolante et un parement intérieur métallique solidarisés par adhérence à l'âme isolante. Ces composants travaillent ensemble et ne constituent ainsi qu'un seul élément autoportant présentant différents niveaux de résistance mécanique, de réaction et de résistance au feu, d'isolation thermique et acoustique, d'étanchéité à l'air, à l'eau et à la vapeur d'eau et d'esthétique architecturale.

2.2. Panneaux couverture :

Pour choisir le panneau couverture qui convient à notre structure, on doit savoir la charge du vent maximale sollicitée la toiture, et nombre d'appuis de séquelle le panneau de couverture sera appuyé ainsi que l'épaisseur de la couverture.

Dans notre cas, la charge maximale du vent est égale à $W = -3.186 \text{ KN/m}^2$

Suivant une fiche technique on va choisir l'épaisseur de panneau couverture pour déterminer leur entraxe maximal et le poids propre :

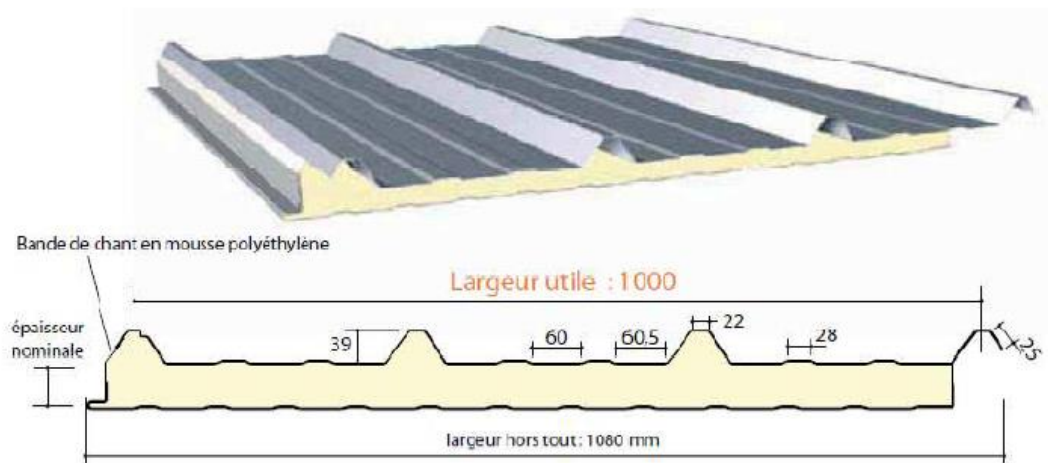


Figure 3.7 détail de panneau sandwich (couverture).

2.2.1. Détermination de poids propre de la couverture :

D'après ce tableau ci-dessous on fait choisit un panneau de couverture de 40mm d'épaisseur ce qui donne un poids de 12.9kg/m².

CARACTERISTIQUES DU PANNEAU		Epaisseurs nominales de l'âme (mm)						
		30	40	50	60	80	100	120
DIMENSIONNELLES	Epaisseur parement extérieur (mm)	0,50 - 0,63 - 0,75						
	Epaisseur parement intérieur (mm)	0,50 - 0,63						
	Largeur utile	1000 mm						
	Largeur hors tout	1080 mm						
	Longueur maximale hors tout	16000 mm						
	Débord en extrémité	50 - 100 - 150 - 200 - 300 mm						
PONDERALES (kg/m ²)	Ex. en épaisseurs 0,63 et 0,63 mm	12,5	12,9	13,3	13,7	14,5	15,3	16,1

Tableau 3.1 le poids propre e panneau correspondante à chaque épaisseur.

2.2.2. Détermination de la portée maximale :

Dans notre cas la charge du vent maximale sur la toiture

w= -

3.186 KN/m² (dépression)

On suppose que le panneau de couverture soit repose sur plusieurs appuis (pannes), à l'aide de la fiche technique des panneaux sandwichs de couvertures. (By Arcelo Mital)

D'après le tableau annexe1 on adopte pour une portée maximale entre les pannes de 3m.

➔ Avec une entraxe entre les pannes **e=1.2m.**

3. Calcul des liernes :

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

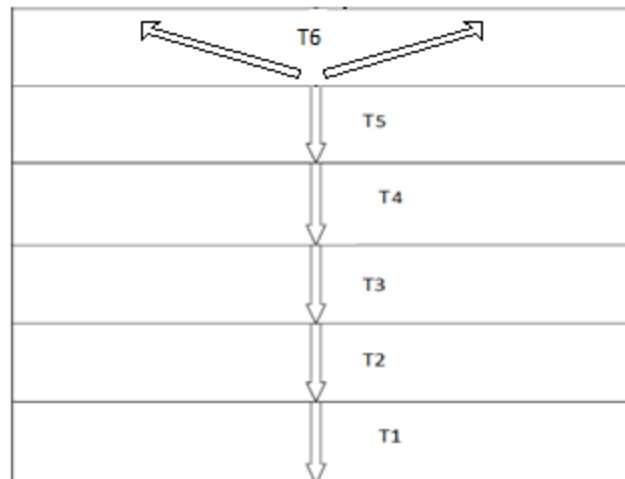


Figure 3.8 : disposition des liernes.

3.1 Calcul de l'effort de tractions dans le lierne la plus sollicité :

La réaction R au niveau du le lierne : $R = q_{uy} \times l_y$

$$G = 0.351 \text{ KN/ml}$$

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

$$G_y = G \cdot \sin \alpha = 0.152 \text{ KN/ml}$$

$$Q_y = Q \cdot \sin \alpha = 0.192 \text{ KN/ml}$$

$$1.35(0.152) + 1.5(0.192) = 0.493 \text{ KN/ml}$$

$$q_{uy} = 1.25 \times 0.493 = 0.616 \text{ KN/ml}$$

$$l_y = l/2 = 3\text{m}$$

$$R = 0.616 \times 3 = 1.85 \text{ KN}$$

Efforts de traction dans le tronçon de lierne L1 provenant de la panne sablière :

$$T1 = R/2 = 0.925 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L2 :

$$T2 = T1 + R = 2.775 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L3 :

$$T3 = T2 + R = 4.625 \text{ KN}$$

Effort dans les diagonales L4 :

$$T4 = T3 + R = 6.475 \text{ KN}$$

Effort dans les diagonales L5 :

$$T5 = T4 + R = 8.325 \text{ KN}$$

Effort dans les diagonales L5 :

$$\text{Avec } \theta = \arctg \frac{1.2}{3} \rightarrow \theta = 21.80^\circ$$

$$T6 = T5 / 2 \sin 21.80^\circ$$

$$T6 = 3.09 \text{ KN}$$

3.2 Calcul de la section des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est T5.

Condition de vérification à la résistance : résistance plastique de la section brute :

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

$$\text{Avec : } N_{pl} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow A \geq \frac{\gamma_{m0} \times N_{tsd}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{1 \times 8.325}{23.5} \rightarrow A \geq 0.354 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \times \Phi^2}{4} \rightarrow \Phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.354}{3.14}} \geq 0.671 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratique, on opte pour une barre ronde de diamètre $\Phi = 8 \text{ mm}$.

4. Calcul des lisses de bardage :

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles ou de profils minces pliés. Etant disposées horizontalement, elles sont portées soit par les poteaux de portiques, soit par les potelets intermédiaires. L'entre axe des lisse est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage.

4.1 Modes de fonctionnement :

Les lisses, ont pour rôle de reprendre les efforts du vent exercés sur le bardage. Elles sont posées (ou orientées) dans le sens d'une plus grande inertie (maximale) dans le plans horizontal. Autrement dit ; l'âme doit être placée horizontalement.

Par ailleurs, la lisse doit reprendre son poids propre et le poids du bardage qu'elle supporte. De ce fait, elle fléchit verticalement sous l'effet de ces actions permanentes par rapport à son axe faible inertie. En présence simultanée du vent et de ces actions permanentes, elle fonctionne à la flexion bi-axiale ou déviée.

Pour les lisses de bardage, dans la quasi-totalité des cas, ce sont les conditions, de limitation de flèches (calculs à l'ELS) qui sont les plus défavorables (ou bien qui dimensionnent) .par conséquent, la vérification à l'ELS ne doit jamais être omise.

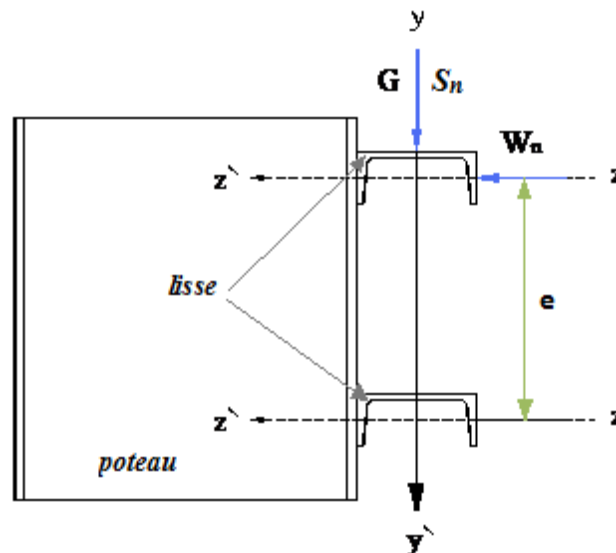


Figure 3. 9 : disposition des lisses.

4.2 Données de calcul :

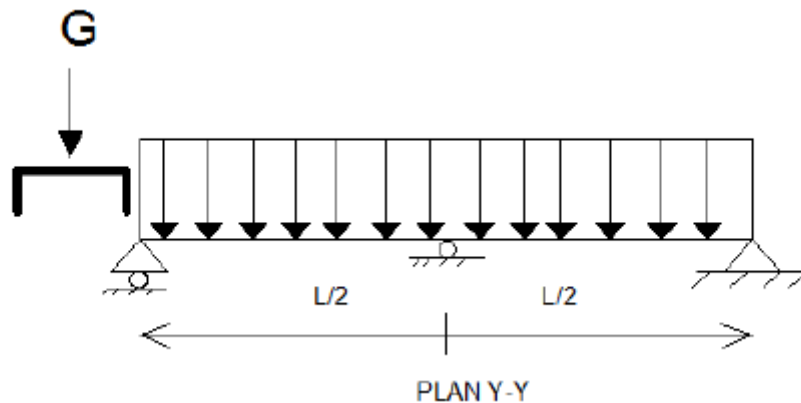
- Chaque lisse repose sur 2 appuis.
- Le porté entre axe des lisses $e = 1.50\text{m}$ (espace entre 2 lisse).
- Les pannes sont en acier S235.

4.3 Evaluation des charges et surcharges :

- Charges permanentes (G) :(perpendiculaire { l'âme)

Poids propre de la lisse et du bardage qui lui revient.

Charges accrochées éventuelles.



- **Action due au vent : (dans le plan de l'âme)**

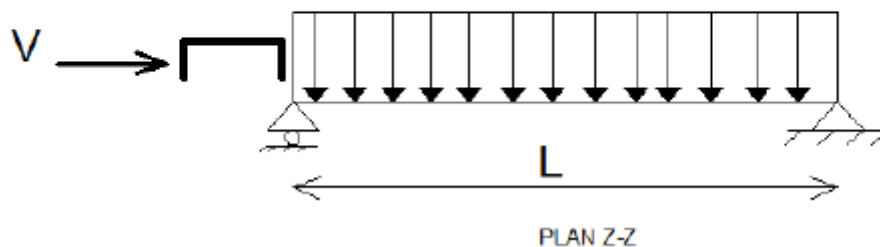


Figure 3. 10 : les schémas statiques de la lisse dans les deux plans y-y et z-z.

4.3.1 Charges permanentes (G) :(perpendiculaire { l'âme) :

Poids propre du panneau sandwich (LL35 annexe p263)10.9 Kg/m²

Poids propre d'accessoires d'attaches1.5 Kg/m²

Poids propre des lisses estimée9.82 Kg/m

$$G_p = [(P_{ps} + P_{acc}) \times e] + P_{lisse}$$

$$G_p = [(10.9 + 1.5) \times 1.5] + 9.82 = 0.2842 \text{ KN/ml}$$

4.3.2 Surcharge climatique due au vent (v) (dans le plan de l'âme) :

$$W = -3.186 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{voir chapitre 2 tableau 2.8})$$

D'où :

$$W = 3.186 \times e = 4.78 \text{ KN/m}^2$$

4.3.2.1 Charges appliquées à l'ELU :

$$q_{wu} = 1.25 \times (1.5 \times W) = 5.97 \text{ KN/ml}$$

4.3.2.2 Charges appliquées à l'ELS :

$$q_{ws} = q_{wu}/1.5 = 3.98 \text{ KN/ml}$$

4.4 Pré dimensionnement des lisses :

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

$$F_z \leq F_{adm} \quad \text{avec :} \quad F_z = \frac{5 \times q_{ws} \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq F_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q_{ws} \times l^4}{384 \times E \times 3} = \frac{5 \times 3.98 \times 10^{-3} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 3} = 106.6 \text{ cm}^4$$

D'après le tableau des profilés, on adopte une cornière (100x100x10) :

Ses caractéristiques sont :

$-I_y = 176.7 \text{ cm}^4$	$-b=h = 100 \text{ mm}$	$-W_y=W_z = 24.62 \text{ cm}^3$
$-I_z = 176.7 \text{ cm}^4$	$-r = 12 \text{ mm}$	$-A = 19.2 \text{ cm}^2$
$-I_v = 72.65 \text{ cm}^4$	$-t = 10 \text{ mm}$	$-G = 15 \text{ kg/m}$

Le poids propre réel G :

$$G_p = [(10.9+1.5) \times 1.5] + 15 = 33.6 \text{ kg/ml}$$

$$G_p = 0.336 \text{ KN/ml}$$

4.5 Vérification à l'état limite ultime :

4.5.1 Condition de résistance :

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

En présence des forces horizontales dues au vent :

$$M_y = \frac{q_{wu} \times l^2}{8} = \frac{5.97 \times 6^2}{8} = 26.86 \text{ KN.m}$$

Sous l'effet des charges verticales permanentes :

$$q_v = 1.25 \times (1.35 \times G_p) = 0.567 \text{ KN/ml}$$

$$M_z = \frac{q_v \times l^2}{8} = \frac{0.567 \times 6^2}{8} = 2.55 \text{ KN.m}$$

Puisque la cornière (100*100*10) est de classe 01.

- $W_y = W_z = 24.62 \text{ cm}^3$

$$M_{pl,y} = M_{pl,z} = W_y \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 24.62 \times 10^{-2} \times \frac{235}{1} = 57.86 \text{ KN.m}$$

Pour les profilés de classe 01, en optant pour $\alpha = 2$ et $\beta = 1$

$$\left[\frac{26.86}{57.86} \right]^2 + \left[\frac{2.55}{57.86} \right]^1 = 0.26 \leq 1 \quad \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

→ La section de la cornière est vérifiée à l'ELU.

→ Donc la résistance des sections est vérifiée.

4.5.2 Vérification au cisaillement :

$$V_z \leq V_{plz}$$

$$V_z = \frac{q_{wu} \times l}{2} = \frac{5.97 \times 6}{2} = 17.91 \text{ KN}$$

$$V_{pl,z,rd} = A_{vz} \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = 19.2 \times \frac{23.5}{\sqrt{3} \times 1} = 260.5 \text{ KN}$$

$$17.91 \text{ KN} \leq 260.5 \text{ KN} \quad \rightarrow \text{L'effort tranchant est vérifié.}$$

4.5.3 Vérification au déversement :

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

Vérification au déversement :

Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis de déversement $\bar{\lambda}_{LT}$.

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{I_z}{i_z}}{c^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{\frac{I_z}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{176.7}{30.4}}{1.88^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{176.7}{\frac{30.4}{\frac{100}{10}}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 33.34$$

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

$$\lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 \varepsilon \quad \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{33.34}{93.9} \times \sqrt{1} = 0.35 \leq 0.4$$

•Donc la vérification au déversement est inutile.

➔ Toutes les conditions sont vérifiées donc on adopte la cornière.

5. Calcul des potelets :

Les potelets sont des éléments en profile laminé, qui ont pour rôle de transmettre les différents efforts horizontaux à la poutre au vent et les efforts verticaux vers le sol.

Sous l'action du vent, le potelet travaille à la flexion composée. En effet, la flexion est provoquée par les efforts dus au vent transmis par les bardages et lisses. Cette flexion peut aussi bien se produire soit vers l'intérieur de la construction sous l'effet des surpressions, soit vers l'extérieur de la construction sous l'effet des dépressions. Quant à la compression, celle-ci est due à son poids propre, au poids du bardage et à celui des lisses qui lui sont attachées.

Par conséquent le potelet risque de :

- Subir une flèche importante sous les pressions q_w due au vent
- Flamber lorsqu'il est très élancé
- Déverser sous les dépressions du au vent

5.1. Calcul des charges et surcharges revenant au potelet le plus chargé :

A. Charges permanentes G :

Poids du bardage.....10.9 Kg/m²

Poids propre de la lisse (cornière 100*100*10).....15 Kg/ml

Poids propre d'accessoire d'attaches 1.5 Kg/m²

L'entraxe des potelets est de : $e = 5m$

G= poids propre du potelet + poids propre des lisses + poids propre du bardage

H= hauteur du potelet H= 6.5m

B. Surcharge climatique W :

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

$$W = -318.6 \text{ daN/m}^2$$

5.2. Le pré dimensionnement du potelet :

Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche :

$$q_{ws} = W \times e = 318.6 \times 5$$

$$q_{ws} = 15.93 \text{ KN/m}$$

Les potelets étant articulés en tête et en pied, la flèche max est :

$$F_z = \frac{5 \times q_{ws} \times h^4}{384 \times E \times I_y}$$

Et la flèche admissible :

$$F_{adm} = \frac{h}{200} = \frac{650}{200} = 3.25 \text{ cm}$$

$$F_z = \frac{5 \times q_{ws} \times h^4}{384 \times E \times I_y} \leq F_{adm}$$

$$\text{Donc } I_y \text{ soit : } \rightarrow I_y = \frac{5 \times 15.93 \times 10^{-2} \times 650^4}{384 \times 21000 \times 3.25} = 5425.06 \text{ cm}^4$$

Ce qui correspond à un **IPE 270** dont **$I_y = 5790 \text{ cm}^4$**

Les charges permanentes :

• poids de bardage	$\rightarrow G1 = 10.9 \times 6 = 65.4 \text{ kg/m}^2$
--------------------	--

• Poids des lisses	$\rightarrow G2 = 15 \times 6 = 90 \text{ Kg/m}$
--------------------	--

• poids propre du IPE 270	$\rightarrow G3 = 36.1 \text{ kg/m}$
---------------------------	--------------------------------------

$$G = [(G1 \times e) + (G2) + (G3 \times h)]$$

$$G = 6.51 \text{ KN/ml}$$

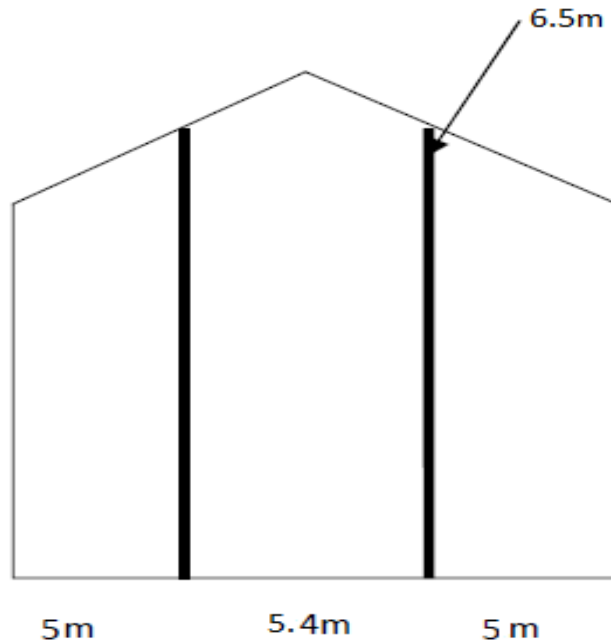


Figure 3.11 : Disposition des potelets.

5.3. Vérification de la stabilité au flambement flexion sous N et M à L'ELU :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

Avec :

$$N_{sd} = 1.5 \times G = 9.765 \text{ KN}$$

$$M_{y,sd} = 1.5 \times \frac{q_{ws} \times l^2}{8} = 126.19 \text{ KN}$$

a) Calcul de la longueur de flambement :

Autour de l'axe faible y'y (dans le plan de l'âme) : le potelet risque de flamber sur toute sa hauteur

Donc la longueur de flambement $l_{m'} = 6.5\text{m}$

Autour de l'axe faible z'z (dans le plan perpendiculaire de l'âme), le poteau est empêché de flamber sur toute sa hauteur par les lisses de bardage.

Donc la longueur de flambement = espacement entre les lisses de bardage = $l_{kz} = 1.5\text{m}$.

Pour l'IPE 270, les rayons de giration sont $\begin{cases} i_z = 12.46 \text{ cm} \\ i_y = 3.35 \text{ cm} \end{cases}$

b) Calcul des élancements :

$$\begin{cases} \lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{650}{12.46} = 52.16 \\ \lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{150}{3.35} = 44.77 \end{cases}$$

c) Calcul de l'élancement critique :

Acier S235

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

$$\text{Donc : } \lambda_{cr} = 93.9 \quad \varepsilon = 93.9$$

d) Calcul des élancements réduits :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_\omega} = \frac{52.16}{93.9} \times 1 = 0.55 > 0.2 \rightarrow \text{il ya un risque de flambement.}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_\omega} = \frac{44.77}{93.9} \times 1 = 0.47 > 0.2 \rightarrow \text{il ya un risque de flambement.}$$

$$\sqrt{\beta_\omega} = 1 \rightarrow \text{IPE de classe 1}$$

e) Calcul du coefficient de réduction :

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

Choix des courbes de flambement : pour l'IPE 270 on :

d'après le

tableau 5. 5. 3 Eurocode 3.

$$h/b = 2 > 1.2 \text{ mm}$$

$$t_f = 10.2 < 40 \text{ mm}$$

$$\begin{cases} \alpha_y = 0.34 \\ \alpha_z = 0.49 \end{cases}$$

f) Calcul χ_{min} de :

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

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

$$\Phi_y = 0.5 [1 + 0.34(0.55 - 0.2) + 0.55^2] = 0.71 \rightarrow \chi_y = 3.13$$

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

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

$$\Phi_y = 0.5 [1 + 0.49(0.47 - 0.2) + 0.47^2] = 0. \rightarrow \chi_y = 3.03$$

$$\chi_{min} = 3.03$$

g) Calcul du facteur d'amplification :

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \leq 1.5$$

• $\beta_{My} = 1,3$ (Charge de vent uniformément répartie)

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \times \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} - 1$$

$$\mu_y = 0.55(2 \times 1.3 - 4) + \frac{484 - 428.9}{428.9} - 1 = -1.64$$

$$K_y = 1 - (-1.64 \times 9.765) / (3.03 \times 45.95 \times 23.5) = 1.004$$

$$K_y = 1.004 \leq 1.5$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{484 \times 23.5}{1.1} = 103.4 \text{ KN.m}$$

$$\frac{9.765}{3.03 \times \frac{45.95 \times 10^{-2} \times 23.5}{1.1}} + \frac{1.004 \times 126.19}{\frac{103.4 \times 23.5}{1.1}} \leq 1$$

$0.386 \leq 1 \rightarrow$ Donc la stabilité de ce potelet au flambement flexion est vérifiée.

5.4. Vérification de la stabilité au déversement :

A/ Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$:

$\beta_\omega = 1 \rightarrow$ Section de classe 1

χ_y : Coefficient de réduction en fonction de $\bar{\lambda}_{LT}$

M_{cr} : est le moment critique de déversement.

$$M_{cr} = \frac{C1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_z}{K \cdot L^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(K \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C2 \cdot Z_g)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C2 \cdot Z_g)^2 \right\} \dots \text{EC3 Art F.1.2}$$

Notre potelet considéré comme bi articules a ses extrémités on a :

C1, C2, facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

$$C1 = 1.132 \quad C2 = 0,459$$

K et Kw : les facteurs de longueur effective avec : K=1 et Kw =1

$Z_a = -\frac{h}{2} = -\frac{270}{2} = 13.5 \text{ cm}$: Sous le vent puisque l'orientation de repère est vers la semelle comprimée

$Z_s = 0$: Section doublement symétrique EC3 figure.1.1

Donc :

$$Z_g = Z_a - Z_s = -13.5 \text{ cm}$$

$$I_t = 15.94 \text{ cm}^4$$

$$I_w = 70.58 \text{ cm}^6$$

$$I_y = 5790 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 419.9 \text{ cm}^4$$

$$L = 6.5 \text{ m}$$

$$G=0.4 \cdot E$$

Donc :

$$M_{cr} = \frac{1.132 \times 3.14^2 \times 21000 \times 419.9}{1 \times 6.5^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \times \frac{70.58}{419.9} + \frac{6.5^2 \times 0.4 \times 15.94}{3.14^2 \times 419.9} + (0,459 \times -13.5)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0,459 \times -13.5)^2 \right\}$$

$$M_{cr} = 208.87 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 484.10^{-6} \times 235}{208.87}} = 0.233 < 0.4$$

➔ Donc il y a pas risque de déversement.

➔ Le profilé IPE 270 est vérifié au déversement.

Chapitre 04

Etude du plancher mixte

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 nature différente, ces deux matériaux peuvent être complémentaires :

- Le béton résiste en compression et l'acier en traction.
- 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.

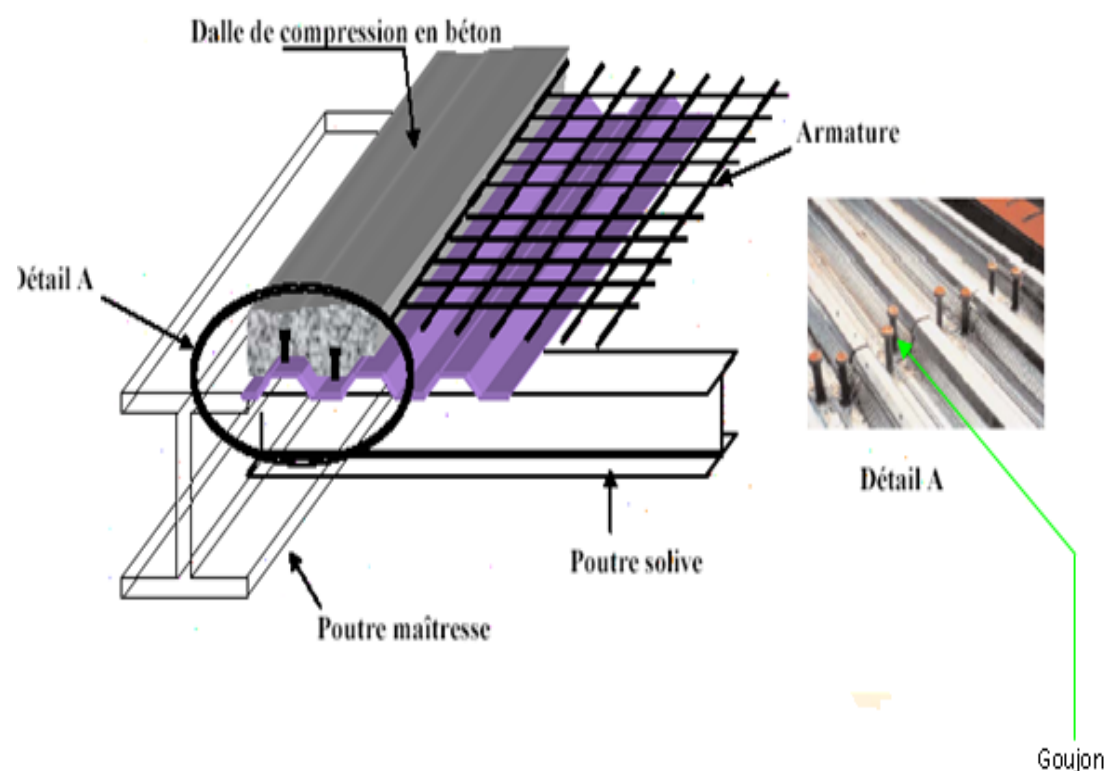


Figure 4. 1 : Schéma des composants du plancher mixte.

2. Etude de la dalle collaborante :

- Dalle en béton armé d'épaisseur $t = 10\text{cm}$.
- L'épaisseur de la tôle Cofraplus 60 $= 4\text{cm}$
- Entraxe des solives : 1.5m
- Module de YOUNG (module d'élasticité longitudinal) $\rightarrow E_a = 2.1 \times 10^5 \text{MPa}$
- Le module d'élasticité longitudinale $\rightarrow E_b = 14000 \text{MPa}$.
- Coefficient d'équivalence (acier – béton) : $n = \frac{E_a}{E_b} = 15$
- Coefficient de retrait du béton : $\varepsilon = 2 * 10^{-4}$

→ Contraintes admissibles des matériaux :

- Acier S235 $\rightarrow f_y = 235\text{MPa}$
- Pour le béton $f_{c28} = 25\text{MPa}$

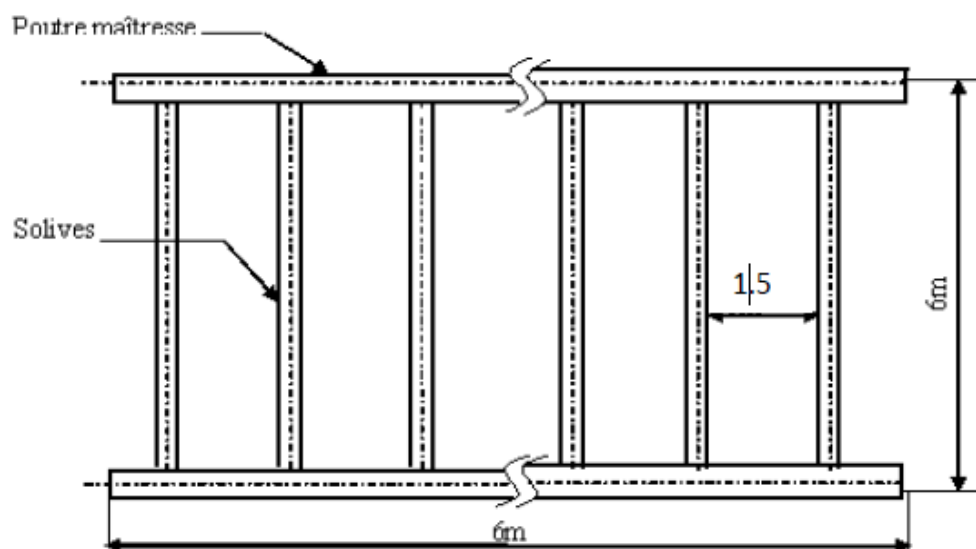


Figure 4. 2 : Schéma de la trame supportant les planchers.

3. Evaluation des charges :

Ce sont les actions correspondant aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquentent l'immeuble. Pour cela le règlement technique DTR-BC 2.2 (charges et surcharges) nous fixe les valeurs des charges et surcharges.

a) Les charges permanentes :

Nature de l'élément	Matériau	Epaisseur (cm)	Poids surfacique (KN/m ²)	Valeur de la charge totale (KN/m ²)
Plancher	Cloisons de séparation	9	1	4.085
	Revêtement en carrelage	2	0.3	
	Mortier de pose	5	0.2	
	Tôle type cofraplus60	4	0.085	
	Dalle en béton armé	8	2.5	

Tableau 4.1 : Evaluation des charges permanentes.

b) Les surcharges d'exploitation (Q) :

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

4. Méthode de calcul :

Le calcul de plancher mixte se fait en deux phases :

- Phase de construction
- Phase finale

a) Phase de construction :

Le profilé d'acier travail seul et les charges de la phase de construction sont :

- Poids propre du profilé
- Poids propre du béton frais
- Surcharge de construction (ouvrier)

b) Phase finale :

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble.

On doit tenir compte des charges suivantes :

- Poids propre du profilé.
- Poids propre du béton (sec).
- Surcharge d'exploitation finition.

5. Vérification des solives :

5.1 Phase de construction :

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction sont :

- Poids propre du béton frais..... $G_b = 2,5 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre de la tôle..... $G_t = 0.085 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge de construction (ouvrier)..... $Q_c = 1.00 \text{ KN/m}^2$

• Combinaison de charge :

L'entraxe entre les solives est de 1.5 m

➔ A l'Etat Limite Ultime :

$$\begin{aligned}q_u &= (1.35G_b + 1.35G_t + 1.5Q) \times 1.5 \\q_u &= (1.35 \times 2.5 + 1.35 \times 0.085 + 1.5 \times 1) \times 1.5 \\q_u &= 7.48 \text{ KN/m}\end{aligned}$$

➔ A l'Etat Limite De Service :

$$\begin{aligned}q_s &= (G_b + G_t + Q) \times 1.5 \\q_s &= (2.5 + 0.085 + 1) \times 1.5 \\q_s &= 5.37 \text{ KN/m}\end{aligned}$$

Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche :

$$F = \frac{5 \times q_z \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{l}{250} \rightarrow I_y \geq \frac{5 \times q_z \times 250 \times l^3}{384 \times E}$$
$$I_y \geq 1797.99 \text{ cm}^4$$

➔ Soit un IPE 200

a) Détermination de la classe de la section du profilé :

Le choix de l'IPE200 nous a conduits à déterminer la classe du notre profilé à partir du tableau donné dans l'Eurocode 3, les calculs s'effectuent comme suite :

$$\frac{d}{t_w} \leq 33\varepsilon \quad \rightarrow \quad \frac{159}{5.6} = 28.39 \quad \rightarrow \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = 1$$

Donc l'âme est de section 1

Pour la semelle comprimée :

$$\frac{C}{t_f} = \frac{50}{8.5} = 5.88 \leq 10\epsilon$$

La semelle est de classe 1 avec ($C = b/2$)

Pour cela on adopte un calcul plastique.

Parmi les avantages d'un calcul plastique :

Il est le plus économique par rapport au calcul élastique

Le moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe I et II à mi-travée doit satisfaire la condition suivante :

En tenant compte du poids du profilé :

$$M_{sd} \leq M_{rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$q_u = 7.48 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 5.37 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{7.48 \times 6^2}{8} = 33.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{rd} = \frac{220.4 \times 23.5}{1} = 51.84 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 33.66 \text{ KN.m} < M_{rd} = 51.84 \text{ KN.m}$$

Condition de résistance vérifiée

(On n'aura pas besoin d'un étaiement à mi- travée)

b) Vérification à l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$

Où :

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

A_{vz} : Aire de cisaillement.

$A_{vz} = 14,00 \text{ cm}^2$ (D'après le tableau des profilés).

$$V_{plrd} = \frac{23.5 \times 14}{\sqrt{3} \times 1} = 189.94 \text{ KN}$$

• Calcul de l'effort tranchant V_{sd} :

$$V_{sd}^{max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{7.48 \times 6}{2} = 22.44 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{max} = 22.44 \text{ KN} < V_{plrd} = 189.94 \text{ KN}$$

➔ Condition de l'effort tranchant est vérifiée.

$$V_{sd}^{max} = 22.44 \text{ KN} < 0.5 \times V_{plrd} = 94.97 \text{ KN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc le moment résistant ne sera pas réduit.

5.2. Phase finale :

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profile et la dalle) travaillant ensemble donc les charges de la phase finale sont :

- Surcharge d'exploitation $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre du béton (sec)..... $G_b = 2.5 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre de la tôle..... $G_t = 0.085 \text{ KN/m}^2$
- Carrelage, mortier de pose, +accessoires $G_c = 1.5 \text{ KN/m}^2$

a) Combinaison de charge :

L'entre axe entre les solives est de 1.5 m

• A l'Etat Limite Ultime :

$$q_u = (1.35 \cdot G_b + 1.35 \cdot G_t + 1.35 \cdot G_c + 1.5 \cdot Q) \times 1.5$$

$$q_u = (1.35 \cdot 2.5 + 1.35 \cdot 0,085 + 1.35 \cdot 1.5 + 1.5 \cdot 2,5) \times 1,5$$

$$q_u = 14.11 \text{ KN/m}$$

• A l'Etat Limite De Service :

$$q_s = (G_b + G_t + G_c + Q) \times 1.5$$

$$q_s = (2.5 + 0,085 + 1.5 + 2,5) \times 1.5$$

$$q_s = 10.11 \text{ KN/m}$$

• Largeur de la dalle effective :

$$b_{eff} = \min \left\{ \frac{2 \times l_0}{8}, b \right\} \text{ avec } l_0: \text{ longueur libre d'une poutre simplement appuie}$$

b : Entraxe entre les poutres

(EC4 Art 4.2.2.1)

$$b_{eff} = \min \left\{ \frac{2 \cdot 6}{8} = 1.5 \text{ m} \right. \quad \rightarrow b_{eff} = 1.5 \text{ m}$$

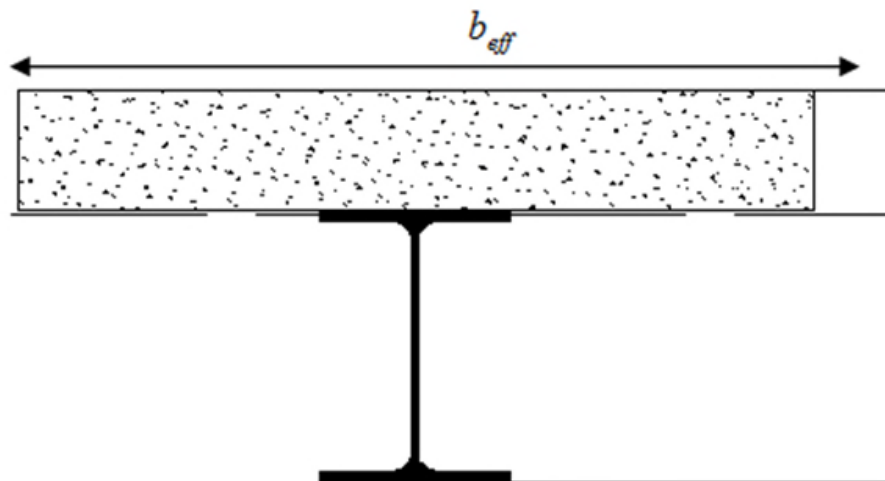


Figure 4. 3 : Largeur de la dalle effective.

b) Vérification de la résistance à L'ELU :

$$q_u = 14.11 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

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

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{14.11 \times 6^2}{8} = 63.51 \text{ KN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre plastique :

$$F_a = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{28.5 \times 23.5}{1.1} = 608.86 \text{ KN}$$

$$F_c = b_{eff} \times h_c \times \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1500 \times 80 \times \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 1700 \text{ KN}$$

$F_c > F_a \rightarrow$ L'axe neutre plastique (ANP) est situé dans l'épaisseur de la dalle

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff} \times \left(\frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \right)} = \frac{608.86}{1500 \times \left(\frac{0.85 \times 25}{1.5} \right)} = 2.86 \text{ cm}$$

$$M_{plrd}^+ = F_a \times \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z}{2} \right) = 608.86 \times \left(\frac{24}{2} + 4 + 8 - \frac{2.86}{2} \right) \times 10^{-2}$$

$$M_{plrd}^+ = 137.4 \text{ KN}$$

$$M_{plrd}^+ > M_{sd} \rightarrow \text{La section est vérifiée en résistance.}$$

c) Vérification de la flèche en service :

$$q_s = 10.11 \text{ KN/m}$$

$$f_{adm} > f_{cal}$$

Avec :

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = 2.4 \text{ cm}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E_a \times I_m}$$

• Calcul de I_m :

$$I_m = I_a + A_a \times d^2 + \frac{b_{eff} \times (h_c \times h_p)^3}{12 \times \eta} + \frac{b_{eff} \times (h_c \times h_p)}{\eta} \times f^2$$

$$I_m = 3892 + 28.5 \times 13.57^2 + \frac{150 \times (8 \times 4)^3}{12 \times 15} + \frac{150 \times (8 \times 4)}{15} \times 4.43^2$$

$$I_m = 7910.23 \text{ cm}^4$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 0.01011 \times 600^4}{384 \times 21000 \times 7910.23} = 1.1 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = 2.4 \text{ cm} > f_{cal} = 1.1 \text{ cm} \rightarrow \text{La flèche est vérifiée}$$

e) Calcul des contraintes :

1) Contraintes dues au moment fléchissant :

Contrainte dans la poutre acier :

Traction dans la fibre inférieure :

$$\sigma_{ai} = \frac{M_{sd}}{I_m} \times v_i = -220.52 \text{ Mpa}$$

Compression dans la fibre supérieure :

$$\sigma_{as} = \frac{M_{sd}}{I_m} \times [v_s - (h_c + h_p)] = 117.03 \text{ Mpa}$$

Contrainte dans la dalle béton :

Compression dans la fibre supérieure :

$$\sigma_{bs} = \frac{M_{sd}}{\eta \times I_m} \times v_s = 5.99 \text{ Mpa}$$

Compression dans la fibre inférieure :

$$\sigma_{bi} = \frac{M_{sd}}{\eta \times I_m} \times [v_s - (h_c + h_p)] = -0.90 \text{ Mpa}$$

2) Contraintes dues au retrait :

β : Distance entre le CDG de l'acier et CDG du béton.

$$\beta = \frac{h_a + (h_c + h_p)}{2} = \frac{24 + 8 + 4}{2} = 18 \text{ cm}$$

α : Distance entre le CDG de l'acier et l'AN de la section homogène

$$\alpha = \frac{I_y}{A_a \times \beta} = \frac{1943}{28.5 \times 18} = 3.8 \text{ cm}$$

$$K = \frac{B \times E_a \times \varepsilon \times \beta \times A_a}{(\eta \times I_y \times A_a) + (B \times I_y) + (B \times A_a \times \beta^2)}$$

$$B = b_{eff} \times (h_c + h_p) = 150 \times (8 + 4) = 1800 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{1800 \times 210000 \times 2 \times 10^{-4} \times 18 \times 28.5}{(15 \times 3892 \times 28.5) + (1800 \times 3892) + (1800 \times 28.5 \times 18^2)} = 16$$

Y_1 : Distance entre l'interface et l'AN de la section homogène.

$$Y_1 = \frac{h_a}{2} + \alpha = \frac{24}{2} + 5.5 = 17.5 \text{ cm}$$

Y_2 : Distance entre la fibre supérieure du béton et l'AN de la section homogène.

$$Y_2 = Y_1 + h_c + h_p = 17.5 + 8 + 4 = 29.5 \text{ cm}$$

D'où les valeurs de contraintes sont :

$$\sigma_{as} = K \times Y_1 = 0.16 \times 17.5 = 28 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{ai} = K \times (h_a - Y_1) = 0.16 \times (24 - 17.5) = -10.4 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{(E_a \times \varepsilon) - (K \times Y_1)}{\eta} = \frac{(2.1 \times 10^5 \times 0.4 \times 10^{-4}) - (0.16 \times 17.5)}{15}$$

$$\sigma_{bi} = -0.93 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{(E_a \times \varepsilon) - (K \times Y_2)}{\eta} = \frac{(2.1 \times 10^5 \times 0.4 \times 10^{-4}) - (0.16 \times 29.5)}{15}$$

$$\sigma_{bs} = -0.34 \text{ Mpa}$$

3) Contraintes finales :

$$\sigma_{as} = 117.03 + 28 = 145.03 \text{ Mpa} < f_y = 235 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\sigma_{ai} = -220.52 - 10.4 = -230.92 \text{ Mpa} < f_y = 235 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\sigma_{bs} = -0.9 - 0.34 = -1.24 \text{ Mpa} < f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ Mpa} \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\sigma_{bi} = 5.99 - 0.93 = 5.06 \text{ Mpa} < f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ Mpa} \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

6. Calcul des goudjons 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 du béton et la solive.

On choisit des connecteurs de diamètre $\varnothing 18$.

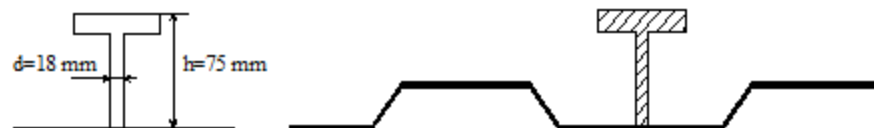


Figure 4. 4 : Caractéristique de connecteur.

$$\frac{h}{d} > 4 \rightarrow \frac{80}{18} = 4.44 > 4 \rightarrow \alpha = 1$$

$$\text{Béton de classe C 25/30} \rightarrow f_{ck} = 25 \text{ Mpa} ; E_{cm} = 30500 \text{ Mpa}$$

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

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

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.8 \times \frac{400}{1.25} \times \frac{3.14 \cdot 18^2}{4} = 65.144 \text{ KN} \\ 0.29 \times \frac{1 \cdot 18^2}{1.25} \times \sqrt{25.30500} = 65.638 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$P_{rd} = 65.144 \text{ KN}$ (Résistance d'un goujon).

$$\left\{ \begin{array}{l} d = 18 \text{ mm} \leq 20 \text{ mm} \\ h_p = 40 \text{ mm} \leq 85 \text{ mm} \end{array} \right. \rightarrow P'_{rd} = r \times P_{rd} = 1 \times 65.144 = 65.144 \text{ KN}$$

➔ Effort de cisaillement V_{lf} :

$$V_{lf} = \min \left(\frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} ; 0.85 \times b_{eff} \times \frac{(h_c + h_p) \times f_{ck}}{\gamma_c} \right) \quad ; \text{ (EC 4 ; article 6.2.1.1)}$$

$$V_{lf} = \min \left(\frac{28.5 \times 23.5}{1.1} ; 0.85 \times 1.5 \times \frac{(8+4) \times 25}{1.5} \right) = 608.86 \text{ KN}$$

➔ Nombre des goujons N :

$$N \geq \frac{V_{lf}}{P'_{rd}} = \frac{608.86}{65.144} = 9.34 \text{ goujons. On prend 10 goujons.}$$

Soit 10 goujons sur une longueur $L/2 = 600/2 = 300 \text{ cm} \Rightarrow 20$ goujons sur 6m

➔ Espacement e :

$$e = \frac{300}{10} = 30 \text{ cm}$$

• Vérification des soudures :

a: La gorge

$$a < \min (d ; t_f) = \min (159 ; 8.5) = 8.5 \text{ mm}$$

On prend $a = 7 \text{ mm}$

l: Longueur du cordon de soudure circulaire

$$l = \pi \times d = \pi \times 18 = 56.549 \text{ mm}$$

$$\text{Acier S235} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{Mw} = 1.25 \\ f_u = 400 \end{array} \right.$$

➔ L'effort résistant de cisaillement :

$$F_{wrd} = a \times l \times \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{Mw} \times \sqrt{3}} = 7 \times 56.548 \times \frac{400 \times 10^{-3}}{0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3}}$$

$$F_{wrd} = 91.41 \text{ KN}$$

➔ L'effort sollicitant est donné par :

$$F_{sd} = \frac{V_{lf}}{N_f} = \frac{608.86}{10} = 60.88 \text{ KN}$$

Quelle que soit la direction de l'effort sollicitant F_{sd} par rapport au cordon, on a :

$$F_{sd} = 60.88 \text{ KN} \leq F_{wrd} = 91.41 \text{ KN} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

7 .Calcul de la poutre maîtresse :

Les poutres porteuses (sommiers) sont des éléments structuraux qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux. Elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

➔Caractéristiques du plancher :

Portée du sommier : $L = 6\text{m}$

Entre axe des sommiers : $e_{sommier} = 6\text{m}$

Entre axe des solives : $e_{solive} = 1.5\text{m}$

Charges permanentes du plancher : $G = 3.778 \text{ KN/m}^2$

Surcharges d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Poids de la solive : $G_{solive} = 0,307 \text{ KN/m}$

Les solives exercent des charges concentrées sur le sommier avec :

$$P_{solive} = G_{solive} \times e_{sommier} = 0,307 \times 6 = 1,842\text{KN}$$

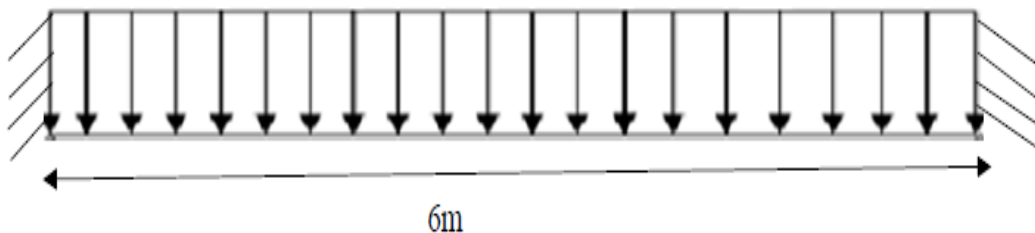


Figure 4. 5 : Sommier sous charge répartie.

7.1 Vérification des poutres maitresses (sommiers) :

1) Phase de construction :

L'entre axe des sommiers est $e_{sommier} = 6\text{m}$

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction sont :

$$G = 3.778 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{IPE220} = 0.224 \text{ KN/m}$$

$$G = 3.778 \times 6 = 22.68 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \times 6 = 6 \text{ KN/m}^2$$

a) Combinaison de charge :

• A l'Etat Limite Ultime :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q)$$

$$q_u = 1.35 \times 22.68 + 1.5 \times 6$$

$$q_u = 39.60 \text{ KN/m}$$

• A l'Etat Limite De Service :

$$q_s = (G + Q)$$

$$q_s = 22.68 + 6$$

$$q_s = 28.68 \text{ KN/m}$$

Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche :

$$F = \frac{5 \times q_z \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{l}{250} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times q_z \times 250 \times l^3}{384 \times E} \Rightarrow I_y \geq 9602 \text{ cm}^4$$

→ Soit un IPE 330 de classe 1

Le moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe I et II à mi-travée doit satisfaire la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

On prenant compte du poids du profilé :

$$q_u = 39.60 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 28.68 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{39.6 \times 6^2}{8} = 178.20 \text{ KN.m}$$

$$M_{rd} = \frac{804.3 \times 23.5}{1} = 189.01 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 178.20 \text{ KN.m} < M_{rd} = 189.01 \text{ KN.m}$$

Condition de résistance vérifiée.

b) Vérification à l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$

Où :

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

A_{vz} : Aire de cisaillement.

$A_{vz} = 30,81 \text{ cm}^2$ (D'après le tableau des profilés).

$$V_{plrd} = \frac{23.5 \times 30.81}{\sqrt{3} \times 1} = 418.02 \text{ KN}$$

• Calcul de l'effort tranchant V_{sd} :

$$V_{sd}^{max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{39.6 \times 6}{2} = 118.8 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{max} = 118.8 \text{ KN} < V_{plrd} = 418.02 \text{ KN}$$

➔ Condition de l'effort tranchant est vérifiée.

$$V_{sd}^{max} = 118.8 \text{ KN} < 0.5 \times V_{plrd} = 209.01 \text{ KN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc le moment résistant ne sera pas réduit.

2) Phase finale :

L'entre axe des sommiers est $e_{sommier} = 6\text{m}$

$$G = 5.27 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{IPE330} = 0.491 \text{ KN/m}$$

$$G = 5.27 \times 6 = 31.66 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \times 6 = 15 \text{ KN/m}^2$$

a) Combinaison de charge :

• **A l'Etat Limite Ultime :**

$$q_u = (1.35G + 1.5Q)$$

$$q_u = 1.35 \times 31.66 + 1.5 \times 15$$

$$q_u = 65.25 \text{ KN/m}$$

• **A l'Etat Limite De Service :**

$$q_s = (G + Q)$$

$$q_s = 31.66 + 15$$

$$q_s = 46.66 \text{ KN/m}$$

Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche :

$$F = \frac{5 \times q_z \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{l}{250} \quad l y \geq \frac{5 \times q_z \times 250 \times l^3}{384 \times E} \quad l y \geq 16269.9 \text{ cm}^4$$

→ Soit un IPE 360 de classe 1

7.2 Vérification en tenant compte du poids du profilé :

• **La flèche :**

$$\dot{q}_s = q_s + G_{\text{profile}} = 47.23 \text{ KN/m}$$

$$f_{\text{cal}} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E_a \times I_y}$$

$$f_{\text{cal}} = 2.33 \text{ cm}$$

$$f_{\text{adm}} = 2.4 \text{ cm} > f_{\text{cal}} = 2.33 \text{ cm}$$

→ La flèche est vérifiée.

• **La résistance :**

$$q_u = 65.25 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{12} = 197.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{rd} = \frac{W_{pl} \times fy}{\gamma_{m0}} = 293.46 \text{ KN.m} > 197.46 \text{ KN.m}$$

➔ La résistance est vérifiée

• **Cisaillement :**

$$V_{sd}^{max} = \frac{q_u \times l}{2} = 197.46 \text{ KN}$$

$$V_{rd} = \frac{A_{vz} \times fy}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = 476.22 \text{ KN} > 197.46 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{max} = 197.46 \text{ KN} < 0.5 \times V_{plrd} = 238.11 \text{ KN}$$

➔ Le Cisaillement est vérifié.

On adopte un IPE360.

• **Largeur de la dalle effective :**

$$b_{eff} = \min \left\{ \frac{2 \times l_0}{8} \right. \text{ avec } l_0: \text{ longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ \left. b \right. \text{ Entraxe entre les poutres}$$

➔ (EC4 Art 4.2.2.1)

$$b_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times 6}{8} = 1.5 \text{ m} \\ b_{e1} = 1.5 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow b_{eff} = 1.5 \text{ m}$$

a) Vérification de la résistance à L'ELU :

$$q_u = 65.82 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

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

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{12} = \frac{65.82 \times 6^2}{12} = 197.46 \text{ KN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre plastique :

$$F_a = \frac{A \times fy}{\gamma_{m1}} = \frac{72.7 \times 23.5}{1.1} = 1553.13 \text{ KN}$$

$$F_c = b_{eff} \times h_c \times \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1500 \times 80 \times \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 1700 \text{ KN}$$

$F_c > F_a$ ➔ L'axe neutre plastique (ANP) est situé dans l'épaisseur de la dalle.

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff} \times \left(\frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \right)} = \frac{1553.13}{1500 \times \left(\frac{0.85 \times 25}{1.5} \right)} = 7.30 \text{ cm}$$

$$M_{plrd}^+ = F_a \times \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z}{2} \right) = 1553.13 \times \left(\frac{36}{2} + 4 + 8 - \frac{7.5}{2} \right) \times 10^{-2}$$

$$M_{plrd}^+ = 409.24 \text{ KN}$$

$M_{plrd}^+ > M_{sd} \rightarrow$ La section est vérifiée en résistance.

b) Vérification de la flèche en service :

$$q_s = 47.23 \text{ KN/m}$$

$$f_{adm} > f_{cal}$$

Avec :

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = 2.4 \text{ cm}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E_a \times I_m}$$

• Calcul de I_m :

$$I_m = I_a + A_a \times d^2 + \frac{b_{eff} \times (h_c \times h_p)^3}{12 \times \eta} + \frac{b_{eff} \times (h_c \times h_p)}{\eta} \times f^2$$

$$I_m = 16270 + 72.7 \times 14.94^2 + \frac{150 \times (8 \times 4)^3}{12 \times 15} + \frac{150 \times (8 \times 4)}{15} \times 9.06^2$$

$$I_m = 27855.93 \text{ cm}^4$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 0.4723 \times 600^4}{384 \times 21000 \times 27855.93} = 1.36 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = 2.4 \text{ cm} > f_{cal} = 1.36 \text{ cm}$$

\rightarrow La flèche est vérifiée

• Calcul des contraintes :

1) Contraintes dues au moment fléchissant :

Contrainte dans la poutre acier :

Traction dans la fibre inférieure :

$$\sigma_{ai} = \frac{M_{sd}}{I_m} \times v_i = -233.49 \text{ Mpa}$$

Compression dans la fibre supérieure :

$$\sigma_{as} = \frac{M_{sd}}{I_m} \times [v_s - (h_c + h_p)] = 148.43 \text{ Mpa}$$

Contrainte dans la dalle béton :

Compression dans la fibre supérieure :

$$\sigma_{bs} = \frac{M_{sd}}{\eta \times I_m} \times v_s = 7.11 \text{ Mpa}$$

Compression dans la fibre inférieure :

$$\sigma_{bi} = \frac{M_{sd}}{\eta \times I_m} \times [v_s - (h_c + h_p)] = -0.144 \text{ Mpa}$$

2) Contraintes dues au retrait :

β : Distance entre le CDG de l'acier et CDG du béton.

$$\beta = \frac{h_a + (h_c + h_p)}{2} = \frac{36 + 8 + 4}{2} = 24 \text{ cm}$$

α : Distance entre le CDG de l'acier et l'AN de la section homogène

$$\alpha = \frac{I_y}{A_a \times \beta} = \frac{16270}{72.7 \times 24} = 9.32 \text{ cm}$$

$$K = \frac{B \times E_a \times \varepsilon \times \beta \times A_a}{(\eta \times I_y \times A_a) + (B \times I_y) + (B \times A_a \times \beta^2)}$$

$$B = b_{eff} \times (h_c + h_p) = 150 \times (8 + 4) = 1800 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{1800 \times 210000 \times 2 \times 10^{-4} \times 24 \times 72.7}{(15 \times 16270 \times 72.7) + (1800 \times 16270) + (1800 \times 72.7 \times 24^2)}$$

$$K = 0.10$$

Y_1 : Distance entre l'interface et l'AN de la section homogène.

$$Y_1 = \frac{h_a}{2} + \alpha = \frac{36}{2} + 9.32 = 27.32 \text{ cm}$$

Y_2 : Distance entre la fibre supérieure du béton et l'AN de la section homogène.

$$Y_2 = Y_1 + h_c + h_p = 27.32 + 8 + 4 = 39.32 \text{ cm}$$

D'où les valeurs de contraintes sont :

$$\sigma_{as} = K \times Y_1 = 0.10 \times 27.32 \times 10 = 27.32 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{ai} = K \times (h_a - Y_1) = 0.10 \times (36 - 27.32) = -8.68 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{(E_a \times \varepsilon) - (K \times Y_1)}{\eta} = \frac{(2.1 \times 10^5 \times 0.4 \times 10^{-4}) - (0.1 \times 27.32)}{15}$$

$$\sigma_{bi} = 0.97 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{(E_a \times \varepsilon) - (K \times Y_2)}{\eta} = \frac{(2.1 \times 10^5 \times 0.4 \times 10^{-4}) - (0.16 \times 29.5)}{15}$$

$$\sigma_{bs} = -0.17 \text{ Mpa}$$

3) Contraintes finales :

$$\sigma_{as} = 27.32 + 148.43 = 1175.7545.03 \text{ Mpa} < f_y = 235 \text{ Mpa} \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\sigma_{ai} = -233.49 - 8.68 = -242.17 \text{ Mpa} < f_y = 235 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\sigma_{bs} = -7.11 - 0.17 = 6.94 \text{ Mpa} < f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ Mpa} \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\sigma_{bi} = 0.97 - 0.144 = 5.06 \text{ Mpa} < f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ Mpa} \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

7.3 Calcul des goujons connecteurs :

On choisit des connecteurs de diamètre Ø18.

$$\frac{h}{d} > 4 \rightarrow \frac{80}{18} = 4.44 > 4 \rightarrow \alpha = 1$$

Béton de classe C 25/30 $\rightarrow f_{ck} = 25 \text{ Mpa} ; E_{cm} = 30500 \text{ Mpa}$

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

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

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.8 \times \frac{400}{1.25} \times \frac{3.14 \cdot 18^2}{4} = 65.144 \text{ KN} \\ 0.29 \times \frac{1 \cdot 18^2}{1.25} \times \sqrt{25 \cdot 30500} = 65.638 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$P_{rd} = 65.144 \text{ KN (Résistance d'un goujon).}$$

$$\begin{cases} d = 18 \text{ mm} \leq 20 \text{ mm} \\ h_p = 40 \text{ mm} \leq 85 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow P'_{rd} = r \times P_{rd} = 1 \times 65.144 = 65.144 \text{ KN}$$

➔ **Effort de cisaillement V_{lf} :**

$$V_{lf} = \min\left(\frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} ; 0.85 \times b_{eff} \times \frac{(h_c + h_p) \times f_{ck}}{\gamma_c}\right) \quad ; \text{ (EC 4 ; article 6.2.1.1)}$$

$$V_{lf} = \min\left(\frac{72.7 \times 23.5}{1.1} ; 0.85 \times 1.5 \times \frac{(8+4) \times 25}{1.5}\right) = 1553.13 \text{ KN}$$

➔ **Nombre des goujons N :**

$$N \geq \frac{V_{lf}}{P'_{rd}} = \frac{1553.13}{65.144} = 23.84 \text{ goujons. On prend 24 goujons.}$$

Soit 10 goujons sur une longueur $L/2 = 600/2 = 3 \text{ m} \Rightarrow 48 \text{ goujons sur } 6 \text{ m}$

➔ **Espacement e :**

$$e = \frac{300}{24} = 12.5 \text{ cm}$$

• **Vérification des soudures :**

a: La gorge

$$a < \min(d ; t_f) = \min(298 ; 12.7) = 12.7 \text{ mm}$$

On prend $a = 10 \text{ mm}$

l: Longueur du cordon de soudure circulaire

$$l = \pi \times d = \pi \times 18 = 56.549 \text{ mm}$$

$$\text{Acier S235} \rightarrow \begin{cases} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{Mw} = 1.25 \\ f_u = 400 \end{cases}$$

➔ **L'effort résistant de cisaillement :**

$$F_{wrd} = a \times l \times \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{Mw} \times \sqrt{3}} = 10 \times 56.548 \times \frac{400 \times 10^{-3}}{0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3}}$$

$$F_{wrd} = 117.53 \text{ KN}$$

➔ **L'effort sollicitant est donné par :**

$$F_{sd} = \frac{V_{lf}}{N_f} = \frac{1553.13}{24} = 64.71 \text{ KN}$$

Quelle que soit la direction de l'effort sollicitant F_{sd} par rapport au cordon, on a :

$$F_{sd} = 64.71 \text{ KN} \leq F_{wrd} = 117.53 \text{ KN} \quad \dots \text{ (Condition vitrifiée).}$$

8. Calcul de la poutre secondaire :

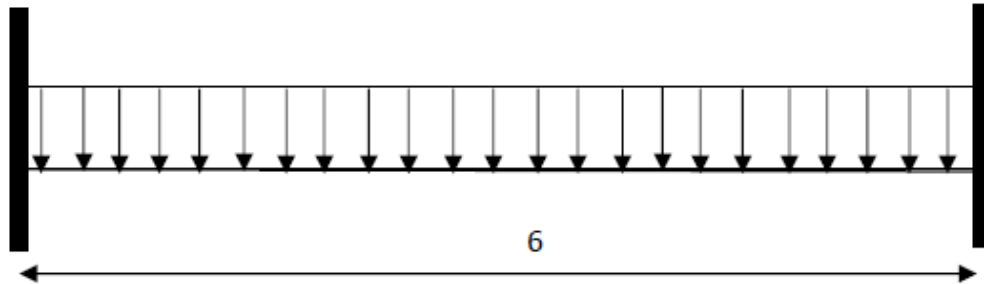


Figure 4.7 : Schéma statique de la poutre secondaire.

Caractéristiques de la poutre secondaire :

- Portée de la poutre : $L = 6 \text{ m}$
- Entre axe de la poutre : $d_{poutre} = 1.5 \text{ m}$
- Charges permanentes du plancher : $G = 4.085 \text{ KN/m}^2$
- Surcharges d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

• Pré dimensionnement :

$$p_s = (G + Q) \cdot d_{poutre}$$

$$p_s = (4.085 + 2.5) \cdot 1.5 = 9.87 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier que :

$$F_z = \frac{p_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{l}{250} I_y \geq \frac{5 \times q_z \times 250 \times l^3}{384 \times E} \quad I_y \geq 793.125 \text{ cm}^4$$

→ On choisit un IPE 160

• Vérification de la flèche en tenant compte du poids du profile :

$$p' = (G + Q) \cdot d + G_{poutre} = (4.085 + 2.5) \cdot 1.5 + 0.158 = 10.03 \text{ KN/m}$$

$$f_{cal} = \frac{10.03 \times 600^4 \times 10^{-1}}{384 \times 21000 \times 8693} = 1.85 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = 2.4 \text{ cm} > f_{cal} = 1.85 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

•Vérification de la résistance :

Détermination de la classe de la section :

Class de l'âme (âme fléchie) :

$$\frac{d}{t_w} \leq 33\varepsilon \quad \rightarrow \quad \frac{127.2}{5} = 25.44 \quad \rightarrow \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = 1$$

Donc l'âme est de section 1

Classe de la semelle (semelle comprimée) :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{41}{7.4} = 5.54 \leq 10\varepsilon \quad ; \text{ Avec } (C= b/2)$$

La semelle est de classe 1

•Vérification au moment :

$$q_u = 1.35 \times (G \times d + G_{poutre}) + 1.5 \times Q \times d$$

$$q_u = 1.35 \times (4.085 \times 1.5 + 0.158) + 1.5 \times (2.5 \times 1.5)$$

$$q_u = 14.11 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} \leq M_{rd} = \frac{W_{pl} \times fy}{\gamma m_0}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{14.11 \times 6^2}{8} = 42.33 \text{ KN.m}$$

$$M_{rd} = \frac{123.9 \times 23.5}{1} = 29.11 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 42.33 \text{ KN.m} > M_{rd} = 29.11 \text{ KN.m}$$

Condition de résistance non vérifiée. On augmente a un profile IPE200.

D'où :

$$q_u = 1.35 \times (G \times d + G_{poutre}) + 1.5 \times Q \times d$$

$$q_u = 1.35 \times (4.085 \times 1.5 + 0.224) + 1.5 \times (2.5 \times 1.5)$$

$$q_u = 14.19 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{14.19 \times 6^2}{8} = 42.57 \text{ KN.m}$$

$$M_{rd} = \frac{220.6 \times 23.5}{1} = 51.89 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 42.33 \text{ KN.m} < M_{rd} = 29.11 \text{ KN.m}$$

Condition de résistance vérifiée

b) Vérification à l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$

Où :

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

A_{vz} : Aire de cisaillement.

$A_{vz}=14,00 \text{ cm}^2$ (D'après le tableau des profilés).

$$V_{plrd} = \frac{23.5 \times 14}{\sqrt{3} \times 1} = 189.94 \text{ KN}$$

• Calcul de l'effort tranchant V_{sd} :

$$V_{sd}^{max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{14.19 \times 6}{2} = 42.57 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{max} = 42.57 \text{ KN} < V_{plrd} = 189.94 \text{ KN}$$

➔ Condition de l'effort tranchant est vérifiée.

$$V_{sd}^{max} = 22.44 \text{ KN} < 0.5 \times V_{plrd} = 94.97 \text{ KN}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte **IPE200** pour la poutre secondaire.

9. Conclusion :

D'après notre étude du plancher mixte de notre structure et les vérifications effectuées nous avons obtenues les résultats suivant :

- Solive : **IPE200**
- Des goujons connecteurs de diamètre **18mm**
- Poutre maitresse : **IPE360**
- Des goujons connecteurs de diamètre **18mm**
- Poutre secondaire : **IPE200**

Chapitre 05

Etude de contreventement

1 .Introduction :

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action des forces horizontales : vent, freinages des ponts roulants, effet 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 tant sur les Pignons que sur les longs pans.

2 .Rôle des systèmes de contreventement :

Les contreventements ont pour fonctions principales de :

- Reprendre et de transmettre jusqu'aux fondations les efforts dus aux actions latérales ou horizontales causées par : le vent, le séisme, les forces de freinage de ponts roulant, les explosions, les chocs de véhicules, la poussée des terres...
- Empêcher de grandes déformations (ou de limiter les déplacements horizontaux) sous l'effet de ces actions.
- Jouer un rôle important vis-à-vis des phénomènes d'instabilité en réduisant les risques de flambement et de déversement. En effet, ils diminuent les longueurs de flambement des poteaux, et ils constituent parfois des appuis latéraux intermédiaires pour les membrures comprimées de poutres et de portiques vis-à-vis du déversement.
- Possèdent un rôle important dans les problèmes de vibration de la construction, dans son ensemble ou dans des éléments élancés de cette construction et ce, en modifiant la période fondamentale. Ce qui permet d'éviter le phénomène de résonance.

3 .Calcul de la poutre au vent en pignon :

La transmission des efforts sur le pignon passe successivement du bardage aux lisses, aux potelets puis à la traverse du portique, cette dernière n'est pas rigide transversalement, il est nécessaire de la stabiliser en construisant un dispositif dans le plan de la toiture.

La poutre contreventée sera calculée comme une poutre a treillis reposant sur deux appuis et soumise aux réactions horizontales des potelets ; auxquels on adjoint les efforts d'entraînement.

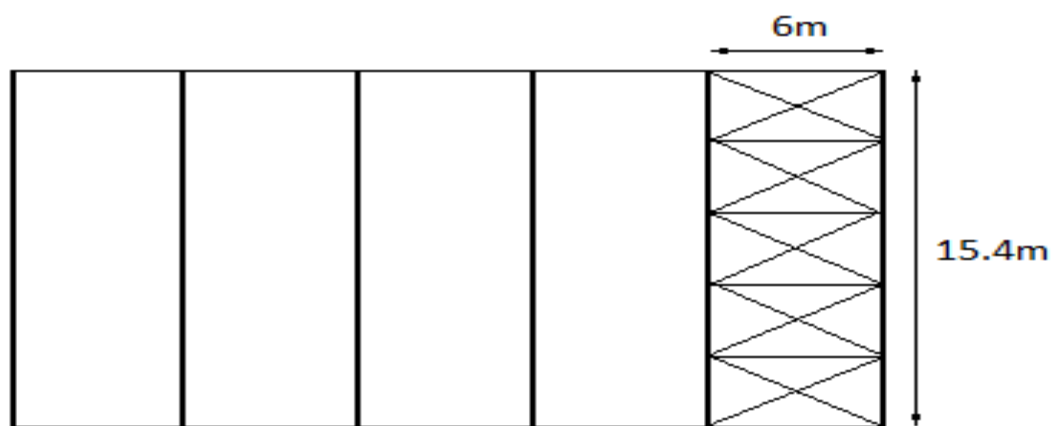


Figure 5. 1 : Vue en plan de la poutre au vent

3. 1. Evaluation des efforts dans la poutre au vent :

$$F_i = (V_{max} \times S_i) + F_e$$

S_i : Surface afférente de chaque force.

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

e_i : Entre axes ; $e_i = 2.56 \text{ m}$

h_i : Hauteur de poteau ; $h_i = 6$

La force d'entraînement F_e est la force de frottement pour la toiture, dans notre cas la force du frottement $F_e = 0$. (Voir chapitre 2)

D'après l'étude climatique, la valeur de V_{max} est donnée comme suit :

$$V_{max} = V_e = 5.872 \text{ KN/m}^2 \text{ (voir chapitre II).}$$

$$S_i = 2.56 \times \frac{6}{2} = 7.68 \text{ m}^2$$

$$F_i = (5.872 \times 7.68) + 0 = 45.096 \text{ KN}$$

$$F_1 = F_2 = \dots = F_7$$

3. 2. Calcul de la section brute A :

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{sd} = 1.5 \times F_i = 1.5 \times 45.096 = 67.65 \text{ KN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{158.544 \times 1}{23.5} = 2.89 \text{ cm}^2$$

Soit une cornière isolée de L (50x50x4) ; ($A = 3.87 \text{ cm}^2$).

3. 3. Vérification à la résistance ultime de la section :

Condition de résistance :

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

$$N_{pl,rd} = \frac{0.9 \times A_{nette} \times f_u}{\gamma_{m2}}$$

Soit une cornière isolée de L (50x50x4) ; ($A = 3.87 \text{ cm}^2$).avec un boulon de 12mm et trou de 13mm.

$$\text{Section nette : } A_{nette} = 3.87 - (0.5 \times 1.3) = 3.22 \text{ cm}^2$$

$$N_{pl,rd} = \frac{0.9 \times 3.22 \times 36}{1.25} = 83.46 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 67.65 \text{ KN} \leq N_{u,rd} = 83.46 \text{ KN}$$

➔ Condition vérifiée.

Donc on opte une cornière de L (50x50x4).

4. Calcul de la palée de stabilité en long pans :

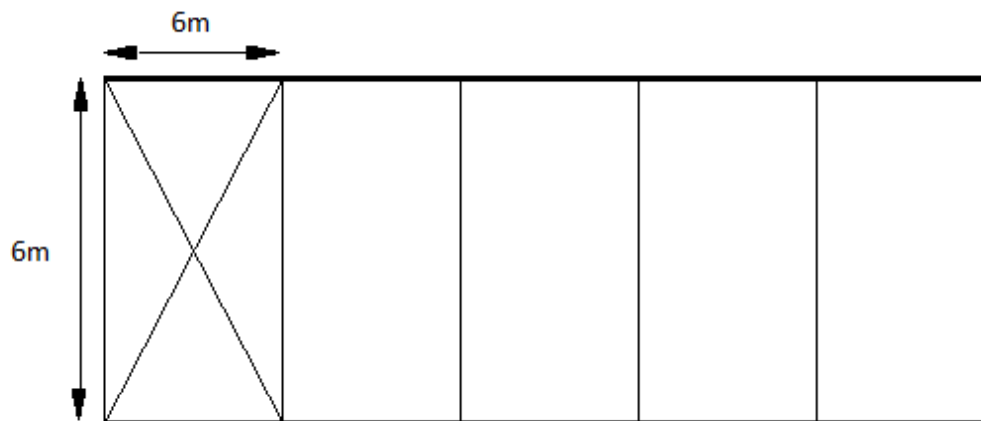


Figure 5. 2 : Plan de portiques de la palée de stabilité.

4. 1. Calcul de la section brute A :

On a $\alpha = 45^\circ$

$$N = \frac{R - F_1}{\cos 45}$$

$$R = \frac{\sum F_i}{2} = 157.836 \text{ KN}$$

$$N = \frac{157.836 - 45.096}{\cos 45} = 159.44 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1.5 \times N = 1.5 \times 159.44 = 239.16 \text{ KN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{239.16 \times 1}{23.5} = 10.18 \text{ cm}^2$$

Soit une cornière isolée de L (70x70x9) ; ($A = 11.88 \text{ cm}^2$).

4. 2. Vérification à la résistance ultime de la section :

Condition de résistance :

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

$$N_{u,rd} = \frac{0.9 \times A_{nette} \times f_u}{\gamma_{m2}}$$

Soit une cornière isolée de L (70x70x9) ; ($A = 11.88 \text{ cm}^2$). avec deux boulon de 12mm et trou de 13mm.

$$\text{Section nette : } A_{\text{nette}} = 11.88 - 2 \times (0.9 \times 1.3) = 9.54 \text{ cm}^2$$

$$N_{u,rd} = \frac{0.9 \times 9.54 \times 36}{1.25} = 247.27 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 239.16 \text{ KN} \leq N_{u,rd} = 247.27 \text{ KN}$$

➔ Condition vérifiée.

Donc on opte une cornière de L (70x70x9).

Chapitre 06

Pré dimensionnement des portiques

CALCUL DES TRAVERSES :

Les traverses sont des poutres maitresses d'une toiture a deux versants, elles sont constituées généralement en profiles IPE ou HEA.

Les traverses de la toiture servent à supporter les éléments de la couverture et a en caissier les charges et sur charges exercer sur celles-ci

1. pré dimensionnement des traverses :

1.1. Evaluation des charges et surcharge :

a) Charge permanentes G :

- Couvertures panneaux (sandwichs) 14.2 kg/m^2
- Accessoire de pose..... 1.5 kg/m^2
- Les pannes UPN 160..... 16 kg/ml
- La porté de la traverse 12 m
- Espacement entre pannes : $e = 1.5 \text{ m}$

$$G = (P_{couverture} + P_{acc}) \times e + (P_{panne} \times nb \times lp)$$

$$G = (14.2 + 1.5) \times 1.5 + (16 \times 8 \times 6) = 791.55 \text{ kg/m}$$

$$G = 7.92 \text{ KN/m}$$

b)- surcharge climatique du vent (perpendiculaire au vent) :

La zone la plus chargée est G dont $C_{pi} = -0.07$

$$W = -q_j = 1.84 \times 12 = 22.08 \text{ KN/m}$$

La porté de la solive = 12m

c)- surcharge climatique de la neige (par projection horizontale) :

$$S = 0.5872 \times 6 \times 8 = 28.185 \text{ KN/m}$$

1.2. Combinaisons des charges les plus défavorables

➤ Les charges et surcharges appliquée :

$$G = 7.92 \text{ KN/m}$$

$$Q = 0.35 \text{ KN/m}$$

$$W = 22.08 \text{ KN/m}$$

$$S = 28.185 \text{ KN/m}$$

➤ **La combinaison la plus défavorable :**

$$1.35G + 1.5(W + S) = 1.35 \times 7.92 + 1.5 \times (22.08 + 28.185) \\ = \mathbf{78.54 \text{ KN/m}}$$

1.3 Vérification de condition de flèche :

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{1200}{250} = 6 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5 \times Q \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$I_y > \frac{5 \times Q \times l^4}{384 \times E \times f_{adm}} = \frac{5 \times 78.54 \times 10^{-2} \times 1200^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 6} = 16838 \text{ cm}^4$$

$$I_y > 16838 \text{ cm}^4$$

On prend IPE 400 ($I_y = 23130 \text{ cm}^4$).

• **La résistance :**

$$q_u = 78.54 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{12} = 942.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = 5381.5 \text{ KN.m} > 942.48 \text{ KN.m}$$

➔ La résistance est vérifiée

• **Cisaillement :**

$$V_{sd}^{max} = \frac{q_u \times l}{2} = 471.24 \text{ KN}$$

$$V_{rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = 5792.06 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{max} = 471.24 \text{ KN} < 0.5 \times V_{plrd} = 2896.03 \text{ KN}$$

➔ Le Cisaillement est vérifié.

On adopte un IPE 400.

2. Pré dimensionnement des poteaux :

2.1. Définition :

Les poteaux sont des éléments verticaux de l'ossature, ils sont soumis à la compression et éventuellement à la flexion selon le système statique adopté.

-Un effort de compression dû aux charges climatiques (neige, vent).

-Un effort de flexion dû aux poussées horizontales du vent.

2.2. Evaluation des charges et surcharge :

a) Charge permanente :

Surface d'influence : $S = 7.7 \times 6 = 46.2 \text{ m}^2$

-Couvertures (panneaux sandwichs)..... $0.142 \times 46.2 = 6.56 \text{ KN}$

-Accessoire de pose..... $0.15 \times 46.2 = 6.93 \text{ KN}$

-La panne UPN 140..... $0.16 \times 6 \times 6 = 5.76 \text{ KN}$

-solives IPE 200..... $0.224 \times 46.2 = 10.04 \text{ KN}$

-Poutre maîtresse IPE 300..... $0.422 \times 4.62 \times 2 = 3.9 \text{ KN}$

-pois de la tôle (cofraplus60) $0.085 \times 4.62 \times 6 = 2.36 \text{ KN}$

-Poids de béton $= 0.10 \times 4.62 \times 25 = 11.55 \text{ KN}$

b) Sur charge climatique de neige :

$S_n = 0.5872 \times 46.2 = 27.13 \text{ KN}$

Donc la charge de la neige : $S = S_n \times \cos \alpha = 27.13 \times \cos(25.68) = 24.45 \text{ KN}$

c) Sur charges d'exploitations :

-charges d'entretien (Q)..... $0.35 \times 12 = 4.2 \text{ KN}$

Donc la charge d'entretien ; $Q = Q \times \cos \alpha = 4.2 \times \cos(25.68) = 3.79 \text{ KN}$

2.3. Détermination de l'effort N par la descente de charges :

➤ Charges permanentes :

$G_t = (G_{\text{couverture}} + G_{\text{acc}} + G_{\text{panne}} + G_{\text{solive}}) \times \cos 25.68 + G_{\text{dalle}}$

$G_t = (6.56 + 6.93 + 5.76 + 10.04) \times \cos 25.68 + 74.15 = 100.55 \text{ KN}$

➤ Charges d'exploitation :

$Q_t = Q_{\text{dalle}} + Q_{\text{entretien}} = 66.82 + 3.79 = 70.61 \text{ KN}$

➤ **A L'ELU :**

$$N_{max} = 1.35G + 1.5(Q + S)$$

$$N_{max} = 1.35 \times 100.55 + 1.5(70.61 + 24.45)$$

$$N_{max} = \mathbf{264.07 \text{ KN}}$$

$$\rightarrow N_{max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\rightarrow A = \frac{N_{max} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{264.07 \times 1}{23.5} = 11.24 \text{ cm}^2 .$$

Pour la section obtenue on surdimensionne notre section et on opte pour un HEA 280 pour des raisons de sécurité.

2.4. Vérifications au flambement :

On doit vérifier la condition suivante :

$$N_{max} \leq \frac{\beta_a \times f_y \times A \times \chi_{min}}{\gamma_{m1}}$$

Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_i$:

$$l_{ky} = 0.7 \times 9.5 = 6.65 \text{ m}$$

$$l_{kz} = 0.7 \times 9.5 = 6.65 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{665}{11.86} = 56.07$$

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{665}{7} = 95$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z \times \sqrt{\beta_a}}{93.9} = \frac{95 \times 1}{93.9} = 1.01$$

Autour de ZZ' → Courbe c ➔ $\chi_y = \mathbf{0.5343}$

$$N_{cal} = \frac{\beta_a \times f_y \times A \times \chi_{min}}{\gamma_{m1}} = \frac{1 \times 23.5 \times 97.3 \times 0.5343}{1.1}$$

$$N_{cal} = 1110.63 \text{ KN}$$

$$N_{max} = 264.07 \text{ KN} < N_{cal} = 1110.63 \text{ KN}$$

➔ **Poteau vérifié au flambement.**

Le poteau HEA 280 est vérifié.

3. Conclusion :

D'après toutes les vérifications effectuées ci-dessus on a eu les résultats suivants :

Des **IPE 400** pour les traverses

Des **HEA 280** pour les poteaux.

Chapitre 07

Etude sismique

1. Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface de la terre, il Produit des dégâts destructifs au niveau des constructions, et par conséquent, des pertes dans les vies humaines, notre but est de remédier à ce phénomène par la conception adéquate de l'ouvrage de façon à ce qu'il résiste et présente un degré de protection acceptable à vies humaines et aux biens matériels.

D'après le RPA la détermination de la réponse d'une structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul :

- Méthode statique équivalente
- Méthode d'analyse spectrale
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

2. Choix de la méthode :

Vue la particularité de notre structure et d'après le règlement RPA99V2003, le calcul se fera par la méthode statique équivalente.

La méthode statique équivalente (MSE). Le principe de cette méthode consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système des forces statiques fictives dont leurs effets sont considérés équivalents aux effets de l'action sismique.

3. Calcul de la force sismique :

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

→(RPA99V2003)

A : coefficient d'accélération de zone, donnée en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Suivant le tableau 4.1 des RPA 99/Ver.2003 et la zone sismique : **A = 0.15**

D : facteur d'amplification dynamique moyen, en fonction de la catégorie de site, et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & ; 0 \leq T_1 \leq T_2 \\ 2.5\eta \times \left(\frac{T_2}{T_1}\right)^{\frac{2}{3}} & ; T_1 \leq T_1 \leq 3 \text{ sec} \\ 2.5\eta \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T_1}\right)^{\frac{2}{3}} & ; T_1 \geq 3 \text{ sec} \end{cases}$$

$T_1; T_2$: Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donné par le (tab 4.7 p49). [RPA99/version 2003]

Site meuble : $T_1 = 0.15s$; $T_2 = 0.40s$

(η) : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7$$

Où

ξ : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Nous avons une structure en portiques

ξ Est donnée par le tableau 4.2 du **RPA99 V2003**

$\xi = 4\%$

D'où :

$$\eta = 1.08 > 0.7$$

Et :

$$D = 2.5 \times 1.08 = 2.7$$

R : coefficient de comportement global de la structure, donné en fonction du système de contreventement.

Notre construction est en acier et contreventée par palées triangulées en X ce qui nous donne **R = 4**. (Tableau 4.3 RPA 99).

Q : facteur de qualité La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Critère q	P_{qx}	P_{qy}
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	0
2. Redondance en plan	0.05	0
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0

Tableau 7.1 : Pénalité de vérification.

$$Q_x = 1.1$$

$$Q_y = 1$$

W : poids total de la structure, W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum W_i \text{ Avec :}$$

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Charges permanentes et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le **tableau 4.5 du RPA 99 v 2003**.

Dans notre cas : **$\beta = 0.2$**

$$W_{Gi} = 2494.05 \text{ KN}$$

$$W_{Qi} = 540 \text{ KN}$$

Donc :

$$W = 2764.05 \text{ KN}$$

$$V_x = \frac{A \times D \times Q_x \times W}{R} = \frac{0.15 \times 2.7 \times 1.1 \times 2764.05}{4} = 307.85 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A \times D \times Q_y \times W}{R} = \frac{0.15 \times 2.7 \times 1 \times 2764.05}{4} = 279.86 \text{ KN}$$

	$V_{stat} (KN)$	$V_{dyn} (KN)$	$0.8 V_{stat} (KN)$	$0.8 V_{stat} < V_{dyn}$
Sens x	307.85	276.41	246.28	Vérifié
Sens-y	279.86	276.41	223.88	Vérifié

Tableau 7.2 : Résultante des forces sismiques à la base.

4 .Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau est calculé par la formule suivante : $\delta_k = R \times \delta_{ek}$

Avec : R : Coefficient de comportement.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

Les déplacements latéraux ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

δ_{ek}	R	δ_k (cm)	1% h_k (cm)	Condition
1.2	4	4.8	7.7	vérifié

Tableau 7.3 : Résultante des forces sismiques à la base.

δ_{ek}	R	δ_k (cm)	1% h_k (cm)	Condition
0.9	4	3.6	7.7	vérifié

Tableau 7.4 : Déplacements relatifs dans le sens (y-y).

Chapitre 08

Calcul des fondations

1. Introduction :

Les fondations d'une construction sont les parties de l'ouvrage qui sont en contact directe 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. Le dimensionnement des fondations est fait selon le règlement BAEL91.

2. Effort sollicitant : (treilles) système

	Effort	ELU	ELS
Semelle Intermédiaire	$N_{sd} (KN)$	113,29	81,87
	$M_{sd} (KN.m)$	20,66	13,25
Semelle Centrale	$N_{sd} (KN)$	153,90	110 ,68
	$M_{sd} (KN.m)$	2,13	1,42
Semelle D'angle	$N_{sd} (KN)$	55,49	40,19
	$M_{sd} (KN.m)$	14,61	10,47
$\bar{\sigma}_{sol}$	1.6 bar = 0.16 Mpa = 160 KN/m ²		

Tableau 8. 1 : Effort sollicitant pour solution treillis

2.1. Dimensionnement de la Semelle Intermédiaire :

$$a = b = 40 \text{ cm}$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = A = B$$

On a :

$$\bar{\sigma}_{sol} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_{sd}}{A \times B} \quad \rightarrow \quad A \times B \geq \frac{N_{sd}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$\rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N_{sd}}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{113.29}{160}} = 0.84 \text{ m}$$

On prend : A = B = 1m

2.2. Détermination de d et h :

$$\frac{B - b}{4} \leq d \leq A - a$$

$$\frac{1 - 0.4}{4} \leq d \leq 1 - 0.4$$

$$0.15 \leq d \leq 0.60m \quad ; \text{ Donc : } \mathbf{d = 55 \text{ cm}}$$

$$h = d + 5 = 55 + 5 = \mathbf{60 \text{ cm}}$$

2.3. Vérification des contraintes :

$$\sigma_{sol} < \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_{sd}}{S} + \frac{M_{sd}}{I/V} = \frac{110.68}{1 \times 1} + \frac{M_{sd}}{1/12} = 119.2 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 119.2 \text{ KN/m}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 160 \text{ KN/m}^2$$

Condition vérifié

2.4. Vérification de la stabilité au renversement :

On doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaire et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base de fondation résistant au renversement.

$$e_0 = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} \leq \frac{B}{4}$$

$$e_0 = 0.012 \text{ m} \leq 0.25 \text{ m} \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

2.5. Détermination de la hauteur du patin 'e' :

$$e \geq \text{Max} (6\phi + 6 \text{ cm} ; 15 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow e \geq \text{max} (13,2 ; 15 \text{ cm}) \quad ; \text{ Donc on prend } e = 15 \text{ cm.}$$

2.6. Calcul du ferrailage :

ELU :

$$A_u = \frac{N_u \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$N_u = 153.9 \text{ KN}$$

$$A_u = \frac{153.9 \times 10^{-2} \times (1 - 0.4)}{8 \times 0.55 \times 347.82} = 0.60 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$A_s = \frac{N_s \times (A - a)}{8 \times d \times \bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{sol} = \min\left(\frac{3}{2}fe ; 110\sqrt{n \times f_{c28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$N_s = 110.68 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{110.68 \times 10^{-2} \times (1 - 0.4)}{8 \times 0.55 \times 201.63} = 0.74 \text{ cm}^2$$

Remarque :

Vue que la semelle de fondation est une massive ; le ferrailage calculé reste toujours très faible et inférieur au ferrailage minimal donc on adopte un ferrailage minimum selon le RPA 99/ version 2003 ($\phi 12$) avec un espacement (min =15 ; max =25) cm.

2.7. Calcul de nombre des barres :

On a :

$$\begin{cases} \text{Enrobage} = 3 \text{ cm} \\ \text{Espacement} = 15 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow (\text{RPA 99 V2003})$$

$$n_a = \frac{A - 2(\text{Enrobage})}{(\text{Espacement})} + 1 = 7 \text{ barre de } \phi 12$$

$$n_b = \frac{B - 2(\text{Enrobage})}{(\text{Espacement})} + 1 = 7 \text{ barre de } \phi 12$$

2.8. Type d'ancrage :

$$l_s = \frac{\phi \times fe}{4 \times \bar{\tau}_s}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_s = 0.6(\varphi^2 \times f_{t28}) = 0.6 \times (1.5^2 \times 2.1) = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm} > \frac{B}{4} = 25 \text{ cm}$$

Donc on utilise ce type d'ancrage :



A×B (m²)	d (cm)	h (cm)	e (cm)	A _{st} (cm)	S _t (cm)
1	55	60	15	7φ12	15

Tableau 8.2 : Récapitulatif des résultats de la semelle intermédiaire.

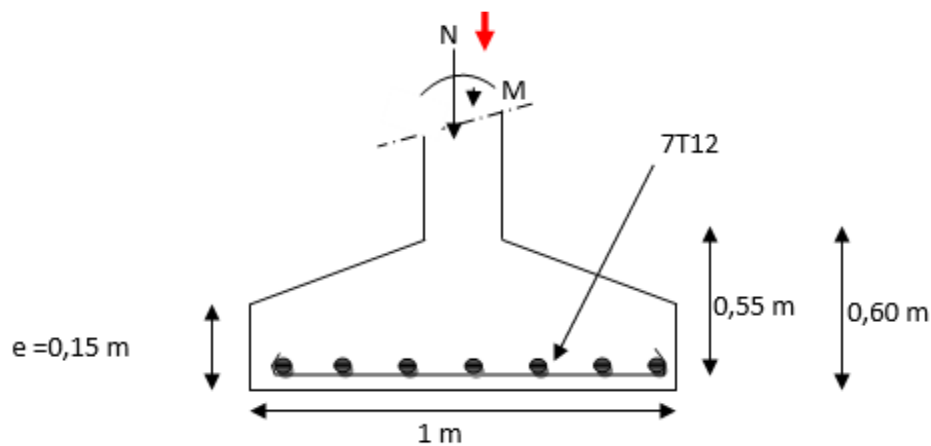


Figure 8. 1 : Ferrailage de la semelle intermédiaire

Le même Calcul pour les deux autres semelles (angles et centrales)

2.9. Semelle d'angle :

A×B (m²)	d (cm)	h (cm)	e (cm)	A _{st} (cm)	S _t (cm)
1	55	60	15	7φ12	15

Tableau 8. 3 : Ferrailage de la semelle d'angle.

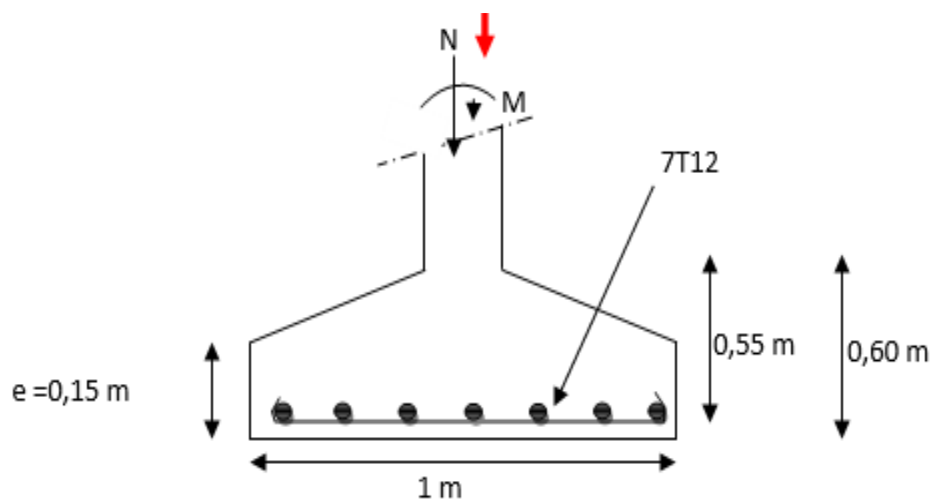


Figure 8. 2 : Ferrailage de la semelle d'angle.

2.10. Semelle centrale :

A×B (m ²)	d (cm)	h (cm)	e (cm)	A_{st} (cm)	S_t (cm)
1.5×1.5	55	60	15	7 ϕ 12	15

Tableau 8. 4 : Ferrailage de la semelle centrale.

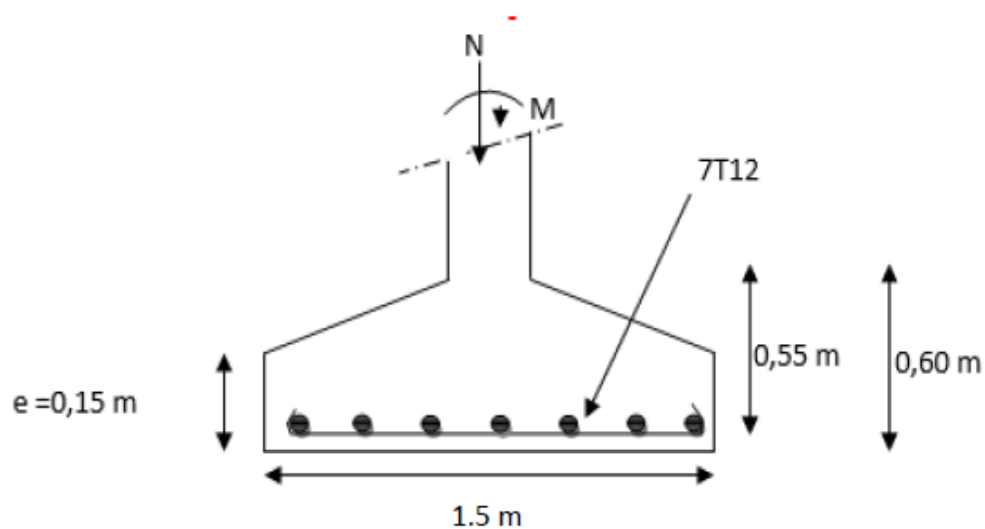


Figure 8. 3 : Ferrailage de la semelle centrale.

3. Calcul des longrines :

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction.

3.1. Dimensionnement des longrines :

Selon le RPA99, pour un sol de type S3 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 25 cm x 30 cm.

3.2. Calcul du ferrailage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \max \left[\frac{N}{\alpha} ; 20 \text{ KN} \right]$$

Avec :

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée, pour les sols S3 ($\alpha = 12$)

L'ELU :

$$\frac{N_u}{\alpha} = \frac{153.49}{12} = 12.82 \text{ KN}$$

L'ELS :

$$\frac{N_s}{\alpha} = \frac{110.68}{12} = 9.23 \text{ KN}$$

$$F = \max[12.82 ; 9.23 ; 20 \text{ KN}] = 20 \text{ KN}$$

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}}$$

L'ELU :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{0.02}{347.82} = 0.57 \text{ cm}^2$$

L'ELS :

$$\bar{\sigma}_{sol} = \min \left(\frac{3}{2} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{c28}} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{F}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{0.02}{201.63} = 0.99 \text{ cm}^2$$

Remarque :

Selon le (RPA99V2003) Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à : min (20 cm, 15Φ).

$$A_{min} = 0.6\%(25 \times 30) = 4.5 \text{ cm}^2$$

On prend donc : $A_{st} \text{ } 6\phi 12 = 6.97 \text{ cm}^2$

3.3. Vérification de condition de non fragilité :

$$A_{st} \leq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_{st} = 6.97 \text{ cm}^2$$

$$0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 30 \times \frac{25}{400} = 10.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 6.97 \text{ cm}^2 \leq 10.78 \text{ cm}^2$$

Condition vérifié

3.4. Calcul d'armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right) \text{ mm}$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{300}{35} ; \frac{250}{10}\right) \text{ mm}$$

$$\phi_t \leq \min(8.5 ; 25) \text{ mm}$$

Alors on prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

3.5. Calcul d'espacement des cadres :

$$S_t \leq (20 \text{ cm} ; 15\phi_t)$$

$S_t \leq (20 \text{ cm} ; 12 \text{ cm})$; Alors on adopte un espacement $S_t = 12 \text{ cm}$.

Chapitre 09

Calcul des assemblages

1. Introduction :

Le bon fonctionnement global d'une structure métallique est directement lié à sa conception et particulièrement au calcul des assemblages des pièces qui la composent. Le dispositif d'assemblage assure la solidarisation des pièces entre elles, permet une transmission optimale et une juste répartition des différentes sollicitations de toute nature pouvant affecter la composante structurelle.

2. Fonctionnement des assemblages :

Les principaux modes d'assemblages sont :

2.1. Le boulonnage :

Le boulonnage consiste le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site, pour le cas le choix à été porté sur le boulon de haute résistance (HR) il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale ou carrée et un écrou en acier à très haute résistance :

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb} (N / mm^2)$	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{Ub} (N / mm^2)$	400	400	500	500	600	600	800	1000

Tableau 9.1: Caractéristique mécanique des boulons selon leur classe d'acier.

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 oxyacéthyénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièces de métal à assembler.

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.

2.4 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 grenaillage, pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine ; de graissage, etc.

Surface de classe A	$\mu=0,5$	Pour surfaces grenaillées ou sablées
Surface de classe B	$\mu=0,4$	Pour surfaces grenaillées, sablées et peintes.
Surface de classe C	$\mu=0,3$	Pour surfaces brossées
Surface de classe D	$\mu=0,2$	Pour surfaces non traitées

Tableau 9. 2 : Valeur du coefficient de frottement μ selon la surface.

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 répartition 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 :

- Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et les tranchants.
- Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

4. Calcul d'assemblages:

4.1. Assemblage traverse – traverse:

L'assemblage traverse – traverse est réalisé par l'intermédiaire d'une platine boulonnée.

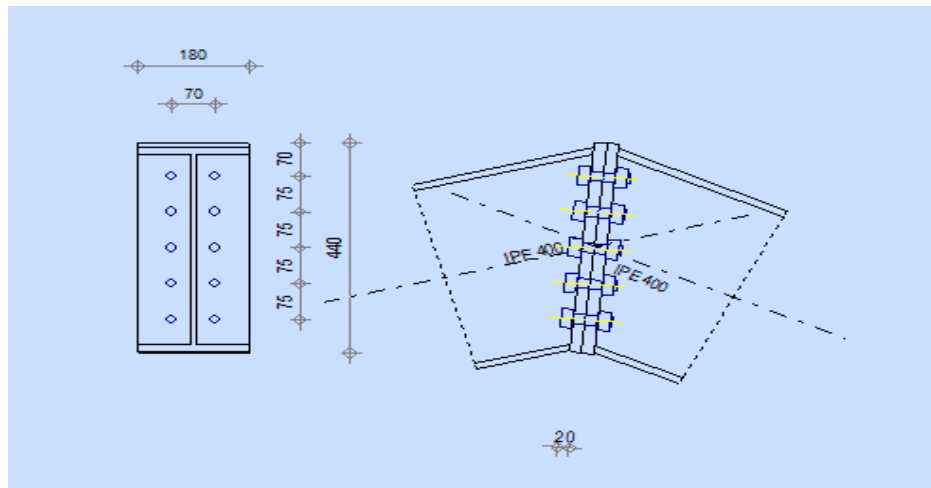


Figure 9. 1 : Représentation de l'assemblage traverse-traverse.

❖ Efforts de calcul :

$$M_{\max} = 44.23 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max} = 32.23 \text{ KN}$$

$$N_{\max} = 60.61 \text{ KN}$$

a - Dimensionnements des boulons :

Le choix se fait suivant l'épaisseur des pièces assemblées et selon le type de profilés, on choisit des boulons de diamètre **M20** de classe **8.8**

❖ Disposition des boulons :

Les pièces ne sont pas soumises aux intempéries et ne sont pas situées dans des conditions favorisant l'oxydation.

❖ Entre axe des boulons :

Avec : $d_0 = 22 \text{ mm}$

$$P_1 \geq 2.2 d_0 = 48.4 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } P_1 = 75 \text{ mm}$$

$$P_2 \geq 3 d_0 = 66 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } P_2 = 70 \text{ mm}$$

❖ **Pince longitudinale :**

$$e_1 \geq 1.2 d_0 = 26,4 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } e_1 = 55 \text{ mm}$$

❖ **Pince transversale :**

$$e_2 \geq 1.5 d_0 = 33 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } e_2 = 70 \text{ mm}$$

❖ **Détermination des efforts dans les boulons :**

$$d_1 = 300 \text{ mm}$$

$$d_2 = 225 \text{ mm}$$

$$d_3 = 150 \text{ mm}$$

$$d_4 = 75 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = 0.168 \text{ m}^2$$

$$N_i = \frac{M \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$$N_1 = 78.98 \text{ KN}$$

$$N_2 = 59.23 \text{ KN}$$

$$N_3 = 39.49 \text{ KN}$$

$$N_4 = 19.75 \text{ KN}$$

b - Vérification de la résistance de l'assemblage des boulons a l'ELU :

❖ Vérification au moment résistant :

$$M_r = \frac{F_p \times \sum d_i^2}{d_1}$$

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$F_p = 0.7 \times 800 \times 10^{-3} \times 245$$

$$F_p = 137.2 \text{ KN} \dots \text{ par boulon.}$$

Soit :

$$F_p = n \times F_p = 2 \times 137.2 = 274.4 \text{ KN} \dots \text{ par rangée.}$$

$$M_r = \frac{274.4 \times 0.168}{0.3} = 153.66 \text{ KN.m}$$

$$M_r = 153.66 \text{ KN.m} \geq M_{\max} = 44.23 \text{ KN.m}$$

Condition vérifiée.

❖ Vérification a l'effort tranchant :

$$F_{\text{vsd}} = \frac{V_{\max}}{n} = \frac{32.23}{10} = 3.223 \text{ KN}$$

$$F_{\text{rd}} = \frac{K_s \times m \times \mu \times F_p}{\gamma_{m2}} = 32.92 \text{ KN}$$

Avec :

$K_s = 1$: Facteur de forme, trous nominaux.

$\mu = 0.3$: Coefficient de frottement, surface brossée.

$m = 1$: Plan de contact.

$$F_{\text{rd}} = 32.92 \text{ KN} > F_{\text{vsd}} = 3.223 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

❖ **Résistance au poinçonnement :**

$$B_{p,rd} = 0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$

Avec :

d_m : Diamètre moyen du boulon

t : épaisseur des pièces à boulonnés

$$B_{p,rd} = 0.6 \times \pi \times 3.24 \times 20 \times \frac{800 \times 10^{-2}}{1.5}$$

$$B_{p,rd} = 651.11 \text{ KN}$$

$$B_{p,rd} = 651.11 \text{ KN} > N_{\max} = 60.61 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

❖ **Epaisseur de la platine :**

$$e_p = 20 \text{ mm}$$

$$18 \text{ mm} \leq t_{\max} \leq 25 \text{ mm}$$

$$a_{\min} = 5 \text{ mm}$$

$$a_{\max} = 0.7t = 14 \text{ mm}$$

On prend un cordon de soudure d'épaisseur $a = 8 \text{ mm}$

❖ **Soudure de la platine :**

a. Soudure de la semelle :

$$N_d \leq \min (R_w ; R_s)$$

$$N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = \frac{44.23}{0.4} + 60.61 = 171.26 \text{ KN}$$

$$R_s = \frac{0.7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{M1}} = \frac{0.7 \times 235 \times 8 \sqrt{2} \times 400 \times 10^{-3}}{1.1} = 828.86 \text{ KN}$$

$$R_w = \frac{0.5 \times FUE \times a \times l}{\gamma_{M1}} = \frac{0.5 \times 360 \times 8 \times 400 \times 10^{-3}}{1.1} = 523.63 \text{ KN}$$

Donc :

$$N_d \leq \min (R_w, R_s) \Rightarrow \text{la condition vérifiée.}$$

b. Soudure de l'âme :

$$R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{M1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 8 \sqrt{2} \times 373 \times 10^{-3}}{1,1} = 631.08 \text{ KN}$$

$V_{sd} \leq R_s \Rightarrow$ condition vérifiée.

Conclusion : L'assemblage calculé est satisfait.

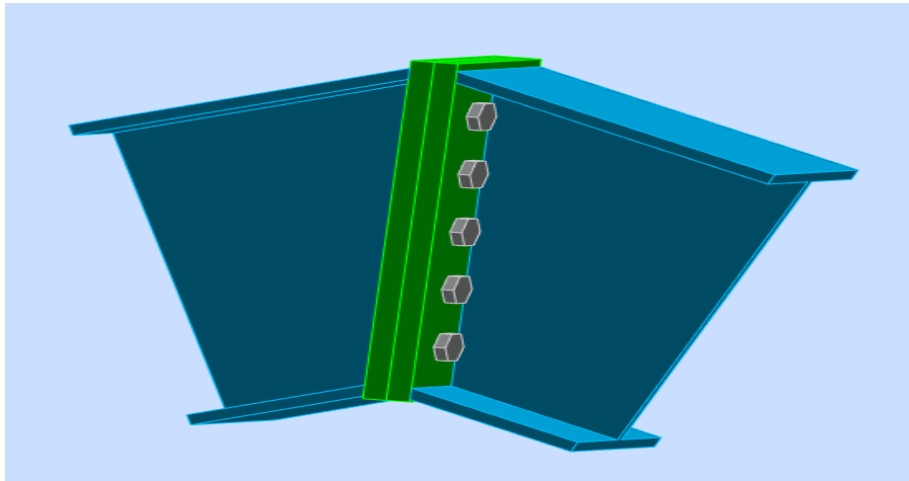


Figure 9. 2 : Vue de l'assemblage Traverse – Traverse.

4.2. Assemblage Poteau – traverse:

L'assemblage poteau – traverse est réalisé à l'aide d'une platine boulonnée à la traverse et au poteau.

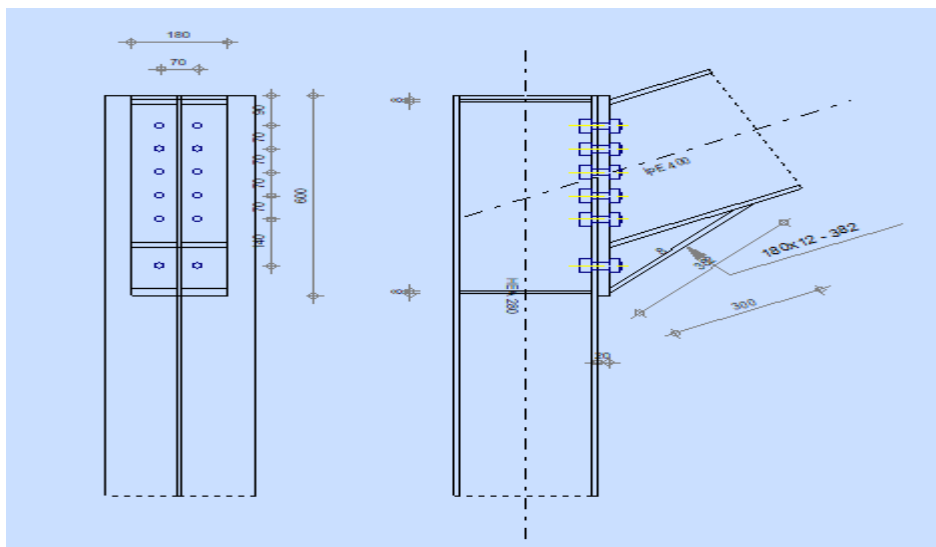


Figure 9. 3: Représentation de l'assemblage poteau-traverse.

❖ **Efforts de calcul :**

$$M_{\max} = 41.23 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max} = 21.98 \text{ KN}$$

$$N_{\max} = 69.61 \text{ KN}$$

a - Dimensionnements des boulons :

Le choix se fait suivant l'épaisseur des pièces assemblées et selon le type de profilés, on choisit des boulons de diamètre **M20** de classe **8.8**

❖ **Disposition des boulons :**

❖ **Entre axe des boulons :**

$$\text{Avec : } d_0 = 22 \text{ mm}$$

$$P_1 \geq 2.2 d_0 = 48.4 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } P_1 = 70 \text{ mm}$$

$$P_2 \geq 3 d_0 = 66 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } P_2 = 70 \text{ mm}$$

❖ **Pince longitudinale :**

$$e_1 \geq 1.2 d_0 = 26,4 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } e_1 = 90 \text{ mm}$$

❖ **Pince transversale :**

$$e_2 \geq 1.5 d_0 = 33 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } e_2 = 55 \text{ mm}$$

❖ **Détermination des efforts dans les boulons :**

$$d_1 = 420 \text{ mm}$$

$$d_2 = 280 \text{ mm}$$

$$d_3 = 210 \text{ mm}$$

$$d_4 = 140 \text{ mm}$$

$$d_5 = 70 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = 0.323 \text{ m}^2$$

$$N_i = \frac{M \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$$N_1 = 76.82 \text{ KN}$$

$$N_2 = 45.21 \text{ KN}$$

$$N_3 = 33.91 \text{ KN}$$

$$N_4 = 22.60 \text{ KN}$$

$$N_5 = 11.30 \text{ KN}$$

b - Vérification de la résistance de l'assemblage des boulons a l'ELU :

❖ **Vérification au moment résistant :**

$$M_r = \frac{F_p \times \sum d_i^2}{d_1}$$

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$F_p = 0.7 \times 800 \times 10^{-3} \times 245$$

$$F_p = 137.2 \text{ KN} \dots \text{ par boulon.}$$

Soit :

$$F_p = n \times F_p = 2 \times 137.2 = 274.4 \text{ KN} \dots \text{ par rangée.}$$

$$M_r = \frac{274.4 \times 0.323}{0.42} = 211.02 \text{ KN.m}$$

$$M_r = 211.02 \text{ KN.m} \geq M_{\max} = 41.23 \text{ KN.m}$$

Condition vérifiée.

❖ **Vérification a l'effort tranchant :**

$$F_{v\text{sd}} = \frac{V_{\max}}{n} = \frac{21.98}{12} = 1.83 \text{ KN}$$

$$F_{\text{rd}} = \frac{K_s \times m \times \mu \times F_p}{\gamma_{m2}} = 32.92 \text{ KN}$$

Avec :

$K_s = 1$: Facteur de forme, trous nominaux.

$\mu = 0.3$: Coefficient de frottement, surface brossée.

$m = 1$: Plan de contact.

$$F_{rd} = 32.92 \text{ KN} > F_{vsd} = 1.83 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

❖ **Résistance de l'âme du poteau à la traction :**

$$F_v < F_{trd}$$

$$F_v = \frac{M}{h - t_f} = \frac{48.58}{0.277} = 148.84 \text{ KN}$$

$$F_{trd} = t_{wc} \times b_{eff} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Ou :

F_{trd} : Résistance de l'âme du poteau a la traction.

t_{wc} : Épaisseur de l'âme du poteau.

$b_{eff} = P$: entraxe des rangées de boulons. (P=70mm).

$$F_{trd} = 10.5 \times 70 \times \frac{23.5}{1} = 157.02 \text{ KN}$$

$$F_v = 148.84 \text{ KN} < F_{trd} = 157.02 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

❖ **Résistance au poinçonnement :**

$$B_{p,rd} = 0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$

$$B_{p,rd} = 0.6 \times \pi \times 2.37 \times 2 \times \frac{36}{1.5}$$

$$B_{p,rd} = 214.32 \text{ KN}$$

$$B_{p,rd} = 214.32 \text{ KN} > N_{max} = 69.61 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

❖ **Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :**

On doit vérifier que : $F_v = 148.84 \text{ KN} < F_{crd} = t_{wc} \times b_{eff} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$

$$b_{eff} = t_f + 2t + 5(t_p + r)$$

Avec :

$t_{wc} = 8 \text{ mm}$ épaisseur de l'âme du poteau

$t_f = 13.5 \text{ mm}$ épaisseur de la traverse

$t = 20 \text{ mm}$ épaisseur de la platine

$t_p = 13 \text{ mm}$ épaisseur de la semelle du poteau

$r = 21$

$$b_{eff} = 238.5 \text{ mm}$$

Et :

$$F_{crd} = 448.38 \text{ KN}$$

$$F_v = 148.84 \text{ KN} < F_{crd} = 448.38 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

❖ **Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée :**

On doit vérifier que : $F_v = 148.84 \text{ KN} < F_{vrd}$

$$F_{vrd} = 0.58 \times f_y \times h \times \frac{t_w}{\gamma_{m0}}$$

$$F_{vrd} = 0.58 \times 23.5 \times 27 \times \frac{0.8}{1}$$

$$F_{vrd} = 294.41 \text{ KN}$$

$$F_v = 148.84 \text{ KN} < F_{vrd} = 294.41 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

❖ **Epaisseur de la platine :**

$$e_p = 20 \text{ mm}$$

$$18 \text{ mm} \leq t_{max} \leq 25 \text{ mm}$$

$$a_{min} = 5 \text{ mm}$$

$$a_{max} = 0,7t = 14 \text{ mm}$$

On prend un cordon de soudure d'épaisseur $a = 8 \text{ mm}$

❖ **Soudure de la platine :**

Soudure de la semelle :

$$N_d \leq \min (R_w ; R_s)$$

$$N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = \frac{44.23}{0,4} + 60.61 = 171.26 \text{ KN}$$

$$R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{M1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 8 \sqrt{2} \times 400 \times 10^{-3}}{1,1} = 828.86 \text{ KN}$$

$$R_w = \frac{0,5 \times FUE \times a \times l}{\gamma_{M1}} = \frac{0,5 \times 360 \times 8 \times 400 \times 10^{-3}}{1,1} = 523.63 \text{ KN}$$

Donc :

$$N_d \leq \min (R_w, R_s) \Rightarrow \text{la condition vérifiée}$$

Soudure de l'âme :

$$R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{M1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 8 \sqrt{2} \times 373 \times 10^{-3}}{1,1} = 631.08 \text{ KN}$$

$$V_{sd} \leq R_s \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

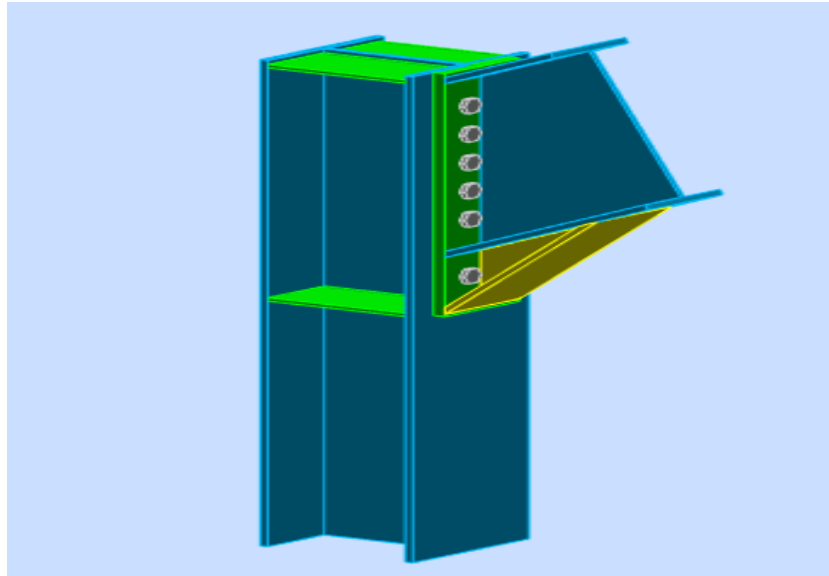


Figure 9. 4 : Vue de l'assemblage poteau – Traverse.

4.3. Assemblage Poteau – Poutre:

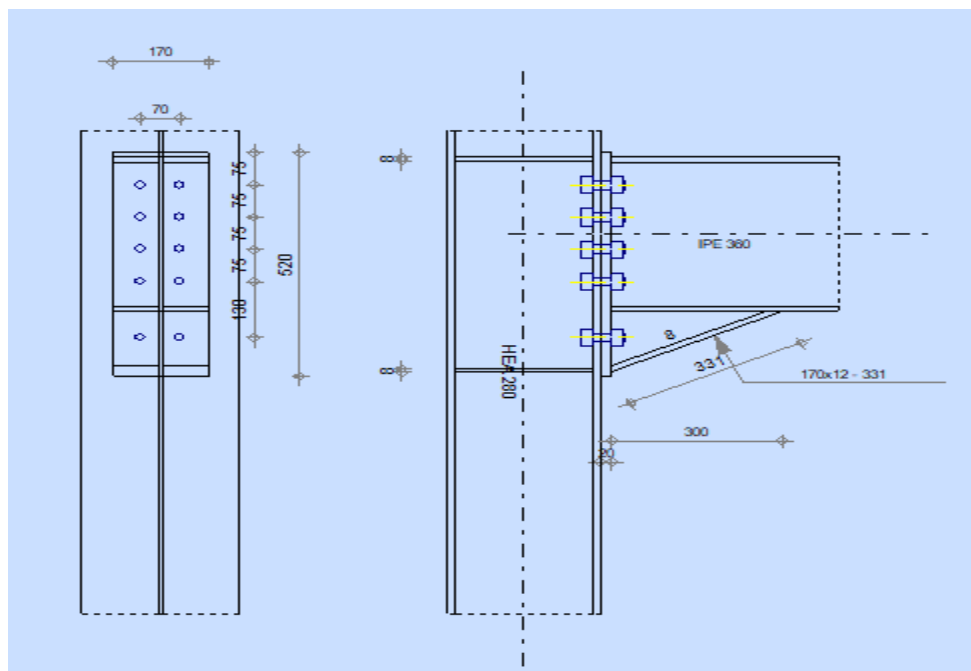


Figure 9. 5 : Représentation de l'assemblage poteau – poutre

❖ Efforts de calcul :

$$M_{\max} = 41.23 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max} = 21.98 \text{ KN}$$

$$N_{\max} = 69.61 \text{ KN}$$

a - Dimensionnements des boulons :

Le choix se fait suivant l'épaisseur des pièces assemblées et selon le type de profilés, on choisit des boulons de diamètre **M20** de classe **8.8**

❖ Disposition des boulons :

❖ Entre axe des boulons :

Avec : $d_0 = 22 \text{ mm}$

$$P_1 \geq 2.2 d_0 = 48.4 \text{ mm}$$

On prend : $P_1 = 70 \text{ mm}$

$$P_2 \geq 3 d_0 = 66 \text{ mm}$$

On prend : $P_2 = 75 \text{ mm}$

❖ Pince longitudinale :

$$e_1 \geq 1.2 d_0 = 26,4 \text{ mm}$$

On prend : $e_1 = 50 \text{ mm}$

❖ Pince transversale :

$$e_2 \geq 1.5 d_0 = 33 \text{ mm}$$

On prend : $e_2 = 75 \text{ mm}$

❖ Détermination des efforts dans les boulons :

$$d_1 = 355 \text{ mm}$$

$$d_2 = 225 \text{ mm}$$

$$d_3 = 150 \text{ mm}$$

$$d_4 = 75 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = 0.205 \text{ m}^2$$

$$N_i = \frac{M \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$$N_1 = 71.40 \text{ KN}$$

$$N_2 = 45.25 \text{ KN}$$

$$N_3 = 30.17 \text{ KN}$$

$$N_4 = 15.08 \text{ KN}$$

b - Vérification de la résistance de l'assemblage des boulons a l'ELU :

❖ Vérification au moment résistant :

$$M_r = \frac{F_p \times \sum d_i^2}{d_1}$$

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$F_p = 0.7 \times 800 \times 10^{-3} \times 245$$

$$F_p = 137.2 \text{ KN} \dots \text{ par boulon.}$$

Soit :

$$F_p = n \times F_p = 2 \times 137.2 = 274.4 \text{ KN} \dots \text{ par rangée.}$$

$$M_r = \frac{274.4 \times 0.205}{0.355} = 158.45 \text{ KN.m}$$

$$M_r = 158.45 \text{ KN.m} \geq M_{\max} = 41.23 \text{ KN.m}$$

Condition vérifiée.

❖ Vérification a l'effort tranchant :

$$F_{v\text{sd}} = \frac{V_{\max}}{n} = \frac{21.98}{10} = 2.198 \text{ KN}$$

$$F_{rd} = \frac{K_s \times m \times \mu \times F_p}{\gamma_{m2}} = 32.92 \text{ KN}$$

Avec :

$K_s = 1$: Facteur de forme, trous nominaux.

$\mu = 0.3$: Coefficient de frottement, surface brossée.

$m = 1$: Plan de contact.

$$F_{rd} = 32.92 \text{ KN} > F_{vsd} = 2.198 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

❖ **Résistance de l'âme du poteau à la traction :**

$$F_v < F_{trd}$$

$$F_v = \frac{M}{h - t_f} = \frac{48.58}{0.277} = 148.84 \text{ KN}$$

$$F_{trd} = t_{wc} \times b_{eff} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Ou :

F_{trd} : Résistance de l'âme du poteau a la traction.

t_{wc} : Épaisseur de l'âme du poteau.

$b_{eff} = P$: entraxe des rangées de boulons. (P=70mm).

$$F_{trd} = 1.05 \times 7 \times \frac{23.5}{1} = 246.75 \text{ KN}$$

$$F_v = 148.84 \text{ KN} < F_{trd} = 246.75 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

❖ **Résistance au poinçonnement :**

$$B_{p,rd} = 0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$

$$B_{p,rd} = 0.6 \times \pi \times 2.37 \times 2 \times \frac{36}{1.5}$$

$$B_{p,rd} = 214.32 \text{ KN}$$

$$B_{p,rd} = 214.32 \text{ KN} > N_{max} = 69.61 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

❖ **Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :**

On doit vérifier que : $F_v = 148.84 \text{ KN} < F_{crd} = t_{wc} \times b_{eff} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$

$$b_{eff} = t_f + 2t + 5(t_p + r)$$

Avec :

$t_{wc} = 8 \text{ mm}$ épaisseur de l'âme du poteau

$t_f = 12.7 \text{ mm}$ épaisseur de la traverse

$t = 20 \text{ mm}$ épaisseur de la platine

$t_p = 13 \text{ mm}$ épaisseur de la semelle du poteau

$r = 21$

$$b_{eff} = 237.7 \text{ mm}$$

Et :

$$F_{crd} = 446.87 \text{ KN}$$

$$F_v = 148.84 \text{ KN} < F_{crd} = 446.87 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

❖ **Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée :**

On doit vérifier que : $F_v = 148.84 \text{ KN} < F_{vrd}$

$$F_{vrd} = 0.58 \times f_y \times h \times \frac{t_w}{\gamma_{m0}}$$

$$F_{vrd} = 0.58 \times 23.5 \times 27 \times \frac{0.8}{1}$$

$$F_{vrd} = 294.41 \text{ KN}$$

$$F_v = 148.84 \text{ KN} < F_{vrd} = 294.41 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

❖ **Epaisseur de la platine :**

$$e_p = 20 \text{ mm}$$

$$18 \text{ mm} \leq t_{max} \leq 25 \text{ mm}$$

$$a_{min} = 5 \text{ mm}$$

$$a_{max} = 0,7t = 14 \text{ mm}$$

On prend un cordon de soudure d'épaisseur $a = 8 \text{ mm}$

❖ Soudure de la platine :

Soudure de la semelle :

$$N_d \leq \min (R_w ; R_s)$$

$$N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = \frac{41.23}{0,36} + 69.61 = 184.14 \text{ KN}$$

$$R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{M1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 8 \sqrt{2} \times 360 \times 10^{-3}}{1,1} = 609.88 \text{ KN}$$

$$R_w = \frac{0,5 \times FUE \times a \times l}{\gamma_{M1}} = \frac{0,5 \times 360 \times 8 \times 360 \times 10^{-3}}{1,1} = 307.63 \text{ KN}$$

Donc :

$$N_d \leq \min (R_w, R_s) \Rightarrow \text{la condition vérifiée}$$

Soudure de l'âme :

$$R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{M1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 8 \sqrt{2} \times 334.6 \times 10^{-3}}{1,1} = 566.11 \text{ KN}$$

$$V_{sd} \leq R_s \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

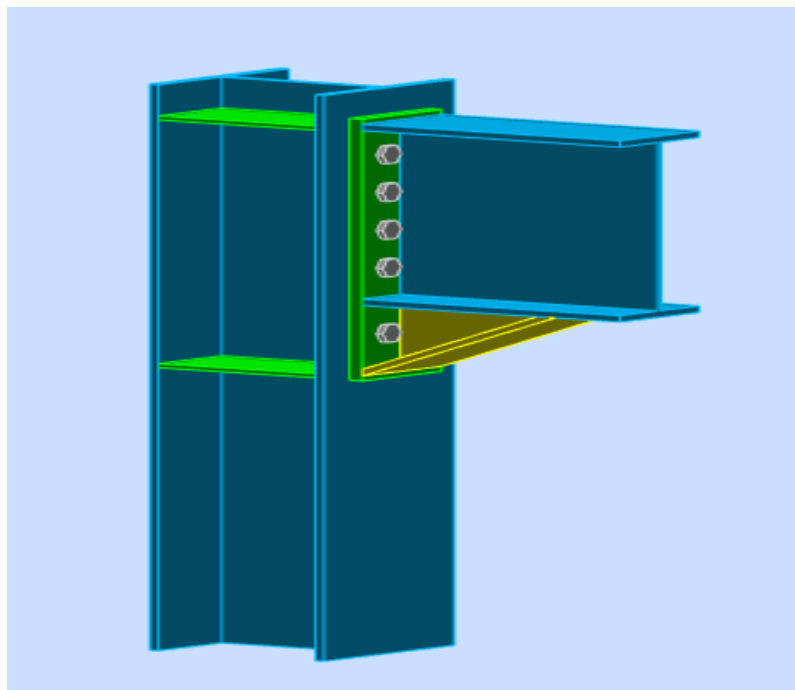


Figure 9. 6 : Vue de l'assemblage poteau – poutre.

4.4. Assemblage du Palées de stabilités :

L'assemblage se fait par la détermination de l'élément le plus sollicité avec un effort de traction : $N_{t,sd} = 59.67 \text{ KN}$

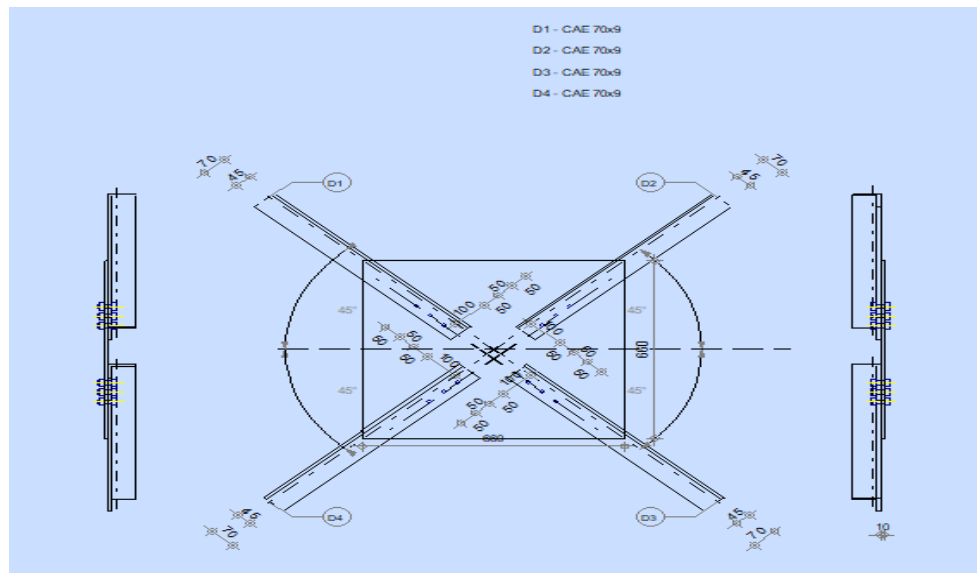


Figure 9. 7 : Représentation Assemblage des diagonales sur gousset pignon.

Pour ce type d'assemblage, On choisit des boulons **M 14** de diamètre $\varnothing 14$ de classe **6.8** et on dispose 2 boulons dans chaque rangée.

❖ **Distribution de l'effort normale sur les boulons :**

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n \times p}$$

$$F_{v,sd} = \frac{59.67}{3 \times 2} = 9.95 \text{ KN}$$

❖ **Vérification des boulons :**

$$F_{v,rd} = 0.6 \times A_s \times \frac{f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0.6 \times 1.15 \times \frac{60}{1.25} = 33.12 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 9.95 \text{ KN} < F_{v,rd} = 33.12 \text{ KN} \dots \text{OK}$$

❖ **Disposition géométrique :**

$$P_1 \geq 2.2 \times 15 = 33 \text{ mm} \quad \rightarrow \text{On prend } P_1 = 50 \text{ mm}$$

$$e_1 \geq 1.2 \times 15 = 33 \text{ mm} \quad \rightarrow \text{On prend } e_1 = 50 \text{ mm}$$

$$e_2 \geq 1.5 \times 15 = 33 \text{ mm} \quad \rightarrow \text{On prend } e_2 = 45 \text{ mm}$$

❖ **Vérification à la pression diamétrale :**

$$F_{v,rd} = 2.5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$

$$\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right] = \min[1.11; 0.86; 2.77; 1] = 0.86$$

$$F_{v,rd} = 2.5 \times 0.86 \times 1.4 \times 1 \times \frac{60}{1.25} = 144.48 \text{ KN}$$

$$F_{v,rd} = 144.48 \text{ KN} > F_{v,sd} = 9.95 \text{ KN} \dots \text{OK}$$

❖ **Vérification de la rupture de la section nette :**

$$N_{u,rd} = 0.9 \times A_{net} \times \frac{f_u}{\gamma_{mb}} \geq F_{v,sd}$$

$$A_{net} = 2(A_1 + \xi \times A_2)$$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (70 - 15) \times 9 = 495 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1 = 1188 - (15 \times 9) - 495 = 558 \text{ mm}^2$$

$$\xi = \frac{3 \times A_1}{3 \times (A_1 + A_2)} = \frac{3 \times 495}{3 \times (495 + 558)} = 0.47$$

$$A_{net} = 2(495 + 0.47 \times 558) = 1514.52 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,rd} = 0.9 \times 1514.52 \times \frac{600}{1.25} = 654.27 \text{ KN}$$

$$N_{u,rd} = 654.27 \text{ KN} > N = 59.67 \text{ KN} \dots \text{OK}$$

❖ **Vérification de l'Assemblage trop long :**

$$l = (n - 1) \times P_1 = (3 - 1) \times 5 = 10 \text{ cm}$$

$$l = 10 \text{ cm} < 15 \times d = 15 \times 1.4 = 21 \text{ cm}$$

Donc l'assemblage n'est pas long.

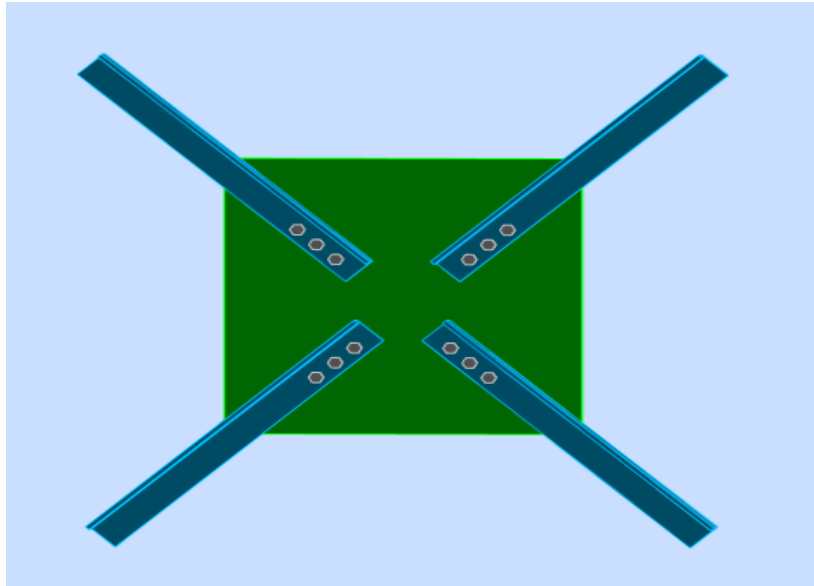


Figure 9. 8 : Assemblage des diagonales intermédiaires.

4.5. Assemblage de la poutre au vent :

L'assemblage se fait par la détermination de l'élément le plus sollicité avec un effort de traction : $N_{t,sd} = 31.04 \text{ KN}$

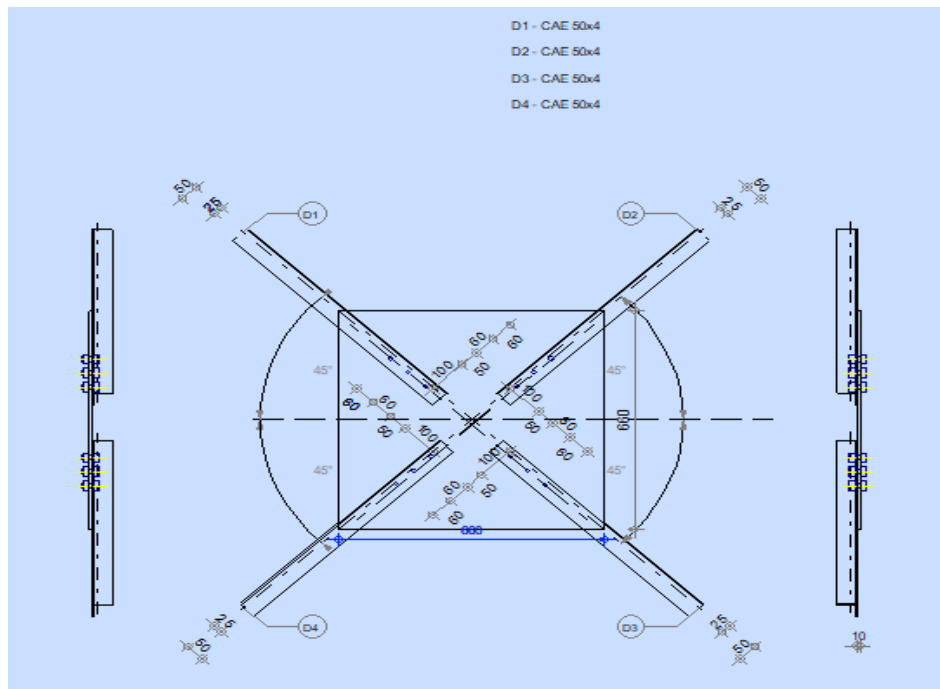


Figure 9. 9 : Représentation Assemblage des diagonales.

Pour ce type d'assemblage, On choisit des boulons **M 12** de diamètre **ø 12** de **classe 6.8** et on dispose 2 boulons dans chaque rangée.

❖ **Distribution de l'effort normale sur les boulons :**

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n \times p}$$

$$F_{v,sd} = \frac{31.04}{3 \times 1} = 10.34 \text{ KN}$$

❖ **Vérification des boulons :**

$$F_{v,rd} = 0.6 \times A_s \times \frac{f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0.6 \times 0.84 \times \frac{60}{1.25} = 20.16 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 10.34 \text{ KN} < F_{v,rd} = 20.16 \text{ KN} \dots \text{OK}$$

❖ **Disposition géométrique :**

$$P_1 \geq 2.2 \times 13 = 28.6 \text{ mm} \quad \rightarrow \text{On prend } P_1 = 60 \text{ mm}$$

$$e_1 \geq 1.2 \times 13 = 15.6 \text{ mm} \quad \rightarrow \text{On prend } e_1 = 50 \text{ mm}$$

$$e_2 \geq 1.5 \times 13 = 19.5 \text{ mm} \quad \rightarrow \text{On prend } e_2 = 25 \text{ mm}$$

❖ **Vérification à la pression diamétrale :**

$$F_{v,rd} = 2.5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$

$$\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right] = \min[1.28; 1.29; 1.66; 1] = 1$$

$$F_{v,rd} = 2.5 \times 1 \times 1.2 \times 1 \times \frac{60}{1.25} = 144 \text{ KN}$$

$$F_{v,rd} = 144 \text{ KN} > F_{v,sd} = 9.95 \text{ KN} \dots \text{OK}$$

❖ **Vérification de la rupture de la section nette :**

$$N_{u,rd} = 0.9 \times A_{net} \times \frac{f_u}{\gamma_{mb}} \geq F_{v,sd}$$

$$A_{net} = 2(A_1 + \xi \times A_2)$$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (50 - 13) \times 4 = 148 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1 = 480 - (13 \times 4) - 148 = 280 \text{ mm}^2$$

$$\xi = \frac{3 \times A_1}{3 \times (A_1 + A_2)} = \frac{3 \times 148}{3 \times (148 + 280)} = 0.35$$

$$A_{net} = 2(148 + 0.35 \times 280) = 492 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,rd} = 0.9 \times 492 \times \frac{600}{1.25} = 212.54 \text{ KN}$$

$$N_{u,rd} = 212.54 \text{ KN} > N = 31.04 \text{ KN} \dots \text{OK}$$

❖ **Vérification de l'Assemblage trop long :**

$$l = (n - 1) \times P_1 = (3 - 1) \times 6 = 12 \text{ cm}$$

$$l = 12 \text{ cm} < 15 \times d = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm}$$

Donc l'assemblage n'est pas long.

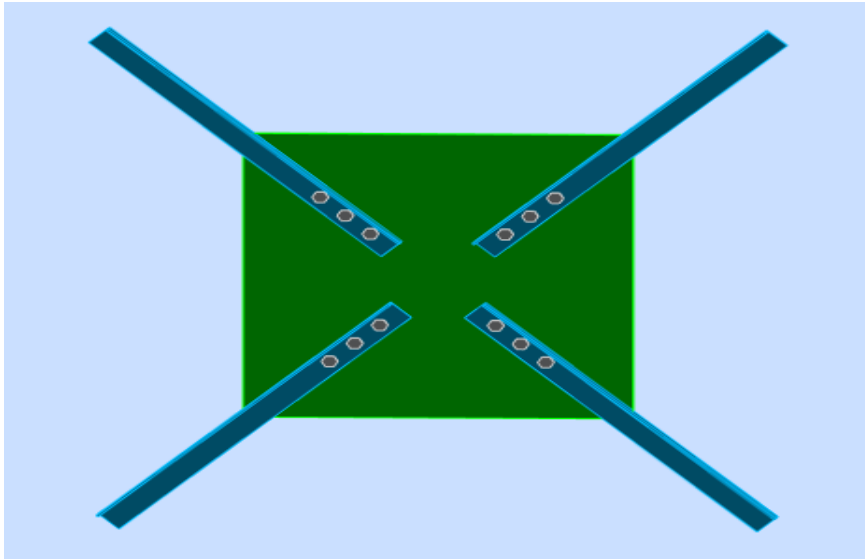


Figure 9. 10 : Assemblage des diagonales de la poutre au vent.

4.6. Assemblage du Pieds de poteau encastré :

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de traction le plus défavorable : $N = 424,04 \text{ kN}$

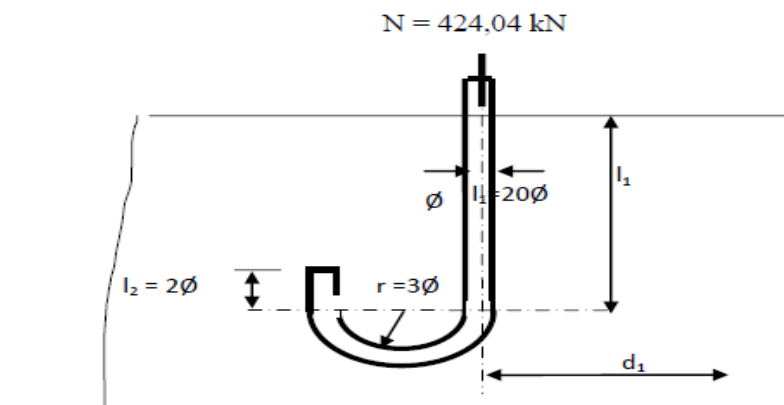


Figure 9. 11 : Tige d'encrage du pied du poteau.

Les tiges d'ancrages se dimensionnent à la traction simple, sous un effort de traction (N_a).

$$N_{st} = \frac{N_t}{n}$$

n : nombre de tiges.

N_t : Effort sollicitant de traction.

N_a : Effort normal résistant d'une tige.

$$N_a = 0.1 \times \left(1 + \frac{7 \times g_c}{1000}\right) \times \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)^2} \times (l_1 + 6.4 \times r + 3.5 \times l_2)$$

$$\begin{cases} l_1 = 20 \phi \\ l_2 = 2 \phi \\ r = 3 \phi \end{cases}$$

$$N_a = 0.1 \times \left(1 + \frac{7 \times 400}{1000}\right) \times \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{5}\right)^2} \times (20\phi + 6.4 \times 3\phi + 3.5 \times 2\phi)$$

$$15.43 \phi^2 - 10.6 \phi - 53 \geq 0$$

$$\rightarrow \phi = 2.2 \text{ cm}$$

Donc on prend : $\phi = 3 \text{ cm}$

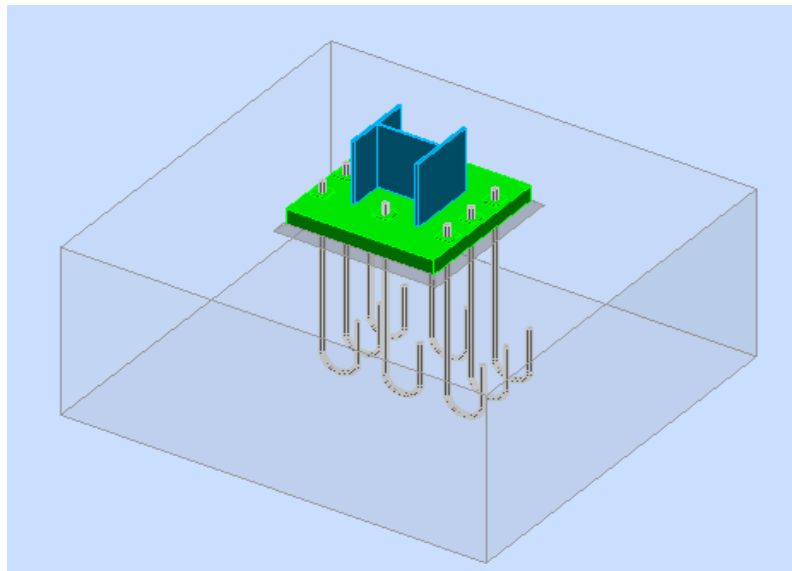


Figure 9. 12 : vue du pied de poteau.

Sous la combinaison 1,35(G+Q+S) le poteau est soumis à un effort normal de traction N et un moment M

❖ **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

D'après le **CCM 97** article **C 2 3**, lors du calcul des efforts de traction dans les tiges d'ancrage dus aux moments de flexion, le bras de levier ne doit pas être pris supérieur à la distance entre le centre de gravité de l'air d'appui du côté comprimé et le centre de gravité du groupe des tiges d'ancrage.

Calcul de l'excentricité :

$$M = N \times e \quad ; \text{ Alors } e = \frac{M}{N} \quad e = 0.39 \text{ cm} < \frac{h}{6} = 8.33 \text{ cm}$$

$$A = 3 \times \pi \times r^2 = 24.11 \text{ cm}^2$$

(A : aire de la section de 3 tiges à gauche du poteau)

$$l = e + \frac{h}{2} + \frac{c}{2} = 17.39 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$b = 28 \text{ cm}$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$\hat{h}^3 + 3(l - h) \times \hat{h}^2 + 90A \times \frac{l}{b} \hat{h} - 90A \times \frac{l}{b} h = 0 \Rightarrow \hat{h} = 27.65 \text{ cm}$$

❖ **Les contraintes dans le béton :**

$$\sigma_b = \frac{2 \times N \times l}{b \times \hat{h} \left(h - \frac{\hat{h}}{3} \right)} \leq f_{ub} = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 424.04 \times 17.39}{28 \times 27.65 \left(27 - \frac{27.65}{3} \right)} = 10.7 \text{ MPa} \leq f_{ub} = 14.2 \dots \text{vérifiée.}$$

❖ **Les contraintes dans l'acier :**

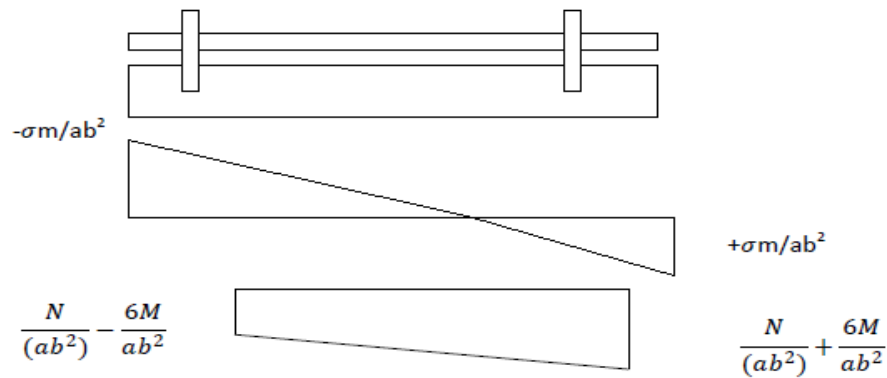
$$\sigma_a = \frac{N}{A} \times \frac{l - h + \frac{\hat{h}}{3}}{\left(h - \frac{\hat{h}}{3} \right)} \leq f_y$$

$$\sigma_a = \frac{424.04}{24.11} \times \frac{17.39 - 27 + \frac{27.65}{3}}{\left(27 - \frac{27.65}{3}\right)} = 95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_a = 95 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \dots OK$$

❖ Dimensionnement de l'épaisseur de la platine :

Puisque l'excentricité est inférieure à $h/6$ donc la platine sera calculée comme si le poteau était articulé mais soumis à un diagramme trapézoïdal



$$M_{pliage} = F_N \left(\frac{8}{2}\right) + F_M \left(\frac{8}{3}\right)$$

$$F_N = \frac{N \times 8}{b} = 58.48 \text{ KN}$$

$$F_M = 1/2 \times 8 \times \sigma_M ; \quad \text{Avec } \sigma_M = \frac{6 \cdot M}{a \cdot b^2} = 0.0051 \text{ KN/m}$$

$$F_M = 0.0204 \text{ KN}$$

$$M_{pliage} = 58.48 \left(\frac{8}{2}\right) + 0.0204 \left(\frac{8}{3}\right) = 2.34 \text{ KN}$$

$$M_{pliage} \leq \left(\frac{a \times t^2}{6}\right) \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$t \geq \sqrt{\frac{6 \times 1 \times 2.34 \times 10^2}{59 \times 23.5}} = 1 \text{ cm}$$

On adopte une platine de 12 mm.

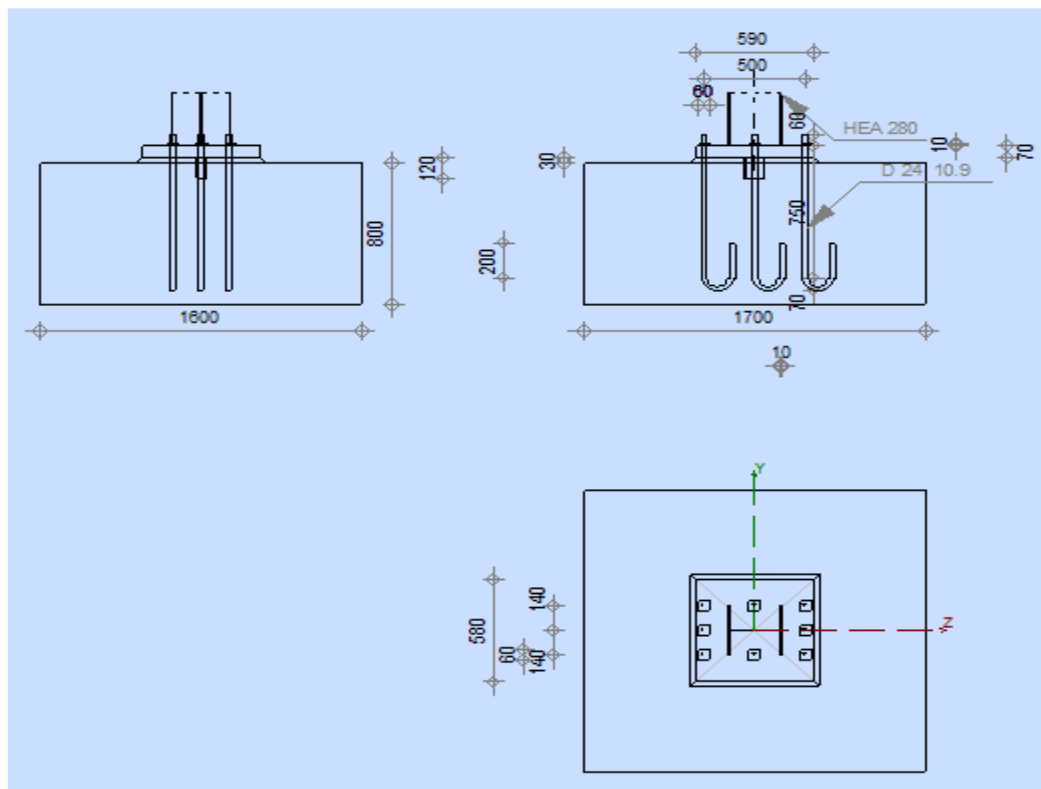


Figure 9. 13: Représentation du pied de poteau.

Conclusion Générale :

Ce projet de fin d'étude nous a permis de mettre à profit les connaissances apportées dans le cadre de la formation de Master Génie Civil et de mieux les intégrer dans un projet complet.

Grace à ce projet de fin d'étude, nous avons appris à utiliser à intégrer les connaissances prodiguées lors de notre formation. Il nous a permis de pré-dimensionner, calculer et vérifier des éléments d'une construction métallique tout en tenant en compte des effets d'instabilité.

D'une manière plus précise, nous avons mis en application les règlements telle que C.C.M. 97, R.N.V.99.

La conception d'une structure métallique repose le dimensionnement aux états limites ultimes en tenant compte des actions environnantes les plus sèvres tel que les surcharges d'exploitation, la neige, le vent.

Ce travail consiste à étudier et dimensionner un hangar de fabrication de filtre autos, conçue sous forme régulière. Après avoir défini les charges agissantes sur la structure, les poteaux, poutres sablières, fermes, contreventements, stabilités, pannes, potelets et lisses de bardage comme éléments de la structure ont été dimensionnés..

Ce dimensionnement concerne chaque élément, assemblage, connexion ou partie sensible de la construction. La précision et la rigueur dans les calculs et vérification d'une part et la définition exacte des différents détails de la construction sont requises.

A la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience dans ce vaste domaine, il nous a acquis des grandeurs très importantes pour mettre le premier pas dans ma future vie professionnelle.