

Tables Des Matière

Chapitre I Présentation du projet	
I.1 Introduction	
I.2 Présentation du projet	
I.2.1 Localisation du site de projet	
I-2-2 Données géométriques	
I-2.3 Données concernant le site	
I.3 Règlements utilisées	
I-4 Logiciels utilisés :	
I-5 Unités utilisées	
I-6 Choix structural	
I-7 Eléments structuraux	
I-8 Matériaux utilisée	
I-8-1 L'acier de construction	
I-8-2 Béton	
Chapitre II «Evaluation des charges & étude climatique »	
II.1 Charges permanentes	
II.2 Charges d'exploitation	
II.2.1 Charges d'exploitation de la mezzanine de stockage	
II.2.2 Charges d'exploitation du toit du hall métallique	

II.3 Charges mobiles	
II.4 Actions climatiques	
II.4.1 Introduction :	
II.4.2 Étude a la neige :	
II.4.3 Calculs au vent :	
2/ VENT SUR PIGNON FACADE SUD V2 :	
3/ Vent sur long-pan (façade Ouest) V3 :	
4/ Vent sur long-pan (façade Est) V4 :	
II.4.4 Détermination de la force de frottement :	
III. Conclusion :	
Chapitre III	
Dimensionnement des éléments secondaires	
III-1- Introduction :	
III-2- calculs des pannes:	
III-2-1-Hypothèse de calcul :	
Figure III -1 : schéma disposition de la panne	
III -2-2-Détermination de sollicitation :	
III-2-3- Pré dimensionnement des pannes :	
III-2-4-Vérification de la flèche à l'ELS :	
III-2-5-Vérification a la flexion bi-axial a l'ELU:	
III-2-6- vérification de la résistance à l'effort tranchant :	
III-2-7- vérification au déversement :	

III.3 Calcul des lisses de bardage :	
III.3.1 Calcul des efforts pondérés agissants sur la lisse:	
III.3.2 Vérification de la section à la résistance :	
III.3.3 Vérification de l'élément au déversement:	
III.3.4 Vérification à l'ELS:	
III.4 Les Potelets :	
III.4.1 Introduction	
III.4.2 Dimensionnement du potelet:	
III.4.3 Vérification à la stabilité :	
Conclusion	
Chapitre IV Dimensionnement du plancher mixte & escalier	
IV.1 Pré dimensionnement des solives	
IV.1.1 Introduction :	
IV.1.2 vérification de la condition de la flèche	
IV.1.3 Phase de construction	
IV.1.4 Phase finale	
<i>IV.2 Pré dimensionnement de la poutre principale :</i>	
IV.2.1 Phase construction	
IV.2.2 Phase finale	
IV.3 Étude des escaliers :	
IV.3.1 Introduction	

IV.3.2 Pré-dimensionnement des escaliers	
IV.3.3 Pré-dimensionnement des éléments porteurs	
IV.3.4 Pré-dimensionnement de la poutre palière	
Chapitre V	
Pont Roulant	
V.1 Introduction	
V.2 Caractéristique du pont roulant:	
V.3 Les charges induites par le pont roulant :	
V.3.1 Détermination des coefficients d'amplification dynamiques	
V.3.2 Disposition des charges	
V.4 Dimensionnement de la poutre de roulement	
V.4.1 Condition de flèche :	
V.5 Choix du rail:	
V.5.1 Vérification des contraintes et évaluation des charges :	
V.6 Conclusion :	
Chapitre VI	
Etude Dynamique & sismique	
VI.1 INTRODUCTION	
VI.1.1 DIFFERENTES METHODES	
VI.1.2 Choix de la méthode dans notre cas	
VI.2 PRINCIPE DE LA METHODE:	
VI.3 CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT V À LA BASE	
VI.3.1 Détermination du coefficient d'accélération de zone A	
VI.3.2 Calcul du facteur d'amplification dynamique D	
VI.3.3 Détermination de R	
VI.4 ANALYSE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE:	
VI.5 MODELISATION DE LA STRUCTURE:	

VI.5.1 Etapes de la modélisation de la structure :	
VI.5.2 Les résultats	
VI.6 ANALYSE MODALE:	
VI.7 VERIFICATION DE LA STRUCTURE:	
VI.7.1 Vérification de la période fondamentale de la structure	
VI.7.2 Vérification de la force sismique à la base	
VI.7.3 VERIFICATIONS DES DEPLACEMENTS	
VI.8 Conclusion :	
CHAPITRE VII	
Vérification des éléments résistants	
VII.1 : Introduction :	
VII.1.1.2. Vérification des poteaux :	
VII.1.1.2.1. Hypothèse de calcul	
VI.1.2.3 Vérification des poutres :	
VII.1.2.4 Vérification des contreventements :	
VI.1.2.5 Justification de Stabilités :	
Conclusion	
CHAPITRE VIII	
ETUDE DES ASSEMBLAGES	
VIII.1 Introduction	
VIII.2 Calcul des assemblages	
VIII.2.1. Assemblage Poteau –Poutre (HEA500-IPE600)	
VIII.2.1. 1 Efforts sollicitant	
VIII.2.1. 2 Calcule de la soudure poutre IPE600	
VIII.2.1. 3 Choix de diamètre du boulon	
VIII.2.1. 4 Détermination du nombre de boulons nécessaires	
VIII.3.1.1. Choix de diamètre du boulon	
Etude des fondations	

Listes des figures

Figure 1. Localisation du site de projet	
Figure I.3 Diagramme des contraintes de déformations	
Figure II.2 les directions principales de vent.	
Figure II.3 Hauteur de référence Z_e et profil correspondant	
de la pression dynamique	
Figure II.5 Répartition des C_{pe} sur les parois dans le sens V1	
Figure II.6 Légende pour la toiture à deux versants	
Figure II.7 Répartition des zones de vent sur la toiture	
Figure II.8 Répartition des C_{pe} sur la toiture dans le sens V1	
Figure II.4 Légendes pour les parois verticales	
Figure II.5 Répartition des C_{pe} sur les parois dans le sens V3	
Figure II.6 Légende pour la toiture à deux versants	
Figure II.7 Répartition des zones de vent sur la toiture	
Figure II.8 Répartition des C_{pe} sur la toiture dans le sens V3	
Figure II.9 les surfaces des ouvertures	
Figure II.10 Coefficients de pression intérieure applicables pour des ouvertures uniformément réparties	
Figure II.11 Répartition des pressions sur les parois dans le sens V1 avec $C_{pi}=-0.9$	
Figure II.12 Répartition des pressions sur la toiture dans le sens V1 avec $C_{pi}=-0.092$	

Figure II.11 Répartition des pressions sur les parois dans le sens V2 avec $C_{pi}=-0.3$	
Figure II.12 Répartition des pressions sur la toiture dans le sens V2 avec $C_{pi}=-0.092$	
Figure II-13 Répartition des pressions sur les parois dans le sens V3 avec $C_{pi}=0.217$	
Figure II.14 Répartition des pressions sur la toiture dans le sens V3 avec $C_{pi}=-0.318$	
Figure II-15 Répartition des pressions sur les parois dans le sens V4 avec $C_{pi}=-0.328$	
Figure II.16 Répartition des pressions sur la toiture dans le sens V4 avec $C_{pi} =0.218$	
Figure III -2 : Disposition d'une panne sur un versant	
Figure 1. Vue des potelets en partie de pignon	
Figure. II.1 : schéma des solives	
Figure .1 vue de l'escalier.	
Figure .2 Schéma d'une marche.	
Figure .3 les charges sur la corniere.	
Figure .4 charges appliques sur limon.	
Figure 1 : Schéma du pont roulant.	
Figure 2 : Disposition de la charge de l'appareil de levage en charge pour obtenir	
unchargement maximal sur la poutre de roulement	
Figure 4 : Disposition de charge de l'appareil de levage à vide pour obtenir un	

chargement minimal sur la poutre de roulement.	
Figure 3 : Dispositions de charge de l'appareil de levage à vide pour obtenir un Chargement minimal sur la poutre de roulement	
Figure 4 : Charges horizontales longitudinales HL, i	
Figure 5 : Définition des charges transversales HT,i	
Figure 6 : Disposition des charges engendrées par le Pont roulant	
Figure 7 : Définition de l'angle α et la distance h	
Figure 8 : Distance de Q_{rmax} à l'excentricité de la poutre.	
Figure 12 : Dessin d'un rail et d'un crapaud	
Figure 13 : Schémas (poutre de roulement+ rail)	
Figure 11 : Moments dus aux charges mobiles (théorème de Barré)	
Figure IV.1: Modèle de la structure en 3D.	
Figure IV.2: Spectre de réponse	
Figure. VII.1 Phénomène du flambement	
Figure. : La rigidité (ou raidisseur) du poteau concerné.	
Figure : contreventement en X dans le sens Y et Y.	
Figure 4.1: contreventement en X dans le sens Y et Y.	
Figure 7.1 Assemblage soudé poutres –platine.	
Figure.7.7Assemblage solive-poutre	

Liste des tableaux

Tableau I.1 Règlements techniques utilisés.	
Tableau II-1 : Valeurs des charges permanentes	
Tableau II.1 charge de la neige sur le sol dans chaque zone	
Tableau II.2 coefficients de forme -toiture à deux versants	
Tableau II.3 les valeurs de la pression dynamique	
Tableau II.4 Les valeurs des surfaces des zones de vent des parois dans le sens V1	
Tableau II.5 Les valeurs des cpe sur les parois dans le sens V1	
Tableau II.6 les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture sens v1	
Tableau II.7 Les valeurs des Cpe sur la toiture dans le sens V1	
Tableau II.4 Les valeurs des surfaces des zones de vent des parois dans le sens V3	
Tableau II.5 Les valeurs des cpe sur les parois dans le sens V3	
Tableau II.6 les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture sens v3	
Tableau II.7 Les valeurs des Cpe sur la toiture dans le sens V3	
Tableau II.9 Valeurs des pressions sur les parois dans le sens v1 avec Cpi=0.9	
Tableau II.10 Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V1 avec cpi =-0.092	
Tableau II.9 Valeurs des pressions sur les parois dans le sens V2 avec Cpi=-0.3	
Tableau II.10 Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V2 avec cpi =-0.305	
Tableau II.11 Valeurs des pressions sur les parois dans le sens v3 avec Cpi=0.217	

Tableau II.12 Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V3 avec $C_{pi}=-0.318$	
Tableau II.13 Valeurs des pressions sur les parois dans le sens V4 avec $C_{pi}=-0.328$	
Tableau II.14 Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V4 avec $C_{pi}=0.218$	
Tableau III-1 : Caractéristiques et dimensions l'IPE 140	
Tableau. 2.7. Caractéristiques du profilé IPE600	
Table 1 : Dimensions de pont roulant	
Table 2 : Caractéristiques du pont roulant	
Figure 2 : Schéma en 2D d'un pont roulant.	
Table 3 : Les coefficients d'amplification dynamique	
Table 4 : La classe du pont roulant.	
Tableau 6 : Définition de $\alpha_f, \alpha_v, \alpha_0$	
Table 5 : Définition des valeurs λ_S, i, j, k.	
Table 6 : caractéristiques du rail	
Tableau IV.1: Valeurs des pénalités P_q .	
Tableau IV.2: Eléments constituant la structure.	
Tableau IV.3: Période propre de la structure.	
Tableau IV.6: Déplacements relatifs dans le sens (y-y).	
Tableau IV.5: Déplacements relatifs dans le sens (x-x).	
Tableau IV.4: Résultante des forces sismiques à la base.	



Chapitre I
Présentation du projet

I.1 Introduction :

La construction métallique permet une mise en œuvre rapide et efficace, une durée de vie importante et une démolition dans le respect de l'environnement. Considérant sa durée de vie totale, un ouvrage en acier supporte la comparaison avec les autres modes de construction. Une bonne connaissance des matériaux utilisés en construction métallique est indispensable pour la réalisation d'une structure. Dans notre cas, nous avons choisi l'acier E28 comme matériau de base pour l'étude technique et conception d'un bâtiment métallique pour ses caractéristiques physiques et mécaniques (rigidité, ductilité,...) qui permettent de répondre aux exigences demandées.

I.2 Présentation du projet :

Dans le cadre de notre projet de fin d'étude, notre travail consiste à la conception et le calcul d'un bâtiment industriel en charpente métallique qui sera utilisé comme un espace de stockage à Oued Sly wilaya de Chlef.

Le bâtiment est doté d'un pont roulant de capacité de levage de 16T.

I.2.1 Localisation du site de projet :

Le projet est situé à Oued Sly une commune de la wilaya de Chlef située à 10km à l'ouest de Chlef en Algérie.



Figure.I.1 : Localisation du site de projet.

I-2-2 Données géométriques :

Longueur de l'ouvrage

(long pan) : **61.10m**

Largeur de l'ouvrage

(pignon) : **30.44m** Hauteur

totale : **16.65m**

-On a onze portiques.

-Espacement entre portique **6m**

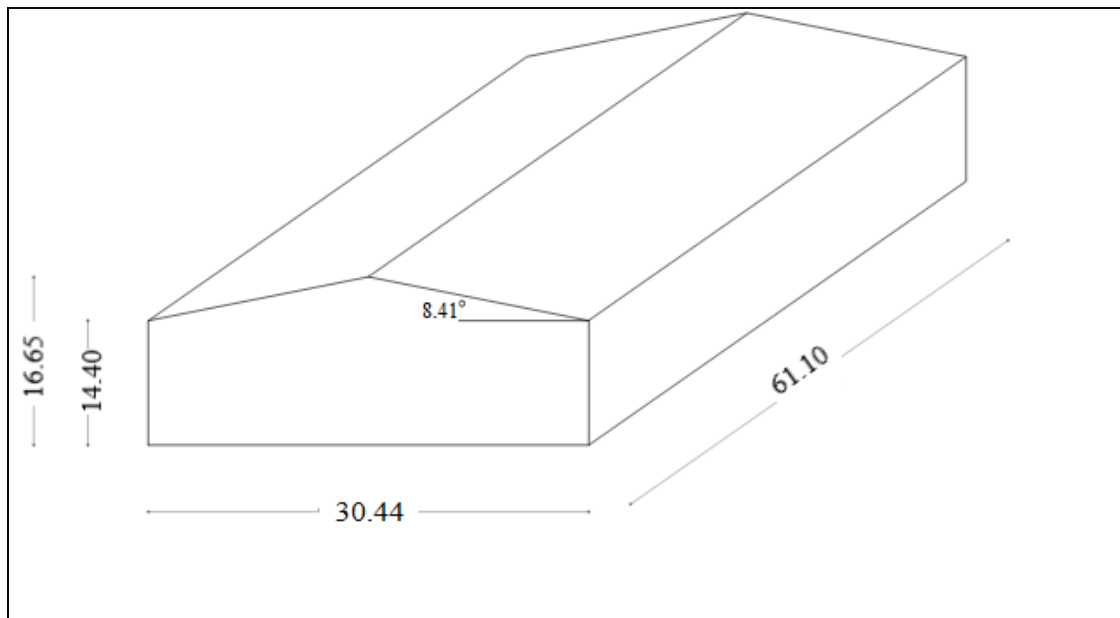


Figure I.2 : Schéma présentant l'ouvrage.

I-2.3 Données concernant le site :

Altitude : **116 m**

-zone de sismicité **IIb** d'après la classification établie par le **RPA 99 (modifié 2003)**.

-zone **B** de la neige d'après le **DTR C2-47 RNV version 2013**.

-zone **II** du vent d'après le **DTR C2-47 RNV version 2013**.

-La contrainte admissible du sol $\sigma_{sol}=1.4$ bars (**rapport géotechnique du sol**)

-Site catégorie **III (sol meuble)**.

I.3 Règlements utilisées :

Tableau I.1 : Règlements techniques utilisés.

Types de règlement	Définition
RNV99-V2013	Règles définissant les effets de la neige et vent
RPA99-V2003	Règles parasismiques Algériennes version 2003
CCM97	Conception et calcul des structures en acier
BAEL91	Béton armé aux états limites
DTR BC 2 .2	Charges et surcharges
CTICM	Recommandations pour le calcul et l'exécution des chemins de roulements des ponts roulants
EUROCODE 3	Dimensionnement des éléments de la structure
EUROCODE 4	Dimensionnement et vérification des structures mixtes.

I-4 Logiciels utilisés :

- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019.

I-5 Unités utilisées :

Unités	Utilisation
Mètre m	Dimensions de bâtiments, des travées et de dimension des éléments.
Centimètre carre cm^2	Pour les sections d'acier.
daN/m ²	Pour les charges appliquées (G, Q, S...etc.)
daN.m	Pour les moments fléchissant.
daN	Pour les charges concentrées.

I-6 Choix structural :

- l'ossature métallique est encastrée à la base.
- Dans le sens transversal la stabilité verticale est assurée par des portiques auto stable ordinaire.
- Dans le sens longitudinal la stabilité verticale est assurée par des palées de stabilités en X.

I-7 Eléments structuraux :

Poteaux : **HEA**

Poutres : **IPE**

Potelets : **IPE**

Panne : **IPE**

Panne sablière : **IPE**

Lisse : **UPN**

Poutre de roulement : **HEA**

I-8 Matériaux utilisée :

Pour notre projet, on a choisi les matériaux de construction suivants :

I-8-1 L'acier de construction : [10]

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

- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210\,000$ MPa.
- Module de cisaillement : $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 80769$ MPa
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$
- Coefficient de dilatation : $\alpha = 12 \times 10^{-6}$ par $^{\circ}\text{C}$
- Masse volumique $\rho = 7850$ kg/m³

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

Tableau I.2 : valeurs nominales de f_y et f_u pour les profilés.[10]

Nuance Nominale de l'acier	Epaisseur t [mm]			
	$t \leq 40$		$40 < t \leq 100$	
	f_y [MPa]	f_u [MPa]	f_y [MPa]	f_u [MPa]
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	355	490

○ **Caractéristiques mécaniques de l'acier**

Tableau I.3 : Caractéristiques mécaniques.[10]

	Nuance	F_y [MPa]
Ronds lisses	Fe 220	215
	Fe 240	235
Barres HA	Fe 400	400
	Fe 500	500

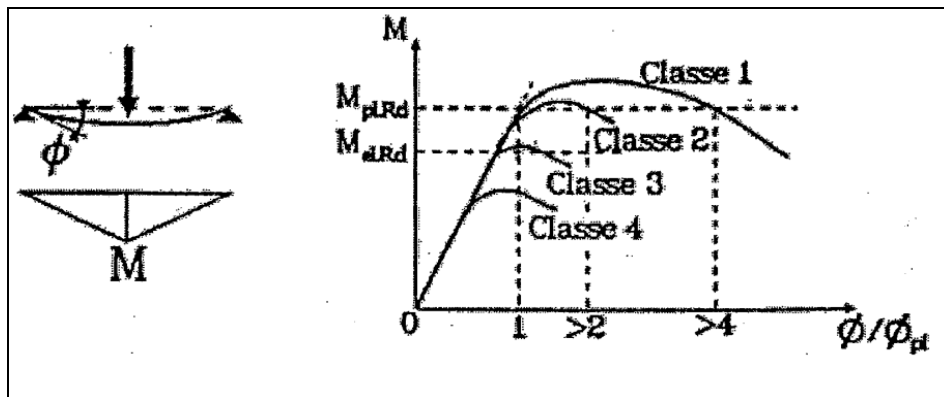


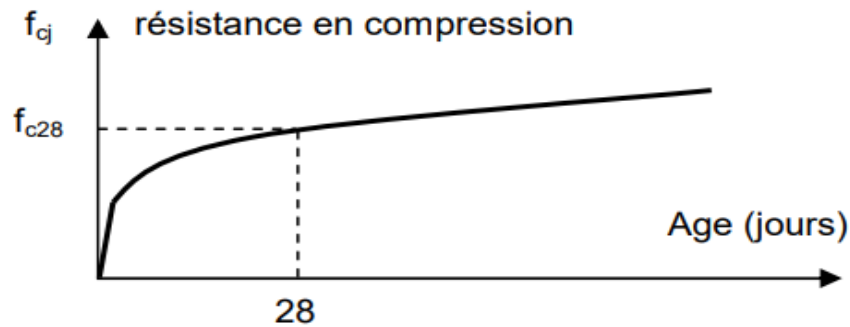
Figure I.3 : Diagramme des contraintes de déformations.[10]

I-8-2 Béton :[1]

○ **Caractéristiques du béton :**

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

La résistance à la compression : Dans le cas courant, le béton est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression à l'âge de 28 jours, elle est notée f_{c28} , cette résistance se mesure par des essais de compression simple sur des éprouvettes.



Résistance du béton à la compression : La résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours notée f_{cj} est donnée par :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{J}{4.76 + 0.83j} f_{c28} ; \text{pour } f_{c28} < 40 \text{ MPa} & \text{Pour } j < 28 \\ f_{cj} = \frac{J}{1.40 + 0.95j} f_{c28} ; \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} & \text{Pour } j = 28 \\ f_{cj} = f_{c28} ; \text{pour } f_{c28} < 40 \text{ MPa} & \end{cases}$$

À 28 jours on a $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

La résistance à la traction : La résistance à la traction à 28 jours est déduite de celle de compression par la relation :

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{MPa})$$

Pour notre ouvrage, on utilise le même dosage de béton avec une résistance caractéristique à la compression $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et à la traction $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

○ **Module de déformation longitudinale du béton :**

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinal ; il est défini sous l'action des contraintes normale à courte et à longue durée.

○ **Module de déformation instantané :**

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané E_{ij} du béton âgé de « j » jours est égale à :

$$E_{ij} = 11\,000 (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{MPa})$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve : $E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa}$.

○ **Module de déformation différé :**

Il est réservé spécialement pour des charges de durée d'application supérieure à 24 heures ; ce module est défini par :

$$E_{vj} = 3700 \cdot (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{MPa})$$

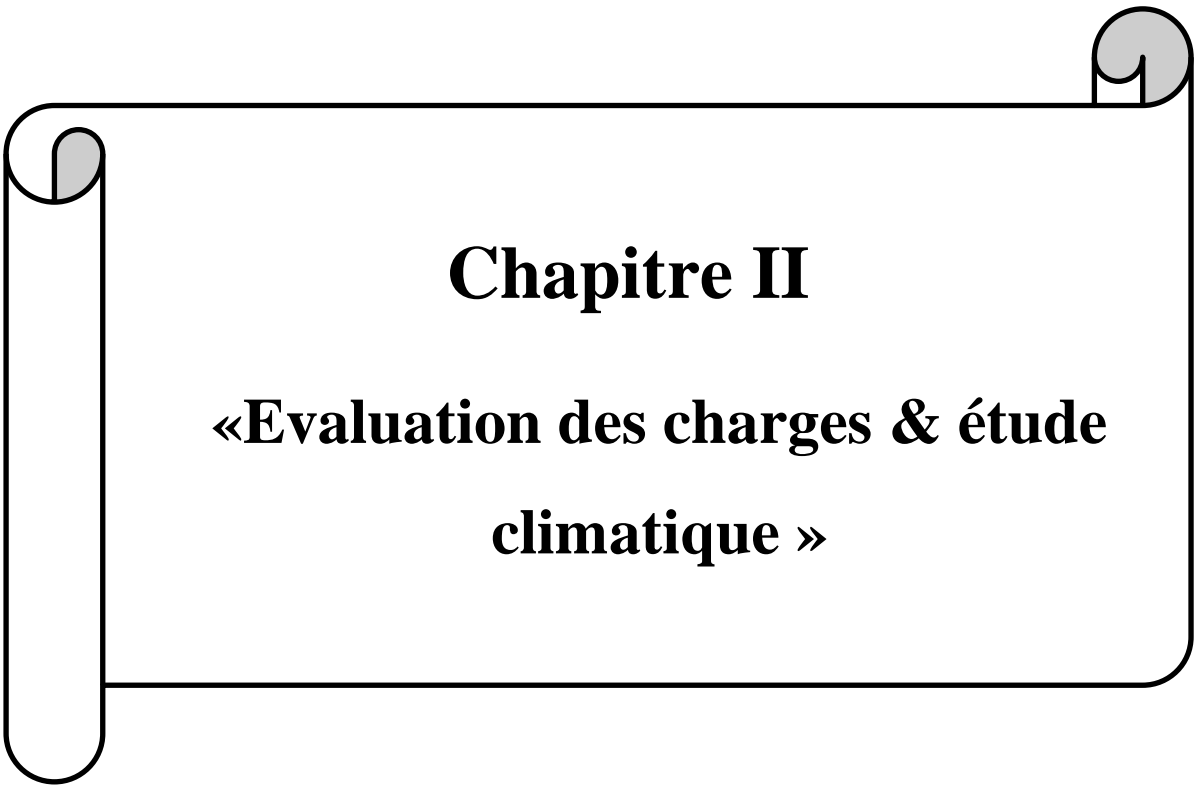
Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve : $E_{v28} = 10818.87 \text{ MPa}$.

○ **Coefficient de poisson :**

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}{\text{allongement relatif du coté de la section}}$$

- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états – limites ultimes (béton fissuré).
- $\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).



Chapitre II

**«Evaluation des charges & étude
climatique »**

II.1 Introduction :

Pour la conception et le calcul de l'ouvrage objet du présent mémoire, les charges et actions suivantes seront considérées :

- Charges permanentes (poids propre des éléments permanents)
- Charges d'exploitation (charges utiles dans le bâtiment)
- Charges mobiles (pont roulant de 16t)
- Action climatiques (neige, vent et température)
- Action accidentelles (séisme)

II.1 Charges permanentes :

Il s'agit du poids propre de tous les éléments permanents constituant l'ouvrage fini (structure, planchers, cloisons, revêtement de sol, ...)

Les charges permanentes pour notre projet sont données dans le tableau ci-après :

Tableau II.1 : Valeurs des charges permanentes.[5]

Acier de structure	7850 [kg/m ³]
Béton armé	2500 [kg/m ³]
Dalle de béton sur platelage métallique $E_p=180\text{mm}$	2450 [kg/m ²]
Revêtement de sol $E_p=20\text{mm}$	40[kg/m ²]
Toiture (panneaux sandwich)	19.9 [kg/m ²]
Bardage (panneaux sandwich)	15 [kg/m ²]
Isolation thermique $E_p=40\text{mm}$	16 [kg/m ²]
Hibond 55	13 [kg/m ²]

II.2 Charges d'exploitation :

Les charges d'exploitation sont déterminées suivant le document réglementaire charges

permanentes et surcharges d'exploitation DTR B-C2-2.

II.2.1 Charges d'exploitation de la mezzanine de stockage :

- Plancher de stockage: 50 [kg/m²]
- Escalier de circulation : 250 [kg/m²]

II.2.2 Charges d'exploitation du toit du hall métallique :

Le toit du hall métallique n'est accessible qu'en cas d'entretien, les charges d'entretien seront assimilées à $Q = 60$ [daN/m²] selon l'EUROCODE1, car $\alpha < 30^\circ$.

II.3 Charges mobiles :

L'Atelier mécanique faisant l'objet de notre étude est équipé d'un pont roulant d'une capacité de 16 tonnes. Cette charge mobile sera prise en compte dans le dimensionnement de la structure notamment du chemin de roulement.

II.4 Actions climatiques :**II.4.1 Introduction :**

L'effet des actions climatiques sur une construction métallique est très important. Alors, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et à la neige dans toutes les directions possibles, selon le RNV99-version2013.

II.4.2 Étude a la neige :**A) But :**

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

B) Domaine d'application :

Le présent règlement s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure ou égale à 2000m (Selon RNVA 2013 partie I, Article2.2).

C) La charge de la neige sur le sol (Sk) :

La charge caractéristique de neige sur le sol SK par unité de surface est fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré.

Dans notre cas :

- Le projet est implanté dans la wilaya de Chlef qui est classé en zone B selon la classification de RNVA2013.
- L'altitude du projet est d'environ 116m.
- SK est donnée par le tableau suivant :

Tableau.II.2 : charge de la neige sur le sol dans chaque zone.

Zone	A	B	C	D
Sk	$\frac{0.07.H + 15}{100}$	$\frac{0.04.H + 10}{100}$	$\frac{0.0325H + 10}{100}$	Pas de charge de neige

Chlef appartient à la zone B donc :

$$Sk = \frac{0.04 \times H + 10}{100}$$

Avec :

H : altitude du site par rapport au niveau de la mer : H = 116m

$$Sk = \frac{0.04 \times 116 + 10}{100} = 0,146 \text{KN/m}^2$$

D) Coefficient de forme de la toiture :

Il est fonction de la forme de la toiture.

Dans notre cas le hangar a une toiture à deux versants avec une pente 15.22% ; D'où

$$0 \leq \alpha = 8.41^\circ \leq 30^\circ$$

On adopte pour le coefficient $\mu_1 = 0.8$. (Selon le tableau 2 et la figure 7, RNVA2013).

Tableau.II.3 : Coefficients de forme -toiture à deux versants.

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en°)	$0 \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha \leq 60^\circ$
Coefficient μ_1	0.8	$0.8 \cdot \left(\frac{60-\alpha}{30}\right)$	0.0

E) Calcul des charges de la neige sur la toiture :

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

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

Application numérique

$$S = 0.8 \cdot 0.146 \text{ S} = 0.117 \text{ KN/m}^2$$

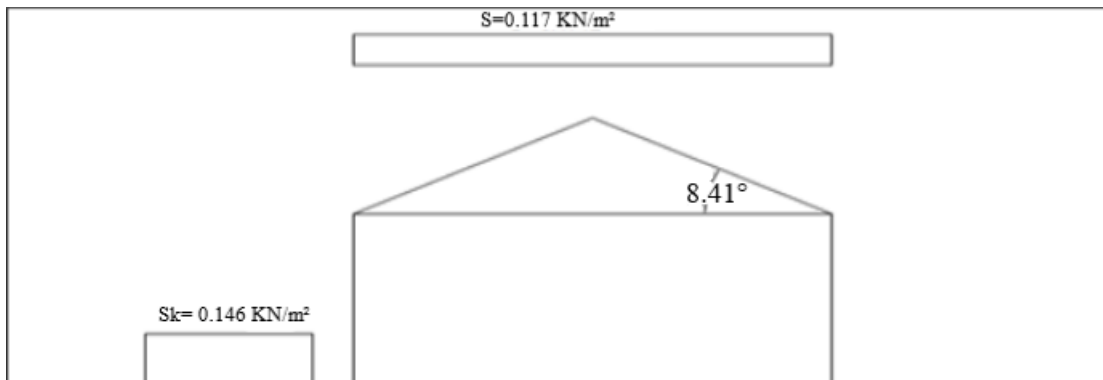


Figure.II.1 : Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol.

II.4.3 Calculs au vent :

Le vent est une action horizontale très importante qui agit directement sur la structure dans ces deux directions principales. Pour cela, une étude approfondie est prise en compte lors de dimensionnement de l'ossature métallique, cette étude est réalisée à partir des caractéristiques dépendant de la structure ainsi que le site d'implantation. Dans notre cas ces caractéristiques sont les suivantes:

Wilaya de Chlef appartient à la zone de vent II [**Carte de vent-RNV/2013**]

La zone industrielle est classée comme un terrain de catégorie III.

[**Tableau2.4-RNV/2013**]

Le site d'implantation est un site plat.

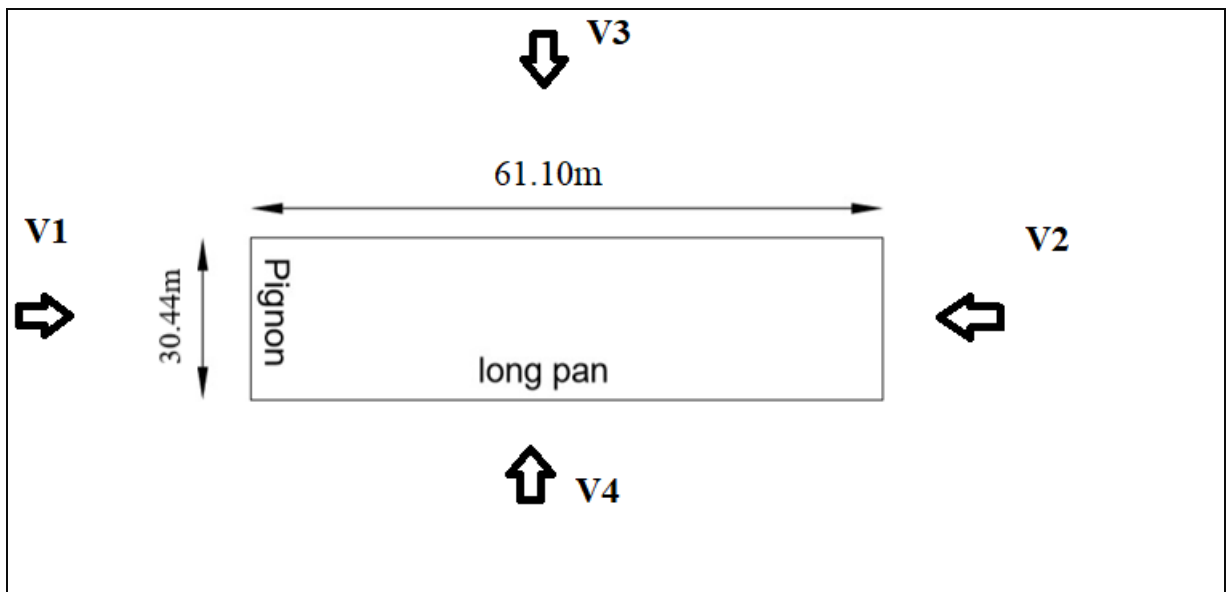


Figure.II.2 : les directions principales de vent.

A) Détermination de la pression dynamique de pointe :

$$q_p(z_e) = q_{réf} \times C_e(z_e) \quad \text{[Formule2.1RNV/2013]}$$

➤ La structure est une construction permanente implantée dans la zone II donc:

$$q_{réf} = 435 \text{N/m}^2 \quad \text{[Tableau2.2-RNV/3013]}$$

Hauteur de référence Z_e :

- Pour les murs au vent des bâtiments à parois verticales, Z_e est déterminé comme indiqué par la figure 2.1 de RNVA2013.

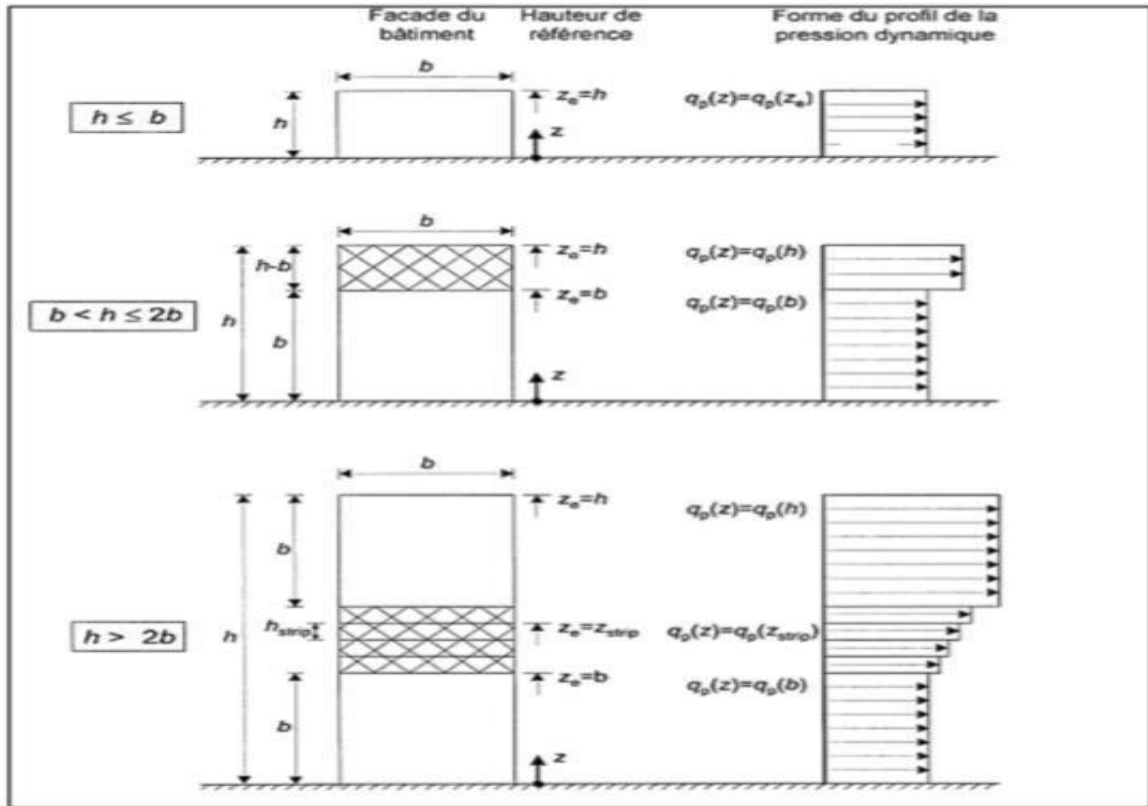


Figure.II.3 : Hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique. [3]

Comme notre cas la hauteur des parois $h=14.40m$, Et la largeur $b=30,44m$

$\Rightarrow h \leq b$;

$\Rightarrow Z_e = h = 14.40m$;

- Pour les toitures, Z_e est pris égal à la hauteur maximale des bâtiments; (Selon RNVA 2013 Chap 2 article 2.3.2) $\Rightarrow Z_e = H = 16.65m$.

Pour la toiture $Z_e = 16.65m$

[Figure2.1-RNV/2013]

Pour les parois verticales $Z_e = 14.40$

Coefficient d'exposition C_e :

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7I_v(z)] \quad \text{[Formule2.2-RNV/2013]}$$

Coefficient de topographie C_t :

La structure est implantée dans un site plat ($\theta < 0.05$) donc:

$$C_t(Z)=1 \quad \text{[Fomule2.4-RNV/2013]}$$

Coefficient de rugosité C_r :

La structure est implantée dans une zone industrielle donc :

Terrain de catégorie III

$$K_T = 0.215 \quad \text{[Tableau2.4-RNV/2013]}$$

$$Z_0 = 0.3 \text{ m}$$

$$Z_{\min} = 5 \text{ m}$$

$$\varepsilon = 0.61$$

On a : $Z_{\min} = 5\text{m} < Z < 200\text{m}$ donc

$$C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{Z_0}\right) \quad \text{[Formule2.3-RNV/2013]}$$

✓ **Toiture** $Z_e=16.65\text{m}$

$$C_r(16.65) = 0.215 * \ln\left(\frac{16.65}{0.3}\right) = 0.863$$

✓ **Parois verticales** $Z_e=14.40\text{m}$

$$C_r(14.40) = 0.215 * \ln\left(\frac{14.40}{0.3}\right) = 0.832$$

Intensité de turbulence I_v :

$$\text{On a } Z > Z_{\min} = 5 \text{ m} \quad \text{[Formule2.5-RNV/2013]}$$

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{Z_0}\right)}$$

✓ **Toiture** $Z_e=16.65$

$$I_{v(14.40)} = \frac{1}{1 \cdot \ln \frac{14.40}{0.3}} = 0.258$$

✓ **Parois verticales $Z_e=14.40$**

$$I_{v(14.40)} = \frac{1}{1 \cdot \ln \frac{14.40}{0.3}} = 0.258$$

Finalement, les valeurs des pressions dynamiques sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau.II.4 : les valeurs de la pression dynamique.

Coefficient	Z_e (m)	C_t	C_r	I_v	C_e	$q_{réf}$ (N/m ²)	$q_p(z_e)$ (N/m ²)
Toiture	16.65	1	0.863	0.249	2.042	435	888.27
Parois verticales	14.40	1	0.832	0.258	1.942	435	844.77

B) Détermination de coefficient dynamique C_d :

Le coefficient dynamique C_d est donné en chapitre 3 de RNV/2013. Dans le cas de notre projet la hauteur totale de la structure $H=16.65m$ est supérieure à 15m donc on le calcule avec cette équation :

$$\text{Si : } H > 15m \rightarrow C_d = \frac{1 + 2g \times I_v(Z_{eq}) \sqrt{Q^2 - R^2}}{1 + 7 \times I_v(Z_{eq})}$$

$$C_d = 0.986$$

[§3.2-RNV/2013]

C) Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} et intérieure

C_{pi} :

Vent parallèle au long-pan (sens V1):

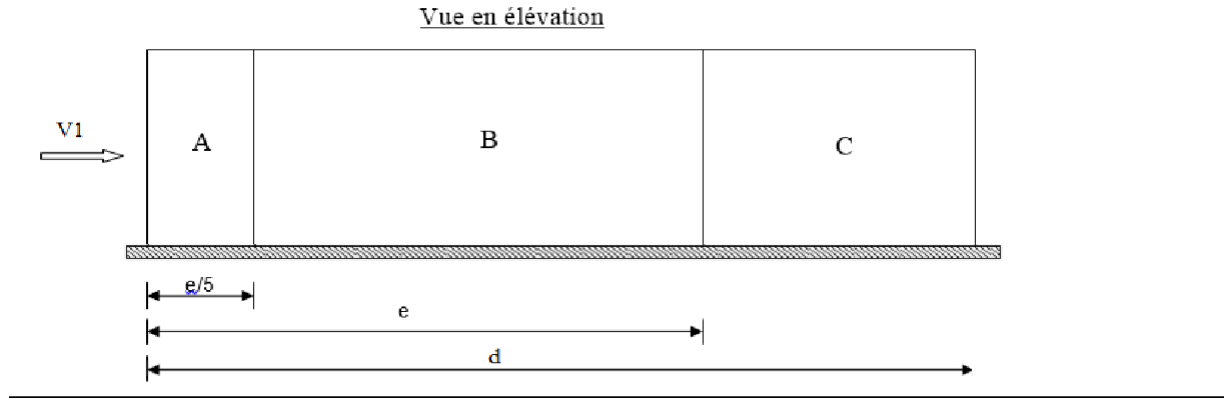
Les valeurs de C_{pe} :

- Parois verticales :

$b=30.44m$; $d=61.10$; $h=14.40$ m donc :

$$e = M_{\min}(b ; 2h) = M_{\min}(30.44 \times 28.8) = 28.8\text{m} :$$

On voit bien que $d > e$, donc les parois verticales parallèles au vent V1 seront subdivisées en trois zones A, B et C comme suit :



Les surfaces des zones A, B, C, D, et E sont données par le tableau suivant :

Tableau.II.5 : Les valeurs des surfaces des zones de vent des parois dans le sens V1.

Zone	A	B	C	D	E
Surface (m ²)	82.944	331.776	465.12	438.336	438.336

La surface de chaque zone est $>10\text{m}^2$ donc :

$$C_{pe} = C_{pe,10} \quad [\S 5.1.1.2\text{-RNV/2013}]$$

Le tableau suivant donne les valeurs de C_{pe} de chaque zone :

Tableau.II.6 : Les valeurs des c_{pe} sur les parois dans le sens V1.

Zone	A	B	c	D	E
c_{pe}	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

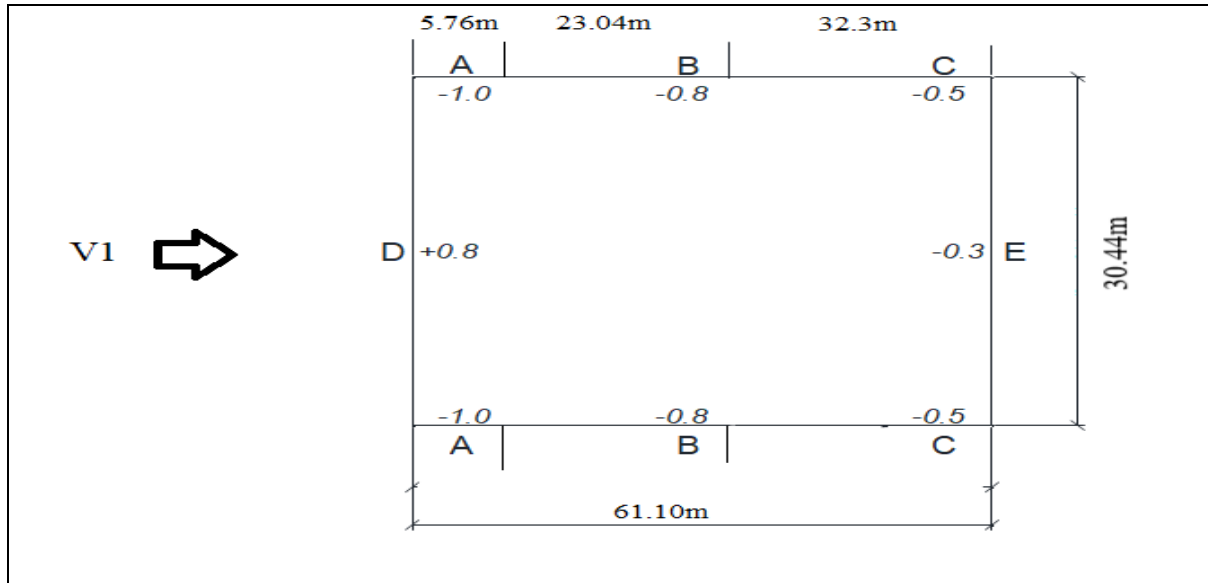


Figure.II.4 : Répartition des Cpe sur les parois dans le sens V1.

• **Toiture:**

Le vent dont la direction est parallèle aux génératrices, on prendra les valeurs de C_{pe} de toiture à deux versants ou la direction du vent $\theta=90^\circ$

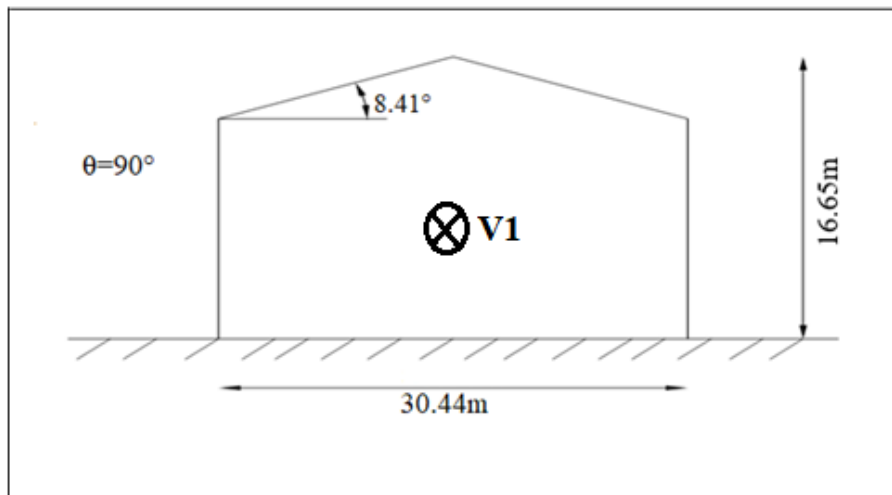


Figure.II.5 : Légende pour la toiture à deux versants.

On a $\theta=90^\circ$; $\alpha=841^\circ$; $b=30.44m$; $d=61.10m$; $H=16.65m$ $E=M_{min}(b ; 2h) = M_{min}(30.44 ; 33.3) = 30.44m$

Dans ce cas $d > e$ donc on a quatre zone F, G, H et I comme suit :

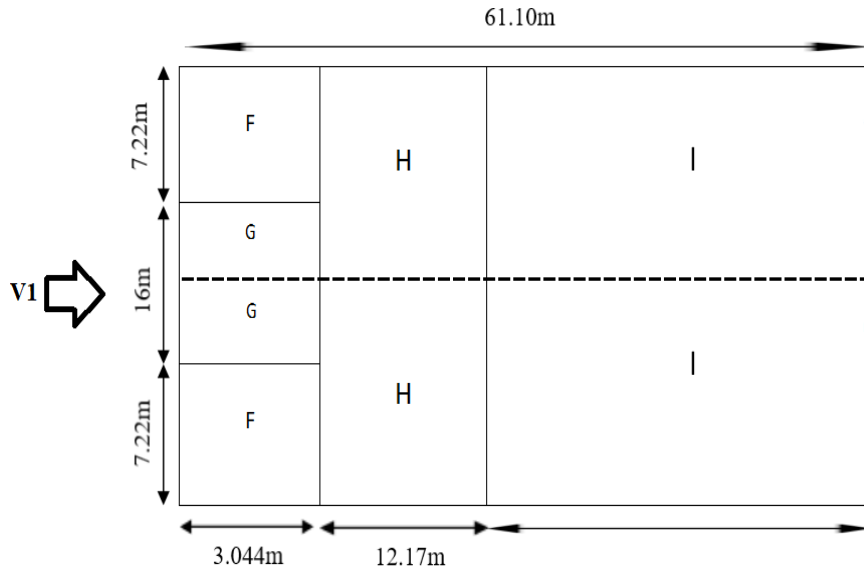


Figure.II.6 : Répartition des zones de vent sur la toiture.

Les surfaces des zones F, G, H et I sont données par le tableau suivant :

Tableau.II.7 : les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture sens V1.

Zone	F	G	H	I
Surface (m ²)	23.16	23.16	185.32	698.29

La surface de chaque zone est >10m² donc :

$$C_{pe} = C_{pe,10}$$

[§5.1.1.2-RNV/2013]

Puisque $\alpha=8.41^\circ$, donc les valeurs de C_{pe} sont déterminées par l'interpolation linéaire entre les deux valeurs de C_{pe} (5°) et C_{pe} (15°) par la formule suivante :

$$C_{pe}(8.41^\circ) = C_{pe}(5^\circ) + \left(\frac{8.41-5}{15-5}\right)(C_{pe}(15^\circ)-C_{pe}(5^\circ))$$

Le tableau suivant donne les valeurs de C_{pe} de chaque zone :

Tableau.II.8 : Les valeurs des C_{pe} sur la toiture dans le sens V1 $\theta=90^\circ$.

Zone	F	G	H	I
Cpe10	-1.497	-1.300	-0.666	-0.566
Cpe	-1.497	-1.300	-0.666	-0.566

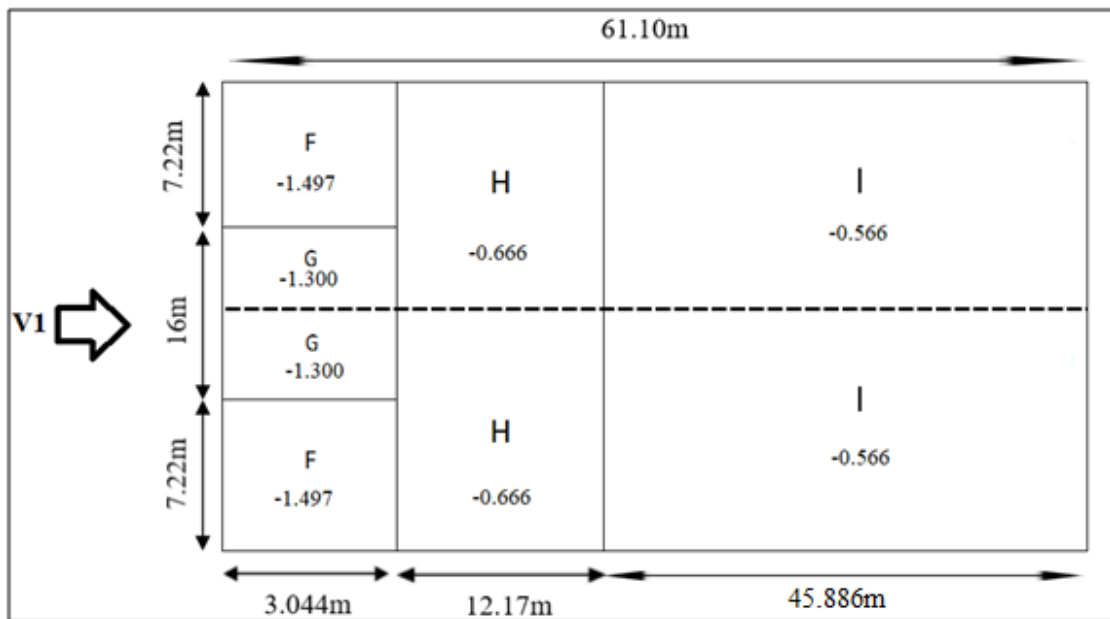


Figure.II.7 : Répartition des Cpe sur la toiture dans le sens V1 $\theta=90^\circ$.

Vent perpendiculaire au long-pan (sens V3):

Les valeurs de Cpe :

• Parois verticales :

$b=61.10m ; d=30.44m ; h=14.40m$ donc :

$e=M_{\min}(b ; 2h) = M_{\min} (61.10 ; 28.8)=28.8m$:

On voit bien que $d > e$, donc les parois verticales parallèles au vent V1 seront subdivisées en trois zones A, B et C comme suit :

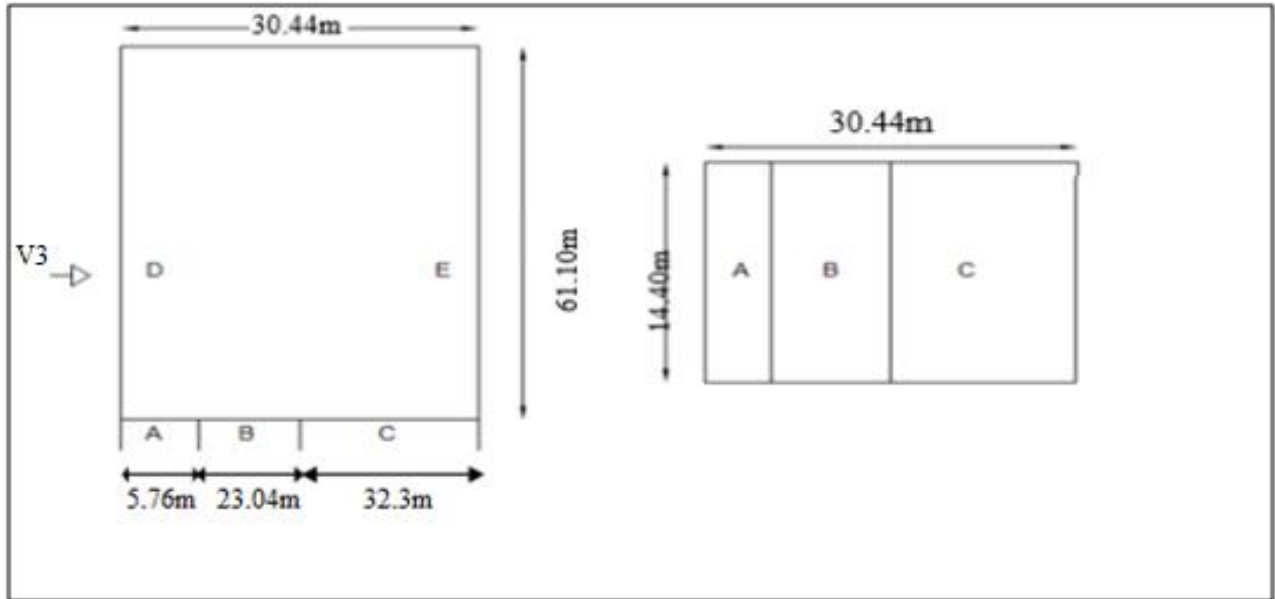


Figure.II.8 : Légendes pour les parois verticales.

Les surfaces des zones A, B, C, D, et E sont données par le tableau suivant :

Tableau.II.9 : Les valeurs des surfaces des zones de vent des parois dans le sens V3.

Zone	A	B	C	D	E
Surface (m ²)	82.94	331.78	23.61	879.84	879.84

La surface de chaque zone est >10m² donc :

$$C_{pe} = C_{pe,10}$$

[§5.1.1.2-RNV/2013]

Le tableau suivant donne les valeurs de C_{pe} de chaque zone :

Tableau.II.10 : Les valeurs des cpe sur les parois dans le sens V3.

Zone	A	B	c	D	E
C _{pe}	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

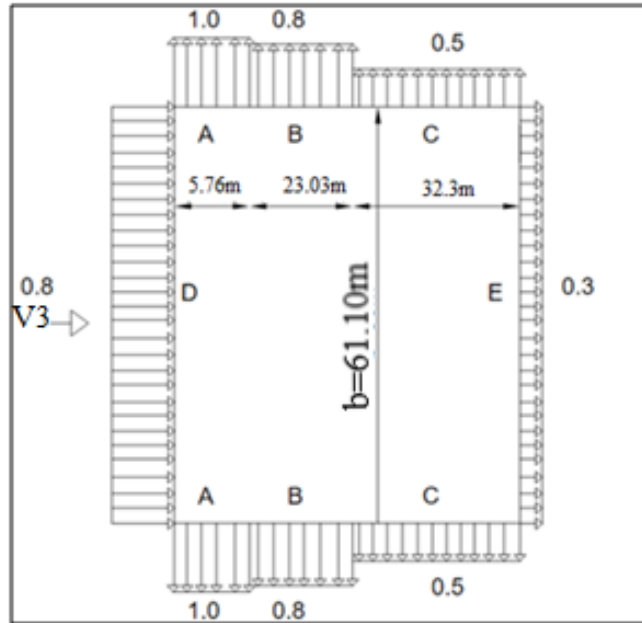


Figure.II.9 : Répartition des Cpe sur les parois dans le sens V3.

•**Toiture:**

Le vent dont la direction est perpendiculaire aux génératrices, on prendra les valeurs de Cpe de toiture à deux versants ou la direction de vent $\theta = 0^\circ$

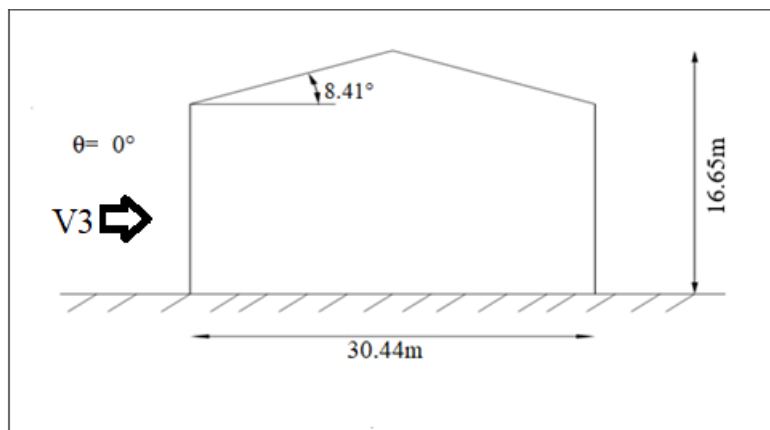


Figure.II.10 : Légende pour la toiture à deux versants.

On a : $\theta = 0^\circ$

$\alpha = 8.41^\circ$; $b=61.10m$; $d=30.44m$; $H=16.65m$ $E=M_{min} (b ; 2h)$

$M_{min} (61.30 ; 33.3) = 33.30m$

Dans ce cas On a cinq zone F, G, H, J et I comme suit :

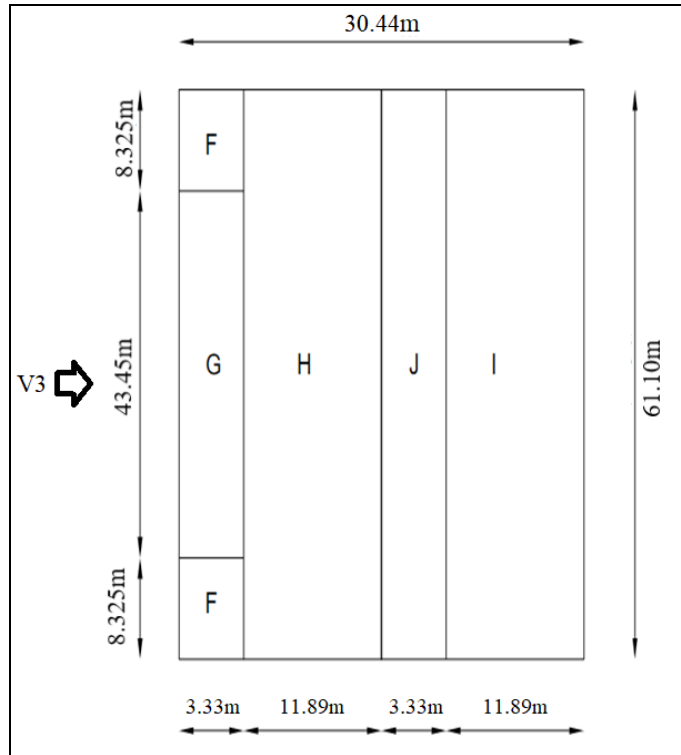


Figure.II.11 : Répartition des zones de vent sur la toiture.

Les surfaces des zones F, G, H, J et I sont données par le tableau suivant :

Tableau.II.11 : les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture sens V3.

Zone	F	G	H	J	I
Surface (m ²)	27.72	148.02	736.59	736.59	203.45

La surface de chaque zone est >10m² donc :

$$C_{pe} = C_{pe,10}$$

[§5.1.1.2-RNV/2013]

Puisque $\alpha = 8.41^\circ$, donc les valeurs de C_{pe} sont déterminées par l'interpolation linéaire entre les deux valeurs de $C_{pe}(5^\circ)$ et $C_{pe}(15^\circ)$ par la formule suivante :

$$C_{pe}(8.41^\circ) = C_{pe}(5^\circ) + \left(\frac{8.41-5}{15-5}\right)(C_{pe}(15^\circ) - C_{pe}(5^\circ))$$

Le tableau suivant donne les valeurs de C_{pe} de chaque zone :

Tableau.II.12 : Les valeurs des C_{pe} sur la toiture dans le sens V3 $\theta=0^\circ$.

Zone	F	G	H	I	J
Cpe10	-1.427	-1.064	-0.498	-0.532	-0.209
	0.068	0.068	0.068	-0.395	-0.395
Cpe	-1.427	-1.064	-0.498	-0.532	-0.209
	0.068	0.068	0.068	-0.395	-0.395

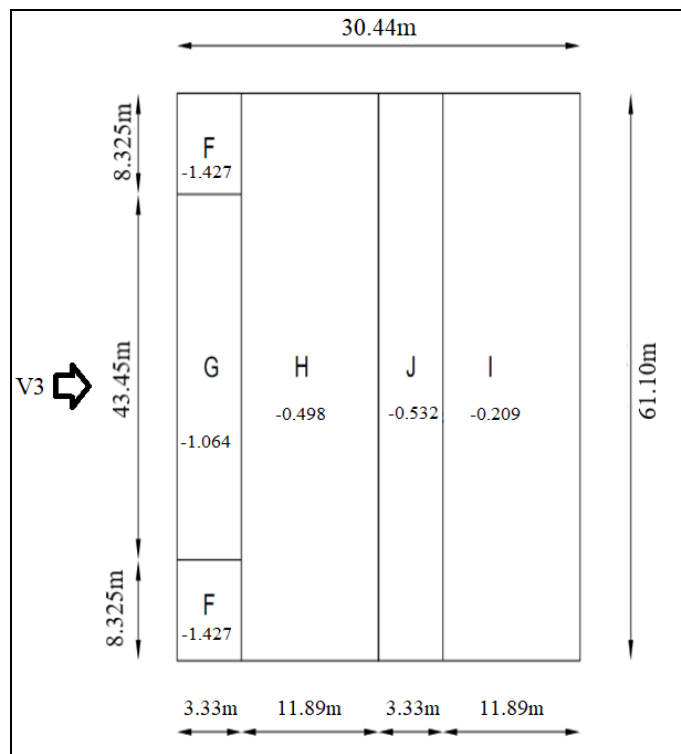


Figure.II.12 : Répartition des Cpe sur la toiture dans le sens V3.

D) Les valeurs de Cpi :

Le hangar objet de notre étude comporte des ouvertures sur ces quatre façades. Nous rappelons ci après les surfaces de ces ouvertures déjà indiquées dans le paragraphe 3.3 du chapitre I :

- Ouverture sur la façade Nord : 61m²
- Ouverture sur la façade Sud : 40m²
- Ouverture sur la façade Est : 122m²
- Ouverture sur la façade Ouest : 76.84m²

Nous considérons donc la direction du vent perpendiculaire à chacune de ces façades comme montré sur le schéma ci-après :

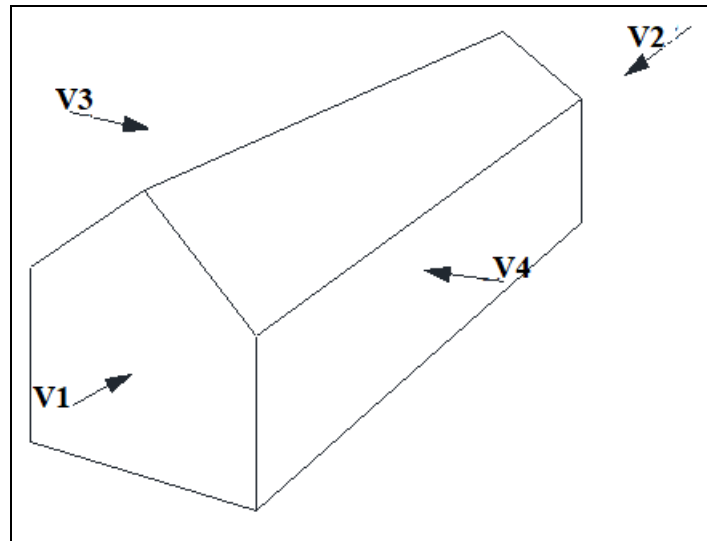


Figure.II.13 : Direction du vent pour la structure en 3D.

➤ Vérification des conditions de la toiture isolée :

	Surfaces des ouvertures dans la face (m ²)	Surface de la face (m ²)	%
Façade 1 (pignon 1)	Souv= 61	$30 \times 14.40 + (2.25 \times 30 / 2) = 465.75$	13.09%
Façade 3 (long pan)	Souv=122	$61.10 \times 14.40 = 879.84$	13.86%
Façade 2 (pignon 2)	Souv = 40	$30 \times 14.40 + (2.25 \times 30 / 2) = 465.75$	8.58%
Façade 4 (long pan 2)	Souv=76.84	$61.10 \times 14.40 = 879.84$	8.73%
Façade 5 (toiture)	0	$2 \times 8.20 \times 61.10 = 1002.04$	0%

Aucune surface des ouvertures ne représente plus de 30% de la surface de la face, donc les conditions de la toiture isolée ne sont pas vérifiées.

➤ Vérification d'un bâtiment ayant une face dominante :

(L'aire des ouvertures Dans Faces) x 2 ≥ l'aire des ouvertures dans les autres faces

[§5.2.1.4-RNV/2013]

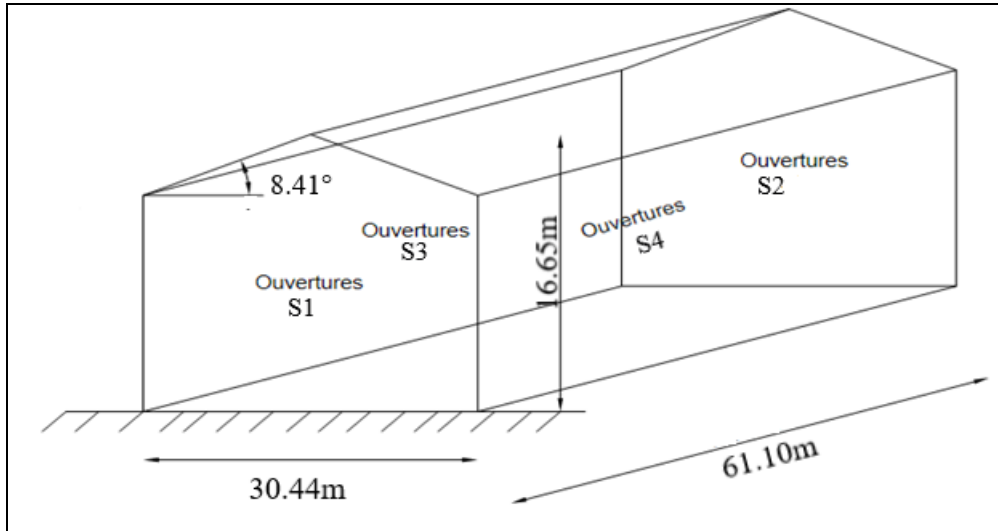


Figure.II.14 : les surfaces des ouvertures.

1/Les surfaces des ouvertures des ouvertures :

$$(S1*2) \leq S$$

$$\text{Façade 1} = 61\text{m}^2 \geq 2(122+40+76.84)=490 \text{ m}^2$$

$$\text{Façade 2} = 40\text{m}^2 \geq 2(61+122+76.84)=532 \text{ m}^2$$

$$\text{Façade 3} = 122\text{m}^2 \geq 2(61+40+76.84)=368 \text{ m}^2$$

$$\text{Façade 4} = 76.84\text{m}^2 \geq 2(61+122+40)=446 \text{ m}^2$$

La condition n'est pas vérifiée donc il n'y a pas une face dominante

- Pour les bâtiments sans face dominante

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} est déterminé à partir de la **Figure 5.14 du RNV 2013** avec (h) est la hauteur du bâtiment, (d) sa profondeur et μ_p l'indice de perméabilité donné par :

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

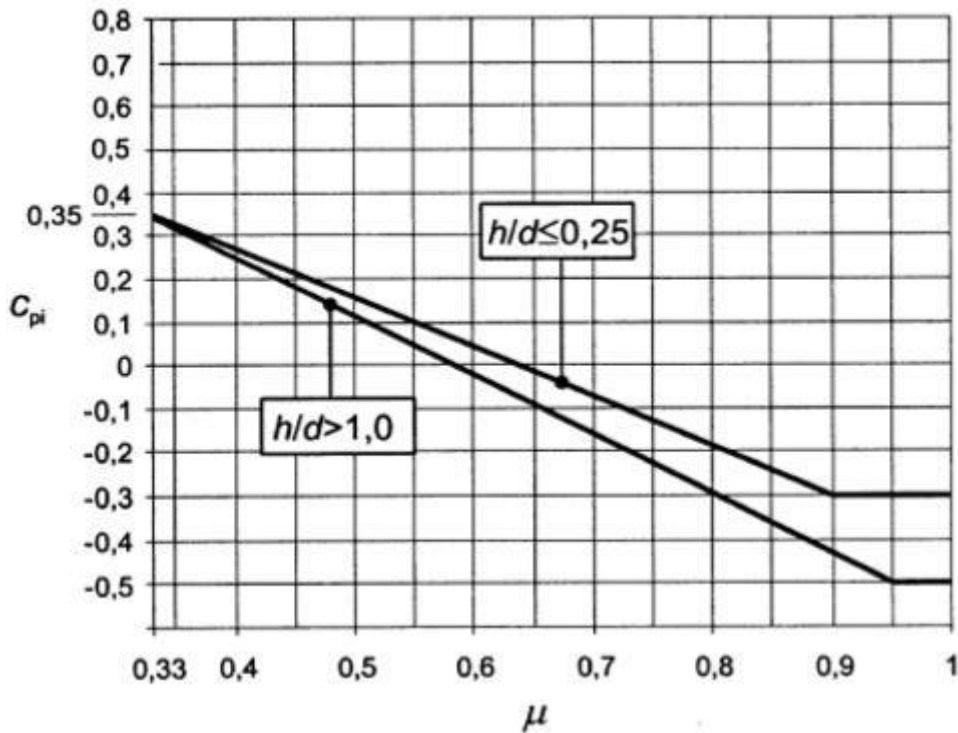


Figure.II.14 : Coefficients de pression intérieure applicables pour des ouvertures uniformément réparties.

- La somme des surfaces de toutes les ouvertures : 86 m²

On a: $0,25 < h/d < 1$ pour les 4 directions :

- Pour le sens $V1 = \frac{h}{d} = 0,27$.
- Pour le sens $V2 = \frac{h}{d} = 0,27$.
- Pour le sens $V3 = \frac{h}{d} = 0,54$.
- Pour le sens $V4 = \frac{h}{d} = 0,54$.

Donc une interpolation linéaire peut être utilisée pour calculer le C_{pi} .

Les résultats de calcul du coefficient C_{pi} sont donnés dans le tableau ci-après :

Désignation	μ_p	C_{pi}
Pignon façade Nord (sens V1)	0.70	-0.09
Pignon façade Sud (sens V2)	1	-0.30
Pignon façade Est (sens V3)	0.42	+0.217
Pignon façade Ouest (sens V4)	0.87	-0.328

E) Calcul des différentes pressions sur la structure :

La pression q_j agissant sur un élément de surface de la structure en fonction de la hauteur est donnée comme suit:

$$W(Z_j) = q_p(Z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/m^2] \quad \text{[Formule 2.6-RNV/2013]}$$

On a: $q_j = C_d \times W(Z_j)$

Donc: $q_j = C_d \times q_p(Z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/m^2]$

1/ Vent sur pignon façade nord V1 :

• **Parois verticales :**

Le tableau suivant donne les valeurs de la pression sur les parois verticales pour la direction de vent V1 dans le cas de la dépression intérieure.

Tableau.II.13 : Valeurs des pressions sur les parois dans le sens v1 avec $C_{pi}=0.09$.

Zone	$Q_p(Z_e)[N/m^2]$	C_{pe}	C_{pi}	$W_j [N/m^2]$
A	844.77	-1.0	-0.09	-844.7
B	844.77	-0.8	-0.09	-635.53
C	844.77	-0.5	-0.09	-537.908
D	844.77	+0.8	-0.09	-1436.10
E	844.77	-0.3	-0.09	506.86

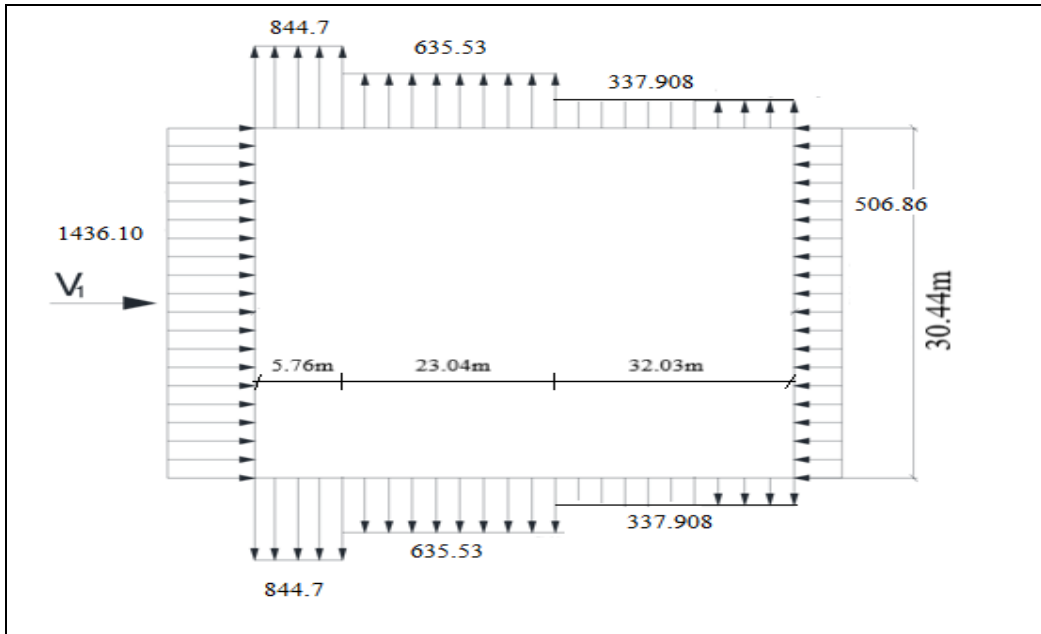


Figure.II.15 : Répartition des pressions sur les parois dans le sens V1 avec $C_{pi}=-0.09$.

- **Toiture:**

Le tableau suivant donne les valeurs de la pression sur la toiture pour la direction de vent V1 dans le cas de la dépression intérieure.

Tableau.II.14 : Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V1 avec $c_{pi} = -0.09$.

Zone	$Q_p (Z_e) [N/m^2]$	C_{pe}	C_{pi}	$W_j [N/m^2]$
F	888.27	-1.497	-0.092	-1248.01
G	888.27	-1.300	-0.092	-1073.03
H	888.27	-0.666	-0.092	-509.86
I	888.27	-0.566	-0.092	-421.03

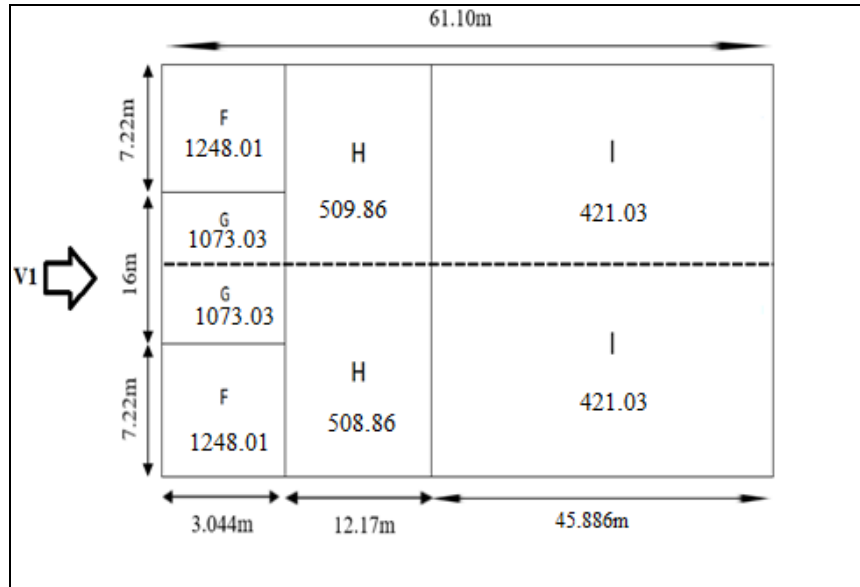


Figure.II.16 : Répartition des pressions sur la toiture dans le sens V1 avec $C_{pi}=-0.09$.

2/ Vent sur pignon façade sud V2 :

- **Parois verticales :**

Le tableau suivant donne les valeurs de la pression sur les parois verticales pour la direction de vent V2 dans le cas de la dépression intérieure.

Tableau.II.15 : Valeurs des pressions sur les parois dans le sens V2 avec $C_{pi}=-0.3$.

Zone	$Q_p (Z_e) [N/m^2]$	C_{pe}	C_{pi}	$W_j [N/m^2]$
A	844.77	-1.0	-0.30	-591.33
B	844.77	-0.8	-0.30	-422.38
C	844.77	-0.5	-0.30	-168.95
D	844.77	+0.8	-0.30	929.24
E	844.77	-0.3	-0.30	0

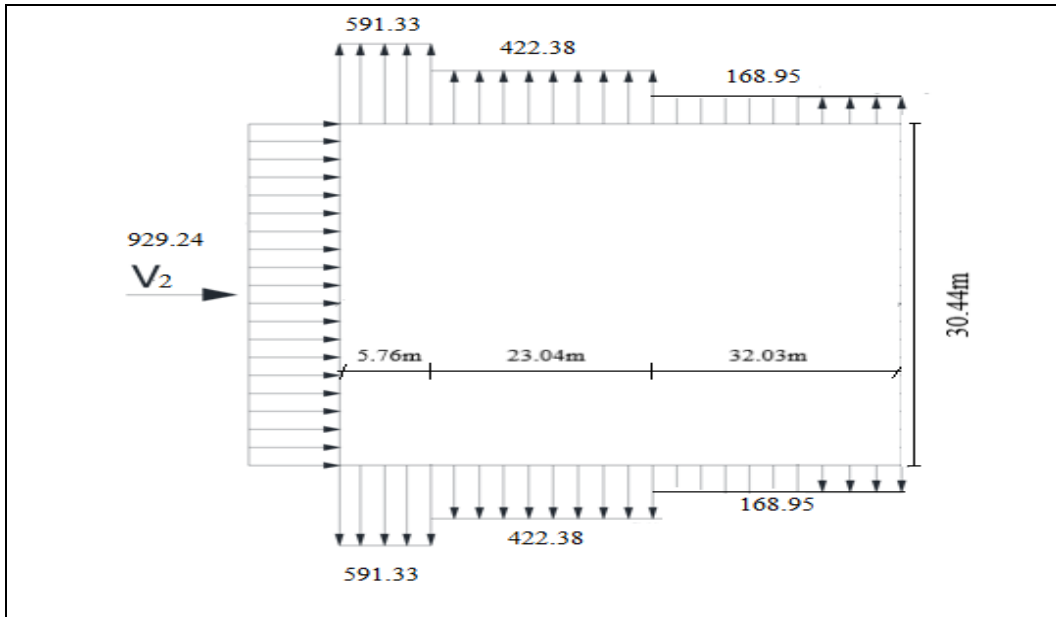


Figure.II.17 : Répartition des pressions sur les parois dans le sens V2 avec $C_{pi}=-0.3$.

- **Toiture:**

Le tableau suivant donne les valeurs de la pression sur la toiture pour la direction de vent V2 dans le cas de la dépression intérieure.

Tableau.II.16 : Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V2 avec $C_{pi} = -0.30$.

Zone	$Q_p (Z_e) [N/m^2]$	C_{pe}	C_{pi}	$W_j [N/m^2]$
F	888.27	-1.497	-0.30	-1058.81
G	888.27	-1.300	-0.30	-883.82
H	888.27	-0.666	-0.30	-320.66
I	888.27	-0.566	-0.30	-231.83

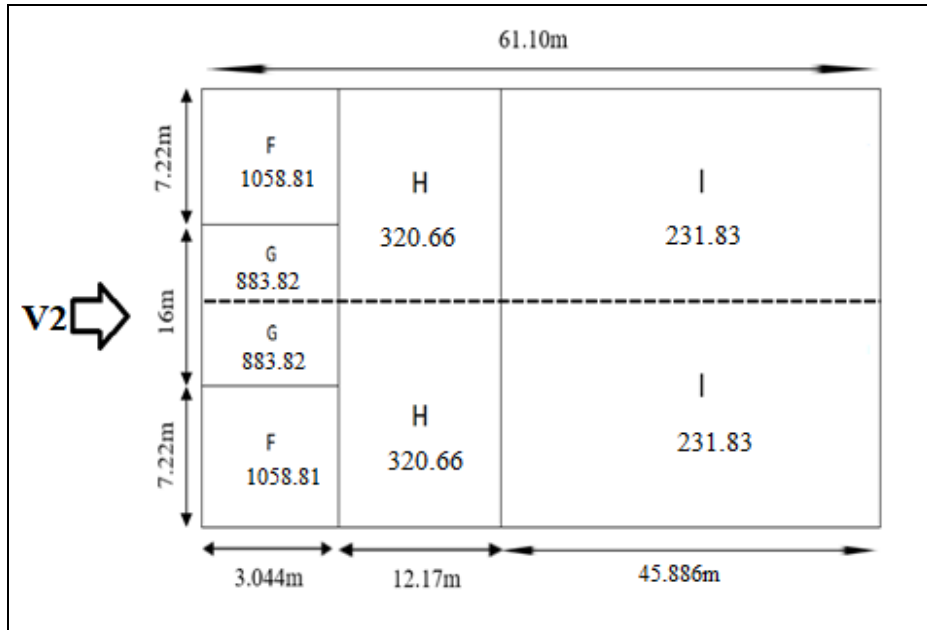


Figure.II.18 : Répartition des pressions sur la toiture dans le sens V2 avec $C_{pi}=-0.30$.

3/ Vent sur long-pan (façade Ouest) V3 :

- **Parois verticales :**

Le tableau suivant donne les valeurs de la pression sur les parois verticales pour la direction de vent V3 dans le cas de la dépression intérieure.

Tableau.II.17 : Valeurs des pressions sur les parois dans le sens v3 avec $C_{pi}=0.217$.

Zone	$Q_p (Z_e) [N/m^2]$	C_{pe}	C_{pi}	$W_j [N/m^2]$
A	844.77	-1.0	0.217	-1028.08
B	844.77	-0.8	0.217	-859.13
C	844.77	-0.5	0.217	-605.70
D	844.77	+0.8	0.217	492.50
E	844.77	-0.3	0.217	-436.74

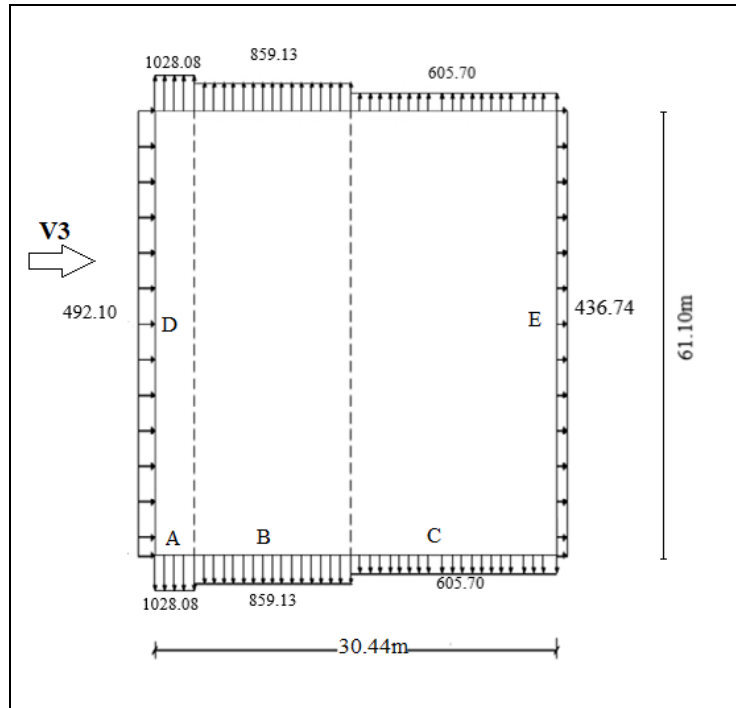


Figure.II.19 : Répartition des pressions sur les parois dans le sens V3 avec $C_{pi}=0.217$.

- **Toiture:**

Le tableau suivant donne les valeurs de la pression sur la toiture pour la direction de vent V3 dans le cas de la dépression intérieure.

Tableau.II.18 : Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V3 avec $C_{pi}=-0.217$.

Zone	$Q_p (Z_e)$ [N/m ²]	C_{pe}	C_{pi}	W_j [N/m ²]
F	888.27	-1.427	-0.217	-1550.03
		0.068		-222.06
G	888.27	-1.064	-0.217	-1227.58
		0.068		-222.06
H	888.27	-0.498	-0.217	-755.02
		0.068		-222.06
J	888.27	-0.532	-0.217	-724.82
		-0.395		-468.33
I	888.27	-0.209	-0.217	-633.33
		-0.395		-468.33

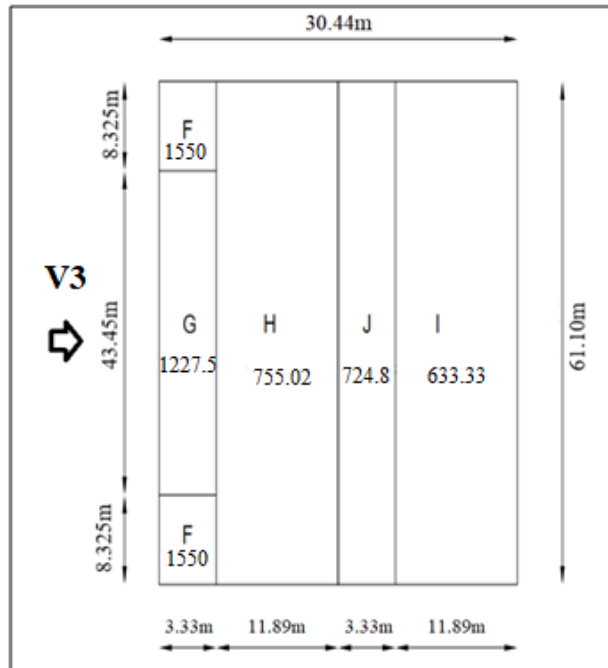


Figure.II.20 : Répartition des pressions sur la toiture dans le sens V3 avec $C_{pi}=-0.217$.

4/ Vent sur long-pan (façade Est) V4 :

- **Parois verticales :**

Le tableau suivant donne les valeurs de la pression sur les parois verticales pour la direction de vent V4 dans le cas de la dépression intérieure.

Tableau.II.19 Valeurs des pressions sur les parois dans le sens V4 avec $C_{pi}=-0.328$.

Zone	$Q_p(Z_e)$ [N/m ²]	C_{pe}	C_{pi}	W_j [N/m ²]
A	844.77	-1.0	-0.328	-567.68
B	844.77	-0.8	-0.328	-398.73
C	844.77	-0.5	-0.328	-145.30
D	844.77	+0.8	-0.328	952.90
E	844.77	-0.3	-0.328	23.65

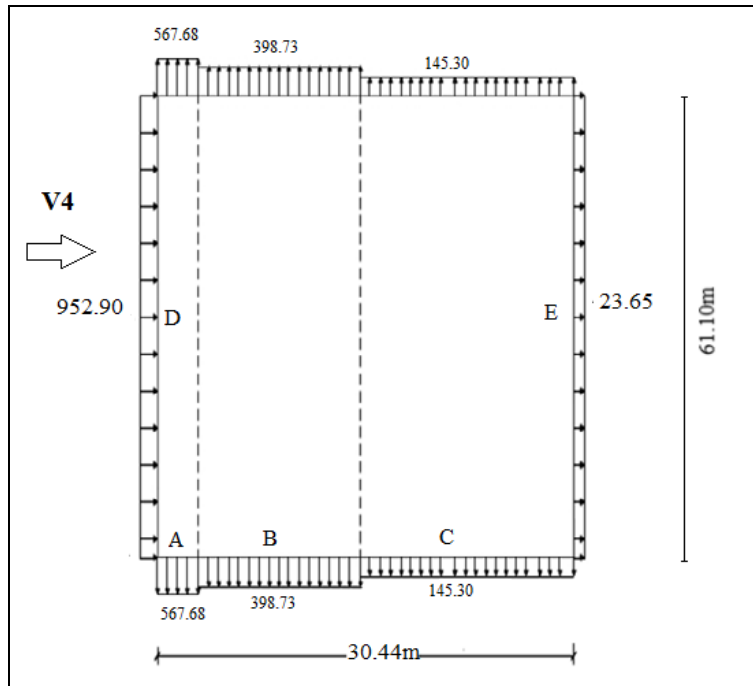


Figure.II.21 : Répartition des pressions sur les parois dans le sens V4 avec $C_{pi} = -0.328$.

- **Toiture:**

Le tableau suivant donne les valeurs des pressions sur la toiture pour la direction de vent V4 dans le cas de la dépression intérieure.

Tableau.II.20 Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V4 avec $C_{pi} = -0.328$.

Zone	$Q_p (Z_e) [N/m^2]$	C_{pe}	C_{pi}	$W_j [N/m^2]$
F	888.27	-1.427	-0.328	-1461.22
		0.068		-133.242
G	888.27	-1.064	-0.328	-1138.77
		0.068		-133.24
H	888.27	-0.498	-0.328	-666.21
		0.068		-133.24
J	888.27	-0.532	-0.328	-636.00
		-0.395		-544.51
I	888.27	-0.209	-0.328	-544.50
		-0.395		-344.50

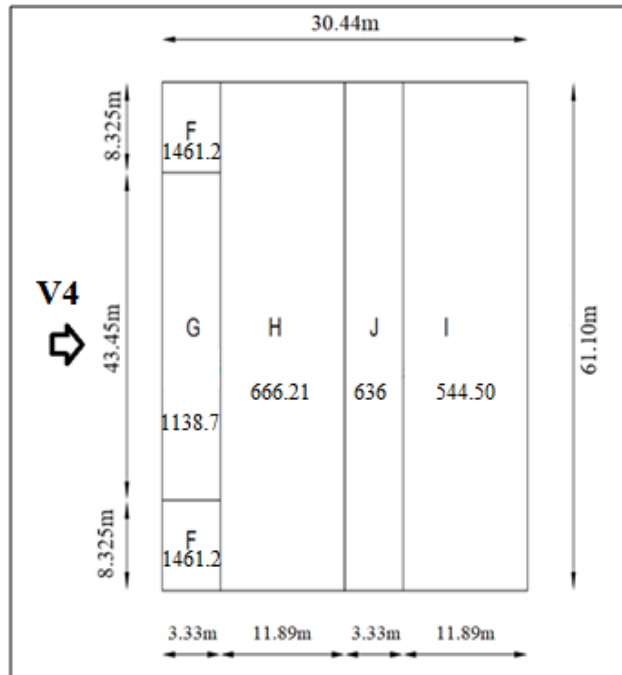


Figure.II.22 : Répartition des pressions sur la toiture dans le sens V4 avec Cpi =-0.328.

II.4.4 Détermination de la force de frottement :

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés. Lorsque l’aire totale de toutes les surfaces parallèles auvent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l’aire totale de toutes les surfaces extérieure perpendiculaires au vent (au sous le vent).

(Selon RNVA 2013, Chapitre 2, Article 3.6.3).

Dans ce cas la direction du vent elle est perpendiculaire au pignon:

Calcul des surfaces parallèles au vent Les surfaces de long pan :

$$S1 = [(61.10 * 14.40 * 2) = 1759.68m^2.$$

La toiture qui est faiblement inclinée par rapport de la direction du vent :

$$S2 = 61.10 * (2.25 / tg 8.41) * 2 = 1880.097m^2.$$

$$\Rightarrow \text{Total des surfaces parallèle au vent} = 1759.68 + 1880.097 = 3639.77m^2.$$

Calcul des surfaces perpendiculaire au vent (et sous le vent) :

Les surfaces des deux pignons :

$$= [(14.40*30.44)] +(2.25*15.22) *2 = 945.16m^2.$$

Vérification de la condition (article 2.6.3 RNVA2013) :

L'aire total des surfaces parallèle au vent $\leq 4 \times$ (l'aire totale des surfaces perpendiculaire au vent)

$$3639.77m^2 \leq 4*945.16=3780.64.....C'est vérifier.$$

\Rightarrow Donc on doit négliger l'effet de frottement cas de vent perpendiculaire au pignon.

III. Conclusion :

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



Chapitre III

Dimensionnement des éléments secondaires

III-1- Introduction :

Dans ce chapitre, on va vérifier la résistance des profilés choisis, aux différents efforts. Les éléments concernés par cette étude sont : les pannes, les potelets, les lisses de bardage. Les formules de vérification utilisées sont tirées de 'l'EUROCODE 3 PARTIE 1' règles de conception et de calcul des structures en acier.

III-2- Calculs des pannes:**III-2-1-Hypothèse de calcul :**

Les pannes sont des profils en I ou U qui ont pour fonction de supporter la couverture elles sont disposées parallèlement à la ligne de faitage dans le plan de versant

- Chaque panne repose sur 2 appuis de distance $L=6m$
- L'entraxe entre les pannes $d=1,50m$.
- On dispose de 10 lignes de pannes sur chaque versant de toiture.
- La pente de chaque versant est $\alpha=8.41^\circ$.
- Les pannes sont en acier S275JR.

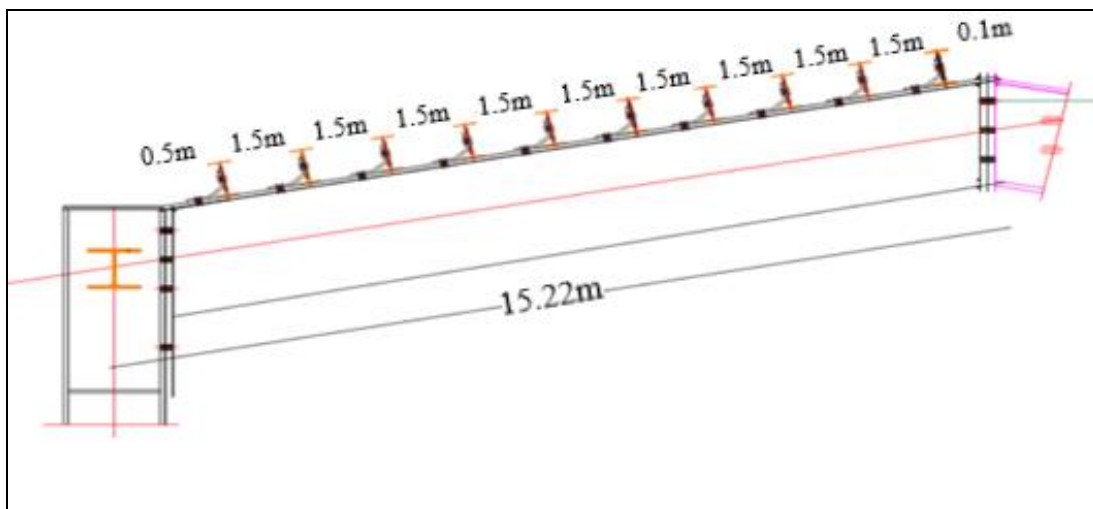


Figure.III.1 : Disposition des pannes sur la toiture.

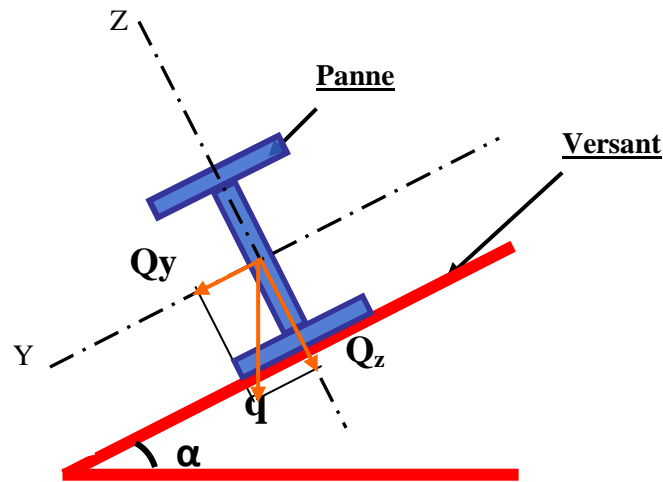
III -2-2-Détermination de sollicitation :

Figure.III.2 : Disposition d'une panne sur un versant.

- ✓ Charge permanente :

Poids propre de panneaux sandwich +accessoires : $G_{ps} = 0.229 \times 1.5 = 0.343 \text{ KN/m}$.

Poids propre de la panne (IPE) : $G_P = ?$ à déterminer.

- ✓ surcharge climatique :

- a) Charge de la neige :

$$S = 0.117 \times 1.5 = 0.175 \text{ KN/m}$$

- b) Charge du vent : on a $W_j = -1.550 \text{ KN/m}^2$

$$W = -1.550 \times 1.5 = -2.325 \text{ KN/m}$$

- ✓ Surcharge d'entretien (d'exploitation)
- ✓ On prend $Q = 60 \text{ daN/m}^2$ car $\alpha < 30^\circ$ d'après l'eurocode 01
- ✓ $Q = 60 \times 1,5 = 0.9 \text{ KN/ml}$
- ✓ Combinaison à l'ELS :

$$Q_u = \gamma G_j + Q_j$$

$$Q_u = G + 0.9 \Sigma Q_j$$

$$y y' : \rightarrow G \sin \alpha + S \sin \alpha = 0.343 \sin 8.41 + 0.175 \sin 8.41 = 0.075 \text{ KN/m}$$

$$G \sin \alpha + Q \sin \alpha = 0.343 \sin 8.41 + 0.9 \sin 8.41 = 0.18 \text{ KN/m} = Q_y$$

$$Q_y = 0.18 \text{ KN/m}$$

$$zz' \rightarrow G \cos \alpha + W = 0.343 \cos 8.41 - 2.325 = -1.98 \text{ KN/m} = Q_z$$

$$G \cos \alpha + Q \cos \alpha = 0.343 \cos 8.41 + 0.9 \cos 8.41 = 1.229 \text{ KN/m}$$

$$Q_z = -1.98 \text{ KN/m}$$

III-2-3- Pré dimensionnement des pannes :

Dans notre cas on a une poutre posée sur 2 appuis simples et une charge uniformément répartie donc la flèche est :

$$f_{max} = \frac{5qL^4}{384EI} \leq f_{adm} = \frac{L}{200}$$

$$f_{ad} = \frac{L}{200} = \frac{6}{200} = 0,03 \text{ m}$$

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

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 200 \times T_z \times L^3}{384 \times E} \Rightarrow I_y \geq 5.30 \times 10^{-06} m^4 \Rightarrow I_y \geq 530.35 cm^4$$

Ce qui correspond à : **IPE 140**

Caractéristiques : de la panne en IPE 140

Tableau III-1 : Caractéristiques et dimensions l’IPE 140.

h(mm)	b(mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r(mm)	d(mm)	p(Kg/m)
140	73	4,7	6,9	7	126.2	12,9
A(cm ²)	I _y (cm ⁴)	i _y (cm)	W _{pl,y} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	i _z (cm)	W _{pl,z} (cm ³)
16,4	541,2	5,74	88,34	44,92	1,45	19,25

III-2-4-Vérification de la flèche à l’ELS :

- ✓ Charge permanente :

$$G = (G_{ps}) \times d + G_{\text{PE 140}} = 0.229 \times 1.5 + 0.128 = 0.4715 \text{ KN/m}$$

✓ Combinaison à l'ELS :

$$yy' : \rightarrow G \sin \alpha + Q \sin \alpha = 0.4715 \sin 8.41 + 0.9 \sin 8.41$$

$$= 0.20 \text{ KN/m} = Q_y$$

$$Q_y = 0.20 \text{ KN/m}$$

$$zz' \rightarrow G \cos \alpha + W = 0.4715 \cos 8.41 - 2.325 = -1.85 \text{ KN/m} = Q_z$$

$$Q_z = -1.85 \text{ KN/m}$$

$$f_z = \frac{5 \times T_z \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} \quad ; \quad f_y = \frac{5 \times T_y \times L^4}{384 \times E \times I_z} \leq f_{adm} = \frac{L}{200}$$

$$f_z = \frac{5 \times 1.85 \times 6^4}{384 \times 2.1 \times 541.2} \leq \frac{6}{200} \leftrightarrow 0.027 \leq 0.33 \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$f_y = \frac{5 \times 0.20 \times 6^4}{384 \times 2.1 \times 44.92} \leq \frac{6}{200} \leftrightarrow 0.035 \leq 0.33 \dots \dots \dots \text{OK}$$

III-2-5-Vérification a la flexion bi-axial a l'ELU:

Combinaison à l'ELU :

$$Q_u = 1.35G_j + 1.5Q_j$$

$$Q_u = 1.35G + 0.9 \Sigma 1.5Q_j$$

$$yy' : \rightarrow 1.35G \sin \alpha + 1.5S \sin \alpha$$

$$= 1.35 \times (0.471 \sin 8.41) + 1.5 \times (0.175 \sin 8.41) = 0.131 \text{ KN/m}$$

$$1.35 G \sin \alpha + 1.5Q \sin \alpha = 1.35 \times (0.471 \sin 8.41) + 1.5 \times (0.9 \sin 8.41)$$

$$= 0.29 \text{ KN/m} = Q_y$$

$$Q_y = 0.29 \text{ KN/m}$$

$$zz' \rightarrow G \cos \alpha + 1.5 W = 0.471 \cos 8.41 - (1.5 \times 2.325) = -3.09 \text{ KN/m} = F_z$$

$$1.35 G \cos \alpha + 1.5S \cos \alpha = 1.35 \times 0.471 \cos 8.41 + 1.5(0.175) \cos 8.41$$

$$= 0.888 \text{ KN/m}$$

$$G \cos \alpha + Q \cos \alpha = 0.471 \cos 8.41 + 1.5(0.9 \cos 8.41) = 1.80 \text{ KN/m}$$

$$Q_z = -3.09 \text{ KN/m}$$

Classe de la section transversale :

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 10\xi.$$

$$\xi = \sqrt{\frac{275}{f_y}} = 1.0 \quad \text{avec } f_y = 275.$$

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{73}{2 \times 56.9} = 5.28. \quad \longrightarrow \quad 5.28 < 10 \xi \dots\dots\dots \text{ok.}$$

-Vérification de l'âme : (fléchie)

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\xi.$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{126.2}{4.7} = 26.85 \quad \longrightarrow \quad 26.85 < 72\xi \dots\dots\dots \text{ok.}$$

La section est de classe 1.

Sollicitation : On a une flexion bi axiale (flexion composée seule). On doit vérifier la formule suivante :

$$\left[\frac{M_{y\text{sd}}}{M_{pl.y.Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z\text{sd}}}{M_{pl.z.Rd}} \right]^\beta \leq 1 \text{ avec } \alpha = 2 \text{ et } \beta = 1$$

$$M_{pl.y.Rd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{mo}} = 22.08 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.z.Rd} = \frac{W_{plz} f_y}{\gamma_{mo}} = 4.81 \text{ KN.m}$$

$$M_{y\text{sd}} = \frac{F_z \cdot l^2}{8} = \frac{-3.05 \cdot 6^2}{8} = -13.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{z\text{sd}} = \frac{F_y \cdot l^2}{8} = \frac{0.29 \cdot 6^2}{8} = 1.30 \text{ KN.m}$$

$$\left[\frac{M_{y\text{sd}}}{M_{pl.y.Rd}} \right]^2 + \left[\frac{M_{z\text{sd}}}{M_{pl.z.Rd}} \right]^1 = 0.65 \leq 1 \dots\dots\dots \text{OK}$$

III-2-6- Vérification de la résistance à l'effort tranchant :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{Sd} \leq V_{pl,rd}$$

$$V_{Sdy} = F_y \times \frac{L}{2} = 0.29 \times \frac{6}{2} = 0.87 \text{ KN}$$

$$V_{Sdz} = F_z \times \frac{L}{2} = 3.05 \times \frac{6}{2} = 9.15 \text{ KN}$$

A_v : l aire de cisaillement

Profil en I :

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f \dots \dots \dots \text{voir EC3 5.4.6.2 .p158}$$

$$V_{sdy} = \frac{q_{sdy} \cdot L}{2} \leq V_{plrdy} = \frac{A_{vy} (f_y / \sqrt{3})}{\gamma m_0}$$

$$V_{sdz} = \frac{q_{sdz} \cdot L}{2} \leq V_{plrdz} = \frac{A_{vz} (f_y / \sqrt{3})}{\gamma m_0}$$

Avec :

$$A_{vy} = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r)t_f = 764 \text{ mm}^2$$

$$A_{vz} = 2b \cdot t_f + (t_w + r)t_w = 1007,4 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,z,rd} = \frac{1007 \cdot 275}{1,1 \cdot \sqrt{3}} = 145.40 \text{ KN}$$

$$V_{pl,y,rd} = \frac{764 \cdot 275}{1,1 \cdot \sqrt{3}} = 110.27 \text{ KN}$$

$$V_{z,sd} < V_{pl,z,rd} \rightarrow 9.15 \text{ KN} < 145.40 \text{ KN} \quad \text{OK vérifier.}$$

$$V_{y,sd} < V_{pl,y,rd} \rightarrow 0.87 \text{ KN} < 110.27 \text{ KN} \quad \text{OK vérifier.}$$

III-2-7- Vérification au déversement :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : (EC3 ; Formule 5.48 page 176).

$$M_{sd} < M_{b,rd}$$

$$M_{sd} = M_{y,sd} = 13.72 \text{ KN.m}$$

Pour la classe 1 et 2 : $B_w = 1$; $\gamma_{m1} = 1.1$

➤ L'élançement réduit a pour valeur :

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

Avec : $\lambda_1 = 93.91 \varepsilon$; et $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.924$

Alors : $\lambda_1 = 86.44$

Pour les profilés a section constante et doublement symétrique (le profilé laminés en I et H) l'élançement λ_{LT} vaut :

$$\lambda_{LT} = \frac{I/I_z}{\sqrt{C_1} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{I/I_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

Avec :

Profilé	H	T _f	I _z
IPE140	140mm	6.9mm	1.65*10mm

$k_1 = 1$ (bi appuyée) ; $c_1 = 1.132$

Alors : $\lambda_{LT} = \frac{600/1.65}{\sqrt{1.132} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{600/1.65}{14/0.69} \right)^2 \right]^{0.25}} = 80.13$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT} \sqrt{\beta_w}}{\lambda_1} = \frac{80.13}{86.44} \sqrt{1} = 0.92$$

Profilé laminé : $\alpha_{LT} = 0.21$

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + 0.21(0.92 - 0.2) + 0.92^2] = 0.99$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{0.99 + \sqrt{0.99^2 - 0.92^2}} = 0.73$$

$$M_{brd} = \chi_{lt} * W_{ply} * \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 16.12 \text{ Kn.m}$$

$M_{brd} = 16.12 \text{Kn.m} > M_{ysd} = 13.72 \text{KN.m} \rightarrow$ Ce n'est pas vérifier.

Solution : on ajoute des liernes.

➤ **les liernes de pannes :**

Les liernes sont des tirant qui fonctionnent en traction. Elles sont généralement formées de barres ou de petites cornières .leur rôle principale est d'éviter la déformation latérale des pannes. Les liernes sont considérés comme des appuis intermédiaires dans le plan des versants (plan y-y).

$$\text{Alors : } \lambda_{LT} = \frac{300/1.65}{\sqrt{1.132 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{300/1.65}{14/0.69} \right)^2 \right] 0.25}} = 136.30$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT} \sqrt{\beta_w}}{\lambda_1} = \frac{80.13}{136.30} \sqrt{1} = 1.57$$

Profilé laminé : $\alpha_{LT} = 0.21$

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + 0.21(1.57 - 0.2) + 1.57^2] = 1.87$$

$$X_{lt} = \frac{1}{1.87 + \sqrt{1.87^2 - 1.57^2}} = 0.34$$

$$M_{brd} = X_{lt} * W_{ply} * \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 7.50 \text{Kn.m}$$

$M_{brd} = 7.50 \text{KN.m} < M_{ysd} = 13.72 \text{KN.m} \rightarrow$ C'est vérifier.

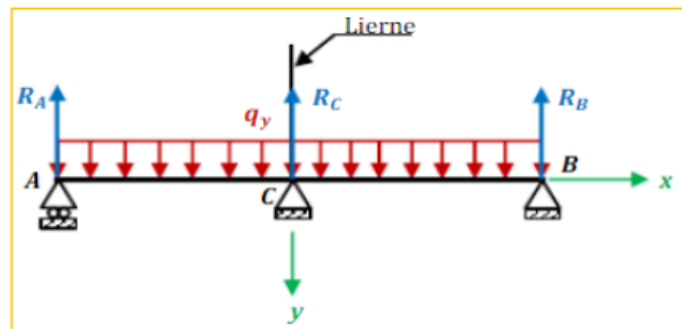


Figure III.3: Schéma statique du calcul des liernes.

III.3 Calcul des lisses de bardage :

Les lisses de bardages sont des éléments de profilé laminé qui sont constituées de poutrelles (IPE, UAP, UPE) ou de profils minces pliés. Etant disposées horizontalement, elles sont portées soit par les poteaux de portiques, soit par les potelets intermédiaires. , elles

sont destinées à reprendre les efforts du vent sur les bardages.

L'entre axe des lisses est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage.

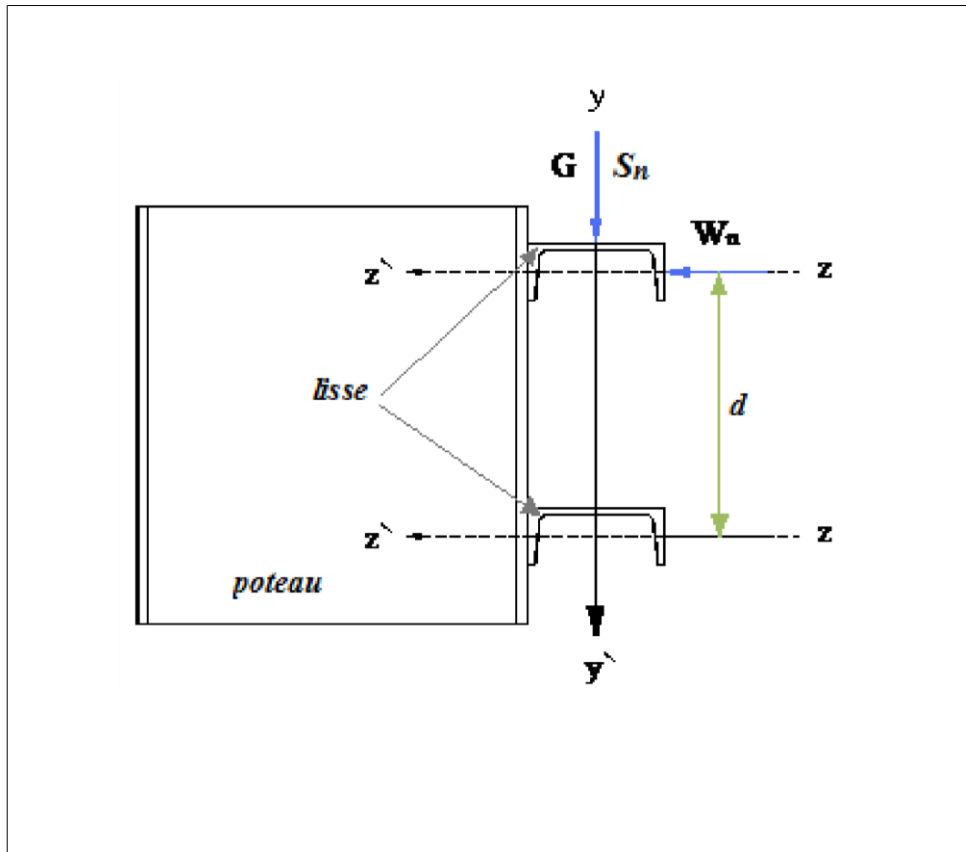


Figure III.4 : Disposition de la lisse sur le poteau.

III.3.1 Calcul des efforts pondérés agissants sur la lisse:

Charges permanentes: (perpendiculaire à l'âme)

Bardage Panneaux Sandwich	12.5kg/m ²
Accessoires de poses.....	5.0kg/m ²
Isolants	5.0kg/m ²
Poids propre de la lisse:(UPN 140)	16 kg/ml

$$G=(12+5+5)\times 2.0+16=60\text{kg/ml}$$

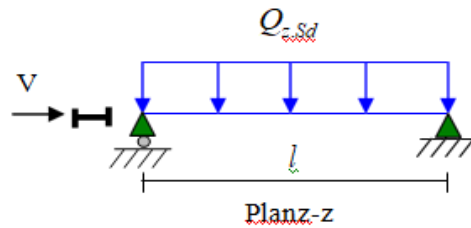
Surcharges climatiques du vent:(suivant le plan de l'âme)

$$V=1.028\times 2.0=2.056\text{KN/ml}$$

Combinaison de charges les plus défavorables:

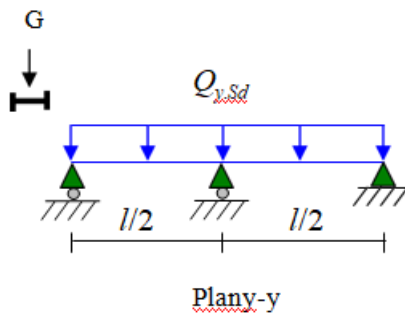
$$1.35G+1.5V$$

Poutre sur deux appuis:



$$M_{Ysd} = \frac{Q_z.Sd \cdot l^2}{8} = \frac{(1.5V) \cdot l^2}{8} = \frac{(1.5 \times 2.056) \cdot 6^2}{8} = 13.87 \text{ KN.m}$$

Poutre sur trois appuis:



$$M_{Zsd} = \frac{Q_y.Sd \cdot l^2}{8} = \frac{(1.35G) \cdot (l/2)^2}{8} = \frac{(1.35 \times 0.6) \cdot 3^2}{8} = 0.926 \text{ KN.m}$$

III.3.2 Vérification de la section à la résistance :

A. Vérification à la flexion déviée (bi-axiale):

Pour vérifier la résistance en utilise la relation suivante :

$$\left[\frac{M_{ysd}}{M_{plyrd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{zsd}}{M_{plzrd}} \right]^\beta \leq 1 \dots \dots \dots [\text{EC03 5.4.8.1 (11)}]$$

Avec : $\alpha=1, \beta=1 \dots$ Pour les sections de classe 1

Caractéristiques géométriques de l'UPN 140:

$$W_{el,y} = 86.4 \text{ cm}^3 \quad W_{el,z} = 14.8 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,y} = 103 \text{ cm}^3 ; \quad W_{pl,z} = 28.3 \text{ cm}^3$$

$$I_y = 605 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 62.7 \text{ cm}^4$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{103 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = 25.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz.Rd} = \frac{W_{plz} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{28.3 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = 7.075 \text{ KN.m}$$

$$\left[\frac{13.87}{25.75} \right] + \left[\frac{0.926}{7.075} \right] = 0.86 < 1$$

III.3.3 Vérification de l'élément 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.

-**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.

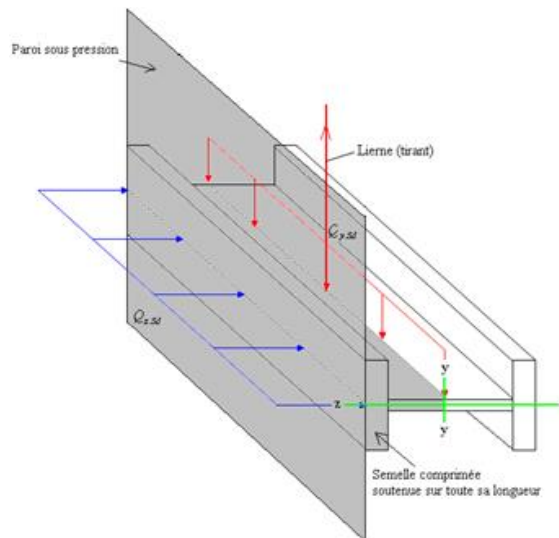


Figure.III.4 : Schéma de la disposition des charges descendantes est susceptible de déverser.

Semelle supérieur:

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 par le bardage.

Semelle inférieur :

$$\left[\frac{M_{ysd}}{M_{brd}} \right] + \left[\frac{M_{zsd}}{M_{plrzd}} \right] < 1$$

Calcul Mbrd :

$$M_{brd} = X_{lt} \times \beta_w \times \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}} = X_{LT} \times \beta_w \times M_{plyrd}$$

Calcul $\overline{\lambda}_{LT}$:

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{3000}{17.5}}{\sqrt{1.132} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\left(\frac{3000}{1.75} \right)^2}{\frac{140}{10}} \right) \right]^{0.25}} = \frac{171.42}{24.64} = 69.57$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] = \frac{69.57}{86.80} = 0.8$$

Courbe C (Profile UPN)

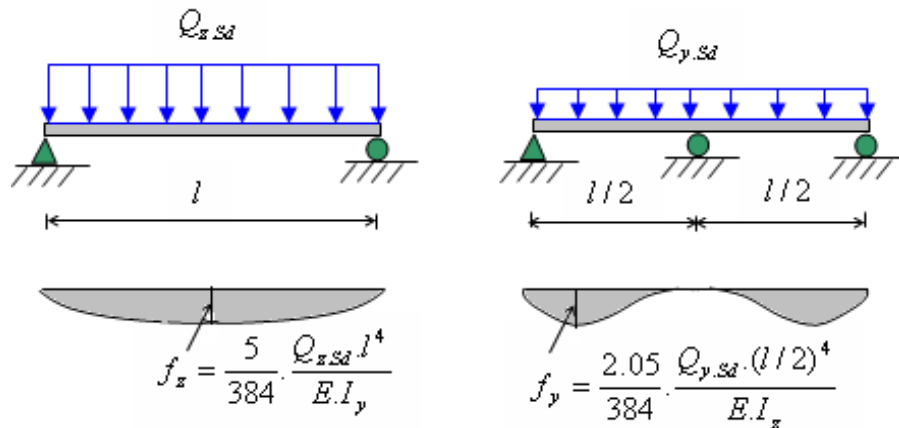
Xlt = 0.65

Mbrd = Xlt × Mplyrd = 0.65 × 25.75 = 16.73 Kn.m

$$\frac{13.87}{16.73} + \frac{0.92}{7.07} = 0.95 < 1$$

III.3.4 Vérification à l'ELS:

Vérification à la flèche:



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

$$Q = G + V$$

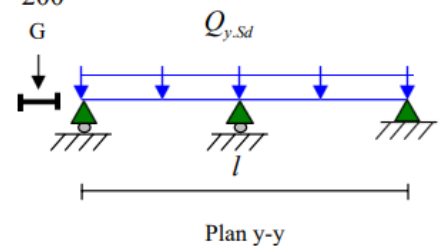
Condition de vérification : $f \leq f_{ad}$ avec : $f_{ad} = \frac{l}{200}$

• Flèche verticale (suivant yy): (sur trois appuis)

$$f_{ad} = \frac{l/2}{200} = \frac{300}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2.05}{384} \cdot \frac{G \cdot (l/2)^4}{E.I_z}$$

$$f_y = \frac{2.05}{384} \cdot \frac{60 \times 10^{-2} \cdot (300)^4}{2.1 \times 10^6 \times 62.7} \approx 0.197 \text{ cm} \quad f_{ad} \dots\dots\dots \text{OK.}$$

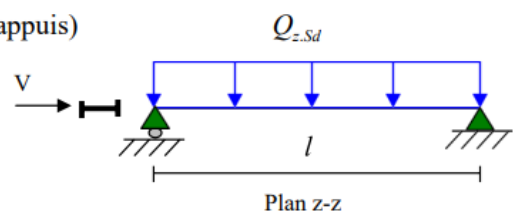


• Flèche horizontale (suivant zz): (sur deux appuis)

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

$$f_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{V.I^4}{E.I_y}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{2.8 \times (600)^4}{2.1 \times 10^6 \times 605} = 3.71 \text{ cm} > f_{ad} \dots\dots\dots \text{Non Vérifier .}$$



Sois UPN 160 :

$$f_z = 2.43 \text{ cm} < f_{ad} \dots\dots\dots \text{OK.}$$

Conclusion : On adopte des profilés UPN160 pour les lisses.

III.4. Calcul des Potelets :

III.4.1 Introduction

Les potelets sont des éléments en profilés laminés et destinés à rigidifier le bardage, ayant pour rôle de transmettre les différents efforts horizontaux (due au vent). Les potelets sont disposés verticalement sur le pignon avec des différentes hauteurs, le potelet intermédiaire est posé reposant sur les deux potelets de rive, ces derniers sont soumis à la flexion composée dans les efforts sont exprimées c'est après:

- Effort normal produit par le poids propre de potelet, lisse de bardage et le bardage
- Effort de flexion produit par l'action de vent sur le pignon

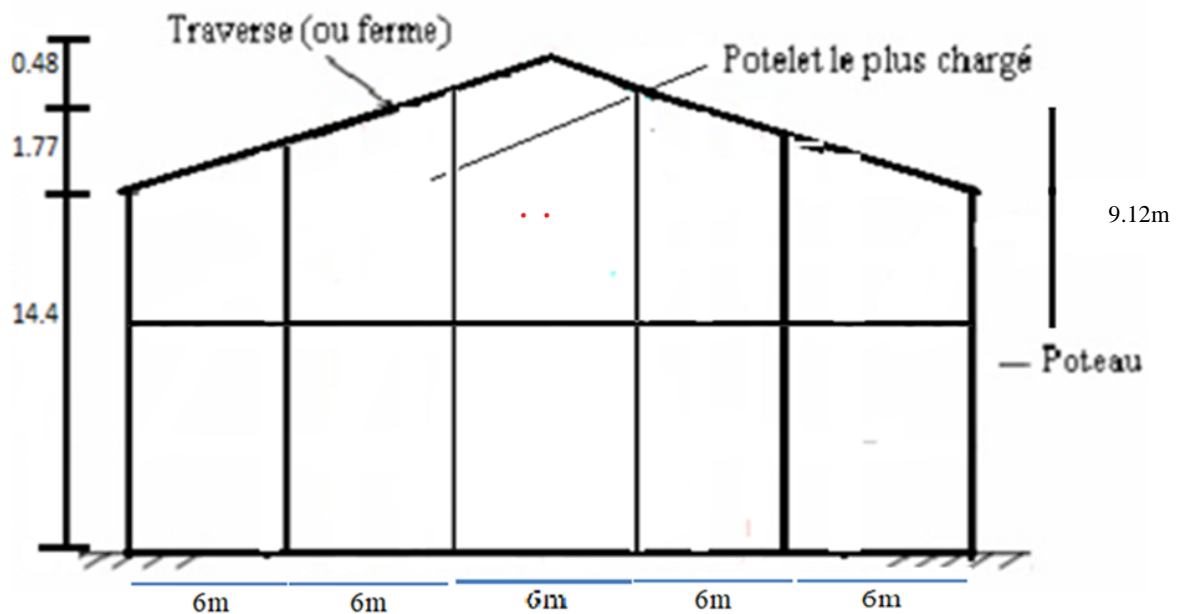


Figure III.5 : Vue des potelets en partie de pignon.

Charges permanentes G:(verticale concentrée)

Bardage (bac acier):.....	12.5kg/m ²
Poids propre de la lisse (UPN 160).....	18.8kg/ml
Accessoires de pose	5kg/m ²
Isolants	5kg/m ²

Poids propre du potelet: (à déterminer)

Longueur de la lisse: 5m

Nombre de lisses supportées par le potelet: 4 lisses

Surface tributaire revenant au potelet le plus chargé: $(5 \times 16.17) \text{m}^2$

L'entraxe des potelets: 6m

$$G = (18.8 \times 4 \times 6) + (12 + 5 + 5) \times 6 \times 9.17 = 1655.04 \text{ kg}$$

1.2-Surcharges climatiques V:(horizontale suivant le plan de l'âme)

Vent..... 1.43kg/m²

$$V = 1.43 \times 6.0 = 8.58 \text{ kg/ml}$$

III.4.2 Dimensionnement du potelet:

A) Sous la condition de la flèche:

La vérification de la flèche se fait sous les charges non pondéré.

$$V = 840 \text{ kg/ml}$$

$$f_z = \frac{5V_n L^4}{384EI_y} \leq \frac{L}{200}$$

L=9.12m: longueur du potelet le plus chargé.

$$I_y \geq \frac{5 \times V_n \times 200 \times L^3}{384 \times E}$$

$$I_y = \frac{1000 \times 8.58 \times 9120^3}{384 \times 2.1 \times 10^5} = 8070.88 \text{ cm}^4$$

On choisit la section du profilé dans les tableaux ayant au moins la valeur de I_y

Egale à la valeur trouvée.

Ce qui correspond à un profilé IPE 300 : ($I = 8356\text{cm}^4$)

Caractéristiques géométriques de l'IPE300

Tableau.III.2 : Caractéristiques et dimensions l'IPE300.

Profilé	G (Kg/m)	H (mm)	B (mm)	tw (mm)	tf (mm)	R (mm)	A (cm ²)
IPE 300	42.2	300	150	7.1	10.7	15	53.8

Profilé	Wely (mm ³)	Wply (mm ³)	Welz (cm ³)	Wplz (cm ³)	Iy (cm ⁴)	Iz (cm ⁴)	iy (cm)	iz (cm)
IPE 300	557.1	628.4	80.50	125.2	8356	603.8	12.46	3.35

III.4.3.Vérification à la stabilité :

Le potelet est sollicité à la flexion (due au vent) et à la compression (due à son poids propre, aux poids des bacs de bardage et des lisses). En aucun cas, il ne supporte la toiture (il est assujéti au portique par appui glissant).Il travaille à la flexion composée.

La vérification à la stabilité est donnée par les formules suivantes :

-Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis du flambement $\overline{\lambda}_{max}$:

Si $\overline{\lambda} \geq 0.2$ il y a un risque de flambement

$$\overline{\lambda}_y = \frac{912}{12.5} = 72.96.$$

$$\overline{\lambda}_z = \frac{150}{3.35} = 44.77.$$

$$\overline{\lambda}_{max} = \max(\overline{\lambda}_y; \overline{\lambda}_z) = 72.96.$$

$$\lambda_{max} = \frac{72.96}{86.81} = 0.84$$

$\lambda_{max} > 0.2 \rightarrow$ il y a un risque de flambement

-Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis du $\overline{\lambda}_{LT}$:

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w} \geq 0.4$$

Avec : $\lambda_1 = 86.81$

λ_{LT} : élancement de l'élément vis-à-vis du déversement

$$\lambda_{LT} = \frac{L_0 / i_z}{\sqrt{C \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L_D / i_z}{h / t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}}$$

$C = 1.132$

$$\lambda_{LT} = \frac{200 / 3.35}{\sqrt{1.132 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{200 / 3.35}{800 / 10.7} \right)^2 \right]^{0.25}}} = 53.80.$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w} = 0.61 \geq 0.4 \Rightarrow \text{risque de déversement}$$

Nature de la sollicitation:

$$\overline{\lambda}_{max} \geq 0.2 \text{ (il ya risque de flambement)}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} \geq 0.4 \text{ (il ya risque de déversement)}$$

$$\overline{\chi}_{min} \cdot N_{pl} \text{ p}0.1 \rightarrow \text{pas d'effort normal}$$

Le poteau travaille à la flexion simple avec déversement

$\beta_w = 1.0$ pour les sections de classes 1 et classes 2

$$\left\{ \begin{aligned} M_r = M_{dev} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \chi_{LT} \cdot \beta_w M_{pl,y} \end{aligned} \right.$$

$$M_{plrd} = \frac{2194 \cdot 2750 \cdot 10^{-2}}{1.1} = 15700 \text{ kgm}$$

$$M_{sdy} = 1.5 \frac{858 + 912^2}{8} = 13380.68 \text{ kgm}$$

Il faut : $\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w} \geq 0.4$

Calcul du coefficient de réduction pour le déversement λ_{LT} :

$$\lambda_{LT} = \frac{L_0 / i_z}{\sqrt{C} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L_D / i_z}{h / t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

C = 1.132

$\lambda_1 = 93.91 \varepsilon = 93.91$.

$$\lambda_{LT} = \frac{200 / 3.35}{\sqrt{1.132} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{200 / 3.35}{800 / 10.7} \right)^2 \right]^{0.25}} = 53.80$$

Donc :

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w} = 0.57 \geq 0.4 \Rightarrow \text{risque de déversement}$$

$$X_{LT} = \frac{1}{0.64 + [0.64^2 - 0.57^2]^{0.5}} = 0.940$$

$$M_r = M_{dev} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot M_{pl} = 0.75 \times 1.0 \times 15700 = 16775 \text{ kg.m}$$

$$M_u = 13380.63 \text{ kg.m} < 16775 \text{ kg.m} \dots\dots\dots \text{OK}$$

III.4.4. Conclusion

L'IPE 300 convient comme potelet.

III.5 Calcul des liernes :

III.5.1. Introduction :

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 pannes.

$$R = 1.25 \times (1.35 \times 0.61) \times \frac{6}{2} = 3.08 \text{ KN.}$$

$$.T_1 = \frac{R}{2} = 1.54 \text{ KN.}$$

$$.T_2 = 3.08 + 1.54 = 4.62 \text{ KN.}$$

$$.T_3 = 4.62 + 3.08 = 7.7 \text{ KN.}$$

$$.T_4 = \frac{7.7}{2 \sin 24.70} = 9.21 \text{ KN.}$$

III.5.2. Calcul section des liernes :

Plus sollicité : $T_4 = 9.21 \text{ KN}$

$$N_{sd} \leq N_{plrd}$$

$$N_{sd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M_0}} \rightarrow T_4 \leq \frac{A f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$A \geq \frac{T_4 \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{9210 \times 1.1}{275} = 36.84 \text{ mm}^2$$

$$A = \pi \times \frac{\varnothing^2}{4} = 0.3684 \text{ cm}^2$$

$$\varnothing \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.3684}{\pi}} = 0.684 \text{ cm}$$

Soit une barre ronde de diamètre $\varnothing = 0.7 \text{ cm}$

Pour des raisons pratique $\varnothing = 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm.}$



Chapitre IV

**Dimensionnement du plancher mixte
& escalier**

IV.1. Introduction :

Le plancher collaborant est un procédé qui relève de la construction mixte car il met en évidence les caractéristiques de l'acier et du béton, car l'acier est un excellent matériau pour la traction et le béton pour une sollicitation en compression. L'ossature de la dalle est constituée d'une tôle métallique (Bac acier) supportant le béton au-dessus, cette dernière repose sur des solives, qui reposent à leurs tours sur des poutres principales. La conception d'un plancher collaborant comprend deux étapes distinctes qui sont la phase de montage et de coulage du béton puis la phase de service. Durant la phase de montage et de coulage du béton, le bac est utilisé comme coffrage autoportant et constitue une plate-forme de travail.

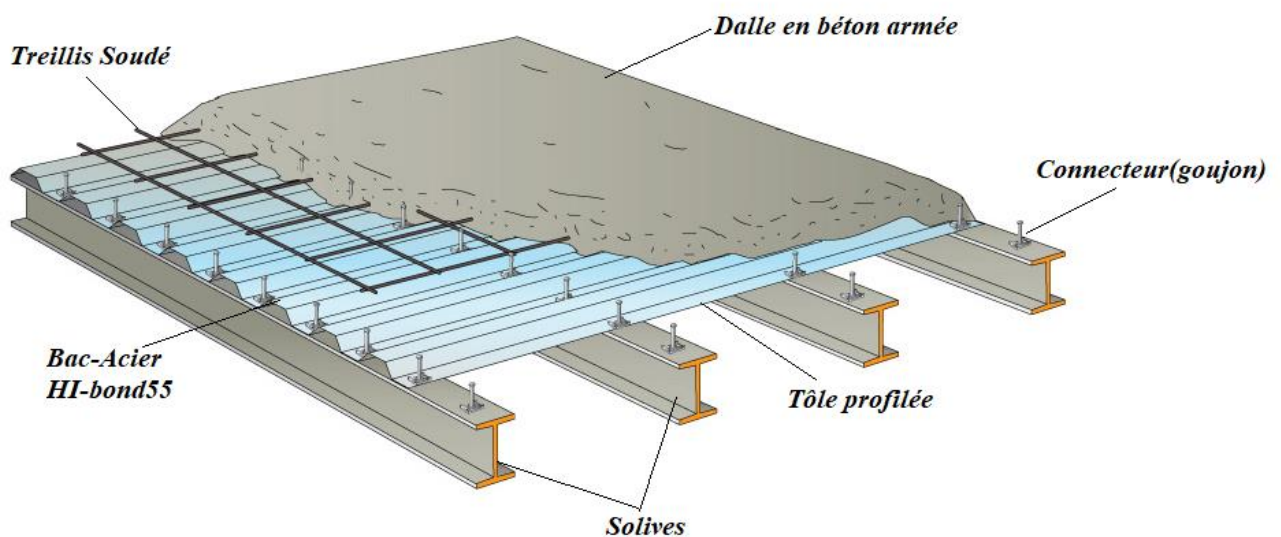


Figure. IV.1 : Dalle mixte acier-béton.

IV.2. Pré dimensionnement des solives :**IV.1.2 Introduction :**

Les solives sont des poutrelles en IPE ou IPN qui travaillent à flexion simple, leur espacement dépend du bac d'acier utilisé et de la charge d'exploitation. Elles se trouvent entre le plancher et les poutres, elles sont articulées à leurs extrémités et soumises à des charges uniformément réparties, elles sont généralement dimensionnées par la condition de la flèche.

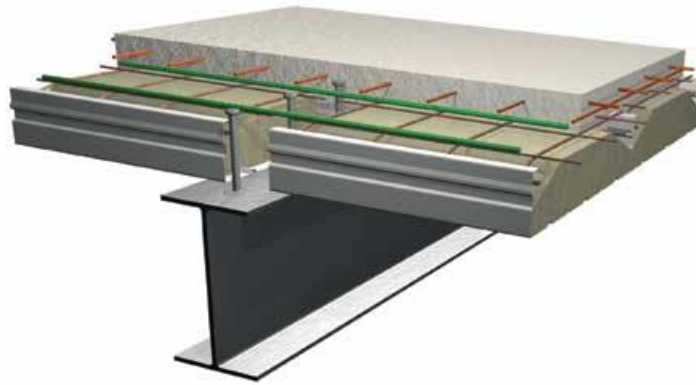


Figure. IV.2 : schéma des solives.

- **Plancher courant**

La solive la plus sollicitée a une longueur $L=6$ m, On constate que la portée est importante, donc on place des étaielements la mi- travée des solives telles que $L= 3$ m dans la phase de construction avec un espacement de **2 m**

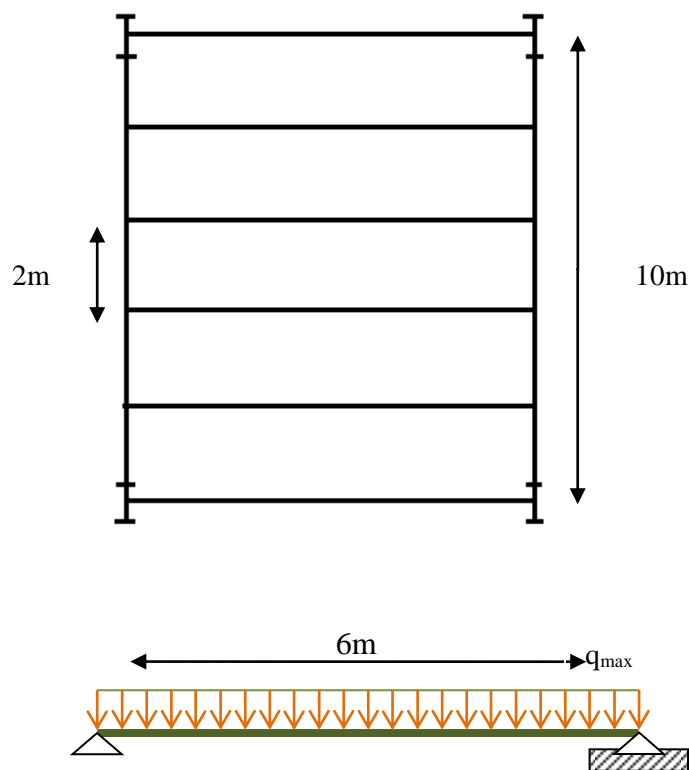


Figure.IV.3.:Schéma statique de la solive.

IV.2.2. Vérification de la condition de la flèche :

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15} \Rightarrow \frac{3000}{25} \leq H \leq \frac{3000}{15} \Rightarrow 120 \leq H \leq 200 \text{ Le choix de profilé IPE200}$$

IV.2.3 Phase de construction :**A) Le choix de profilé IPE200 :**

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

- Poids propre du béton frais..... $G_b = 3.06 \text{KN/m}^2$
- Poids du bac d'acier HI-bond55 $g = 0,13 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge de construction (ouvrier)..... $Q_c = 0,75 \text{ KN/m}^2$
- GP (poids propre de profilé IPE 200) $G_p=0.224 \text{KN/m}$

B) Combinaisons des charges :

ELU

$$q_u = [1,35 \times G_b + 1,5 \times Q] \times e + 1.35 G_p$$

$$q_u = [1,35 \times (3.06 + 0,10) + (1,5 \times 0,75)] \times 2 + (1.35 \times 0.224)$$

$$q_u = 13.05 \text{kN/ml}$$

ELS

$$q_{ser} = [G_b + g + Q] \times e + G_p$$

$$q_{ser} = [3.06 + 0.13 + 0,75] \times 2 + 0.224$$

$$q_{ser} = 9.504 \text{ kN/ml}$$

C) Moment fléchissant :

Le moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe 1 et 2 doit satisfaire la condition suivante :

$$M_{sd,y} \leq M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{sdy} = \frac{qu \times (L/2)^2}{8} = \frac{13.05 \times 3^2}{8} = 14.68 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{220.6 \times 10^3 \times 275 \times 10^{-3}}{1} = 55.15 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,Rd} \rightarrow \text{Condition Vérifié}$$

D) Effort tranchant :

On doit vérifier que : $V_{Sd} \leq V_{plRd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$

Où :

$V_{pl,Rd}$: effort tranchant de plastification de la section.

A_v : aire de cisaillement.

$$A_v = 1400 \text{ mm}^2$$

$$V_{sd} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{13.05 \times 3}{2} = 19.57 \text{ KN}$$

$$V_{plRd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{275 \times 1400}{\sqrt{3}} = 222.27 \text{ KN}$$

$$V_{sd} < V_{plrd} \rightarrow \text{Condition Vérifié}$$

$V_{sd} < 0,5V_{plrd} \Rightarrow 19.57 \text{ KN} < 111.13 \text{ KN}$ Donc Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

E) Vérification de la rigidité :

$$\left\{ \begin{array}{l} f = \frac{5 \cdot q_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} < f_{adm} = \frac{L}{250} \\ q_{ser} = 9.504 \text{ kN/ml.} \\ L = 3 \text{ m.} \\ E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2. \\ I_y = 1943 \text{ cm}^4. \end{array} \right.$$

$$f = \frac{5 \cdot 9.504 \cdot 3000^4}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^5 \cdot 1943 \cdot 10^4} = 2.45 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{3000}{250} = 12 \text{ mm}$$

$f = 2.45 \text{ mm} < f_{adm} = 12 \text{ mm} \rightarrow$ Condition Vérifié

F) Vérification du déversement :

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times B_{LT} \times W_{PL,y} \times \frac{F_y}{\gamma_{m1}}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 + \lambda_{LT}^2}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{I/I_z}{\sqrt{C_1} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{I/I_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$k_1 = 1$ (bi appuyée) ; $c_1 = 1.132$

$$\text{Alors : } \lambda_{LT} = \frac{3000/22.4}{\sqrt{1.132} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{3000/22.4}{200/8.5} \right)^2 \right]^{0.25}} = 98.94$$

$$\lambda_1 = 93.91 \varepsilon ; \quad \text{et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.924$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w} = \frac{98.94}{86.76} \sqrt{1} = 1.13.$$

Profilé laminé : $\alpha_{LT} = 0.21$

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

$$\phi_{LT} = 0.5 \times [1 + 0.21 \times (1.13 - 0.2) + (1.13)^2] = 1.24$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.23 + \sqrt{1.23^2 \times 1.13^2}} = 0.58$$

$$M_{b,Rd} = 0.58 \times 1 \times 220.6 \times \frac{275}{1} \times 10^{-3} = 31.98 \text{ kN.m} > M_{sd} = 14.68 \text{ kN.m}$$

IV.2.4 Phase finale :

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

Les charges de la phase finale sont :

- Poids propre du profilé IPE200..... $g_p = 0.224 \text{ kN/ml}$.
- Charge permanente..... $G_c = 5.59 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation..... $Q_c = 5 \text{ kN/m}^2$

A) Combinaisons des charges :

ELU

$$q_u = 1.35 [g_p + (G_c \times e)] + 1.5(Q_c \times e)$$

$$= 1.35 [0.224 + (5.59 \times 2)] + 1.5(5 \times 2)$$

$q_u = 35.64 \text{ KN/m}$

ELS

$$q_{ser} = g_p + (G_c \times e) + (Q_c \times e)$$

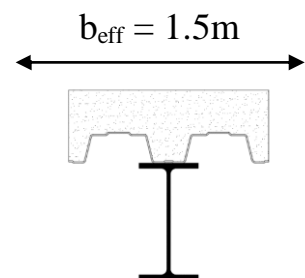
$$= 0.224 + (5.59 \times 2) + (5 \times 2)$$

$q_{ser} = 21.40 \text{ KN/m}$

B) Largeur participant de la dalle :

Dans les calculs des poutres mixtes, on prendra en compte de chaque côté de l'axe de la largeur de la dalle égale à la plus faible des valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 2 L/8 = \frac{2 \times 6}{8} = 1.5\text{m} \\ b_{eff} = \min \\ e = 2\text{m} \\ \rightarrow b_{eff} = 1.5\text{m} \end{array} \right.$$



C) Position de l'axe neutre plastique :

$$R_{\text{Béton}} = 0.57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$R_{\text{Béton}} = (0.57 \times 25 \times 1500 \times 95) \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{Béton}} = 2030.63 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0.95 \times f_y \times A_a \Rightarrow R_{\text{Acier}} = (0.95 \times 275 \times 2850) \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow R_{\text{Acier}} = 744.56 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Béton}} > R_{\text{Acier}}$$

L'axe neutre se trouve dans la dalle de béton, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{\text{pl,Rd}} = R_{\text{acier}} \times \left[\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{\text{acier}}}{R_{\text{béton}}} \times \frac{h_c}{2} \right) \right]$$

$$M_{\text{plrd}} = 744.56 \times \left[\frac{200}{2} + 95 + 55 - \left\{ \frac{744.56}{2030.63} \times \frac{95}{2} \right\} \right] \times 10^{-3} = 186.12 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{sd}} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{35.64 \times (6)^2}{8} = 160.38 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{sd}} < M_{\text{pl,rd}} \quad r = 0.86\% \rightarrow \text{Condition Vérifié}$$

D) Effort tranchant :

$$V_{\text{plRd}} = \frac{275 \times 1400 \times 10^3}{\sqrt{3}} = 222.27 \text{ kN}$$

$$V_{\text{sd}} = \frac{35.64 \times 6}{2} = 106.92 \text{ kN}$$

$V_{\text{sd}} < 0.5V_{\text{plrd}} \Rightarrow 106.92 \text{ KN} < 111.13 \text{ KN}$ Donc Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

E) Vérification du déversement :

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement, car la solive est maintenue par le béton dur.

F) Vérification de la rigidité :

Il faut vérifiée que : $f^{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_c} \leq \bar{f}$

$$I_c = \frac{A_a \times (h_c + 2 \cdot h_p + h_a)^2}{4 \times (1 + mv)} + \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12 \times m} + I_a$$

$$V = \frac{A_a}{b_{eff} \cdot h_c} = \frac{2010}{1500 \times 145} = 0.02$$

$$m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{Aa \cdot (hc + 2hp + ha)^2}{4 \cdot (1 + n \cdot v)} + \frac{beff \cdot hc^3}{12 \cdot n} + Ia$$

$$I_c = \frac{2010 \times ((95 + 2 \times 55 + 160))^2}{4(1 + 15 \times 0.02)} + \frac{1000 \times 95^3}{12 \times 15} + 869.29 \times 10^4$$

$$I_c = 145.76 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_{max} = \frac{5 \times (6000)^4 \times 21.40}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 145.76 \times 10^6} = 11.79 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$f_{max} = f_{contruction} + f_{Final}$$

$$f_{max} = 2.45 + 11.79 = 14.24 \text{ mm}$$

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

$f_{max} < f_{adm} \rightarrow$ Condition Vérifiée

G) Calcul des connecteurs (connexion totale) :

Détermination de la résistance du goujon :

$$P_{rd} = k_t \times Inf \quad \left\{ \begin{array}{l} 0.29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{f_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} \\ 0.8 \times F_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} \end{array} \right.$$

f_{ck} : Résistance caractéristique de béton..... 25 N/mm²

E_c : Module de Young de béton..... 30500 MPa

F_u : Résistance caractéristique des connecteurs..... 450 N/mm²

$\gamma_v = 1,25$.

$$\alpha = \left\{ \begin{array}{ll} 0.2 \times \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) & \text{pour } 3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4 \\ 1 & \text{pour } \frac{h_{sc}}{d} > 4 \end{array} \right.$$

K_T est un facteur de réduction pour tenir compte de la présence de nervures du bac d'acier en fonction de leurs sens.

$$K_T = \left\{ \begin{array}{ll} 0.6 \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) & \text{« Nervures parallèles à la poutre »} \\ \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) & \text{« Nervures perpendiculaires à la poutre »} \end{array} \right.$$

Pour les solives les nervures seront perpendiculaires :

N_r : Nombre de goujon par nervure $\leq 2, N_r = 1$

$h_p = 55 \text{ mm}$; $h_{sc} = 95 \text{ mm}$; $d = 19 \text{ mm}$; $b_0 = 88.5 \text{ mm}$

Les connecteurs seront soudés à travers le bac d'acier d'après les EC4, K_T doit être inférieur à 1 donc :

$$K_T = \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right)$$

$$P_{rd} = 0.82 \times \text{Inf} \left\{ \begin{array}{l} 0.29 \times 1 \times (19)^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30.5 \times 10^3}}{1.25} = 73.13 \text{ KN} \\ 0.8 \times 450 \times \frac{\pi \times (19)^2}{4 \times 1.25} = 81.65 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$P_{rd} = 59.96 \text{ kN}$$

$$R_L = \text{Inf} (R_{\text{béton}}; R_{\text{acier}}) = \text{Inf} (3099.37; 744.56) = 744.56 \text{ KN}$$

$$N_{br} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{744.56}{59.96} = 12.41$$

Soit N = 13 goujons sur la demi longueur de la Solive ; c'est-à-dire 26 connecteurs sur toute la longueur totale de la solive.

$$e_{\min} = 5 \times d = 95 \text{ mm}$$

$$e_{\max} = 6 \times h_c = 570 \text{ mm}$$

$$Esp = \frac{6000}{30 - 1} = 206.9 \text{ mm}$$

Donc on prend 26 connecteurs, avec un espacement de 206.9mm

IV.3. Pré dimensionnement de la poutre principale :

$$\frac{L}{25} < h < \frac{L}{15}$$

$$\frac{10000}{25} < h < \frac{10000}{15} \Rightarrow 400 \text{ mm} < h < 666.66 \text{ mm} \quad \rightarrow \text{On prend un IPE 600}$$

Tableau. 2.7. Caractéristiques du profilé IPE600.

Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques					
		<i>h</i>	<i>b</i>	<i>t_f</i>	<i>t_w</i>	<i>I_y</i>	<i>I_z</i>	<i>W_{pl-y}</i>	<i>W_{pl-z}</i>	<i>i_y</i>	<i>i_z</i>
<i>G</i>	<i>A</i>	<i>h</i>	<i>b</i>	<i>t_f</i>	<i>t_w</i>	<i>I_y</i>	<i>I_z</i>	<i>W_{pl-y}</i>	<i>W_{pl-z}</i>	<i>i_y</i>	<i>i_z</i>
<i>Kg/m</i>	<i>cm²</i>	<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>cm⁴</i>	<i>cm⁴</i>	<i>cm³</i>	<i>cm³</i>	<i>cm</i>	<i>cm</i>
122	156	600	220	19	12	92080	3387	3512	485.6	24.30	4.66

➤ IV.3.1 Phase construction :

Le profilé d’acier travail seul, donc les charges de la phase de construction, en plus des réactions des solives sont

- Poids propre du profiler IPE 600..... $g_p=1.22$ KN/ml
- Poids propre du béton frais $G_b=3$ KN/m²
- Poids du bac d’acier HB55..... $g=0,12$ KN/m²
- Surcharge de construction $Q_c=0,75$ KN/m²

• Calcul des réactions des solives :

ELU

$$q_u = 13.50 \text{ KN/ml}$$

$$R_x = \frac{q_u \text{ solive} \times L \text{ solive}}{2}$$

$$R_x = \frac{13.50 \times 6}{2} + \frac{13.50 \times 6}{2} = 81 \text{ KN}$$

$$R_U = R_1 + R_2 = 81 \text{ KN}$$

$$R_U = R_3 + R_4 = 81 \text{ KN}$$

$$R_U = R_5 + R_6 = 81 \text{ KN}$$

ELS

$$q_s = 9.50 \text{ KN/ml}$$

$$R_x = \frac{q_u \text{ solive} \times L \text{ solive}}{2}$$

$$R_x = \frac{9.50 \times 6}{2} + \frac{9.50 \times 6}{2} = 57 \text{ KN}$$

$$R_S = R_1 + R_2 = 57 \text{ KN}$$

$$R_S = R_3 + R_4 = 57 \text{ KN}$$

$$R_S = R_5 + R_6 = 57 \text{ KN}$$

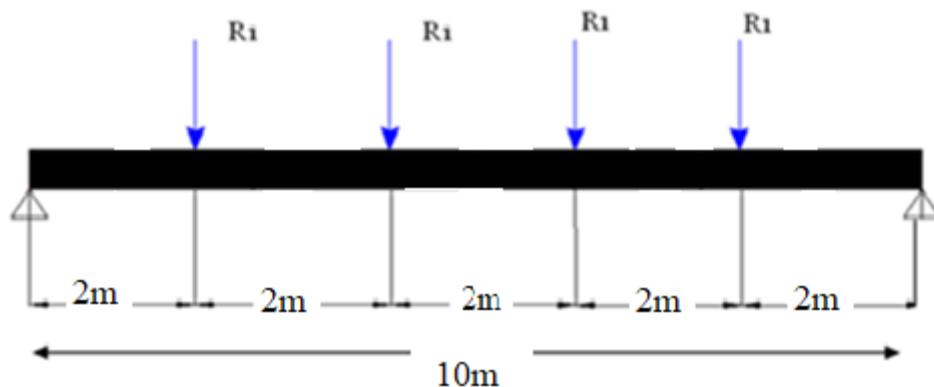


Figure.IV.4 : Schéma statique de poutre principale.

- **Combinaisons des charges :**

ELU

$$q_u = 1,35 \times (g_p + (G_b + g) \times b_s) + 1,5 \times Q_c \times b_s$$

$$q_u = 1,35 \times (1,22 + (3 + 0,12) \times 0,2) + 1,5 \times 0,75 \times 0,2 \quad \longrightarrow \quad q_u = 2,7 \text{ KN/ml}$$

ELS

$$q_s = g_p + (G_b + g) \times b_s + Q_c \times b_s$$

$$q_s = 1,22 + (3 + 0,12) \times 0,2 + 0,75 \times 0,2 \quad \longrightarrow \quad q_s = 1,99 \text{ KN/ml}$$

- **Vérification du moment fléchissant :**

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

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

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{p \times l}{2} = \frac{2,71 \times 10^2}{8} + \frac{81 \times 10}{2} = 438,875 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{3512 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1} = 878 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée} \quad r = 0,5$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que

$$V_{sd} < V_{pl,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0v}}$$

D'où

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f = 8378 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 8378}{1 \times \sqrt{3}} = 1330,18 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 81 + \frac{2,71 \times 10}{2} = 94,55 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} > V_{sd}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

- **Vérification de la rigidité :**

Il faut vérifier que

$$f^{max} \leq f_{adm} = \frac{l}{250} = 40 \text{ mm}$$

$$f^{max} = f^1 + f^2$$

$$f^1 = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1,99 \times (10000)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 92080 \times 10^4} = 1,34 \text{ mm}$$

$$f^2 = \frac{19 \times p \times l^3}{384 \times E \times I_y} = \frac{19 \times 81 \times 10^3 \times (10000)^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 92080 \times 10^4} = 20,72 \text{ mm}$$

$$f^{max} = 1,34 + 20,72 = 22,06 \text{ mm} < f_{adm} = 40 \text{ mm} \Rightarrow \text{vérifié}$$

- **Vérification du déversement :**

La vérification au déversement en phase de construction est exigée par les Eurocodes néanmoins la poutre étant maintenue latéralement par les solives de part et d'autre, on considère que la poutre ne risque pas de se déverser.

➤ **IV.3.2 Phase finale :**

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

Poids propre du profilé IPE 600.....	$g_p = 1,22 \text{ KN/m}$
Charge permanente.....	$G_t = 5,59 \text{ KN/m}^2$
Surcharge d'exploitation	$Q_t = 5 \text{ KN}$

• Calcul des réactions des solives :

ELU

ELS

$$R_x = \frac{10 \times 35.64}{2} + \frac{10 \times 35.64}{2} = 356.4 \text{KN} \quad R_x = \frac{10 \times 21.40}{2} + \frac{10 \times 21.40}{2} = 214 \text{KN}$$

$$R_U = R_1 + R_2 = 356.4 \text{ KN}$$

$$R_S = R_1 + R_2 = 214 \text{ KN}$$

$$R_U = R_3 + R_4 = 356.4 \text{ KN}$$

$$R_S = R_3 + R_4 = 214 \text{ KN}$$

$$R_U = R_5 + R_6 = 356.4 \text{ KN}$$

$$R_S = R_5 + R_6 = 214 \text{ KN}$$

• Combinaison des charges :

ELU

$$q_u = 1,35 [(G_t \times 0,2) + g_p] + 1,5 \times Q_t \times 0,2$$

$$q_u = 1,35 [(5,59 \times 0,2) + 1,22] + 1,5 \times 5 \times 0,2 \quad \longrightarrow \quad q_u = 4,50 \text{ KN/ml}$$

ELS

$$q_s = g_p + (G_t + Q_t) \times 0,2$$

$$q_s = 1,22 + (5,59 + 5) \times 0,2 \quad \longrightarrow \quad q_s = 3,23 \text{ KN/ml}$$

• Largeur de la dalle :

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0 / 8 \dots\dots\dots L: \text{longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b \dots\dots\dots \text{Entraxe entre les poutres} \end{array} \right.$$

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0 / 8 = 2 \times 10 / 8 = 2,5 \text{ m} \\ b = 6 \text{ m} \end{array} \right. \quad \text{Donc} \quad \longrightarrow \quad b_{\text{eff}} = 2,5 \text{ m}$$

• Position de l'axe neutre plastique

○ $R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c = 0,57 \times 25 \times 2500 \times 95 \times 10^{-3} = 3384.3 \text{KN}$

○ $R_{\text{acier}} = 0,95 \times f_y \times A_0 = 0,95 \times 275 \times 15600 \times 10^{-3} = 4075.5 \text{KN}$

$$R_{\text{béton}} < R_{\text{acier}}$$

$$R_w = 0,95 \times A_{ame} \times f_y = 0,95 \times 3955,52 \times 275 = 1033.37 < R_{\text{béton}}$$

Axe neutre se trouve dans la semelle sup . Donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est

$$M_{pl,rd} = R_a \frac{h_a}{2} + R_b \left(\frac{h_c}{2} + h_p \right)$$

- **Vérification de la flexion :**

Le Moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe I et II doit satisfaire à la condition suivante

Il faut que $M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$

Le moment appliqué

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{3 p \times l}{5} = \frac{4.28 \times 10^2}{8} + \frac{3 \times 356.4 \times 10}{5} = 1991.9 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 4075.5 \frac{600}{2} + 3384.3 \left(\frac{95}{2} + 55 \right) = 2188.71 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée} \quad r = \frac{1991.9}{2188.71} = 0,91$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

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

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f = 15600 - 2 \times 220 \times 19 + (12 + 2 \times 24) \times 19 = 8378 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 8378 \times 10^{-6}}{1 \times \sqrt{3}} = 1330.18 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{4.5 \times 10}{2} + 2 \times 81 = 184.5 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow 1330.18 \text{ kN} > 184.5 \text{ KN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{pl,r\grave{a}} = 665.09KN > V_{sd}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

- **Vérification de la rigidité :**

Il faut vérifiée que : $f_{max} < f_{adm} = \frac{L}{250}$

Avec

$$q_{ser} = 3,48 \text{ KN/ml.}$$

$$R_{ser} = 214 \text{ KN}$$

$$L = 10 \text{ m.}$$

$$E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$V = \frac{Aa}{Ab} = \frac{15600}{2500 \times 95} = 0,065 \quad , \quad m = \frac{Ea}{Eb} = 15$$

$$I_c = \frac{15600 \times (95 + 2 \times 55 + 600)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0,065)} + \frac{2500 \times 95^3}{12 \times 15} + 92080 \times 10^4 = 3.26 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$f^1 = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 3,48 \times (10000)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 3.26 \times 10^9} = 0.66 \text{ mm}$$

$$f^2 = \frac{63 \times p \times l^3}{1000 \times E \times I_c} = \frac{63 \times 214 \times 10^3 \times (10000)^3}{1000 \times 2,1 \times 10^5 \times 3.26 \times 10^9} = 16.19 \text{ mm}$$

$$f_{max} = f^{con} + f^1 + f^2 = 21.85 + 0.66 + 16.19 = 37.97 \text{ mm} < f_{adm} = 40 \text{ mm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

- **Vérification du déversement :**

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la semelle supérieure est maintenue par dalle béton.

IV.3.3.Conclusion :

Après les vérifications faites avec des différents profilé (IPE 550, IPE 600). On adopte le profilé IPE 600.

IV.4 Étude des escaliers :**IV.4.1 Introduction :**

L'ossature des escaliers est entièrement métallique, elle est constituée de deux volées et un palier intermédiaire, chaque volée est composée de deux limons laminés en UAP sur lesquelles viennent reposer des tôles par l'intermédiaire de cornières.

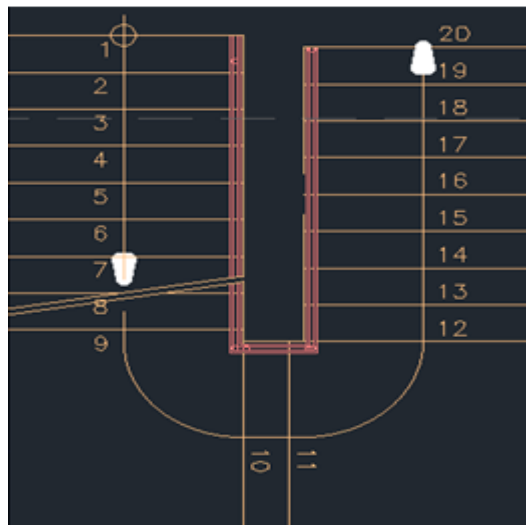


Figure.IV.5.vue de l'escalier.

IV.4.2 Pré-dimensionnement des escaliers :

Pour un dimensionnement des escaliers en charpente métallique, on utilise la formule de BLONDEL.

$$59\text{cm} \leq (g + 2h) \leq 66\text{cm} \quad h : \text{Varie de } 14.5 \text{ cm à } 18 \text{ cm.} \quad G \text{ varie de } 22 \text{ cm à } 30 \text{ cm.}$$

Hauteur d'étage 3,5 m \longrightarrow On prend : $h = 16.5 \text{ cm}$ et $g = 30 \text{ cm}$.

- Vérification de la condition de BLONDEL

$$59 \leq (30 + 2(16.5)) \leq 66\text{cm} \quad \longrightarrow \quad 59 \leq 63 \leq 66 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

A) le nombre de contre marche

$$n = \frac{H}{h} = \frac{165}{16.5} = 10 \longrightarrow (\text{pour 2 volée RDC}).$$

Nombre de marches : $m = n-1 = 10-1 = 9$ marches.

B) La longueur de la ligne de foulée :

$$L = g(n-1) = 30(10-1) = 270 \text{ cm}.$$

C) Angle d'inclinaison de la volée :

$$\alpha = \arctg(2.415/2.7) = 42.51^\circ \longrightarrow (\text{pour 2 volée RDC}).$$

D) La longueur de la volée :

$$L_V = 2.7^2 + 2.475^2 = 3.21\text{m} \longrightarrow (\text{pour 2 volée RDC})$$

IV.4.3 Pré-dimensionnement des éléments porteurs

Volée : $G=1.25 \text{ KN/m}^2$; Palier : $G=2,5 \text{ KN/m}^2$; Charge d'exploitation $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$

A) Pré dimensionnement des supports de marche :

On modélise la marche comme une poutre simplement appuyée.

$$q = (G+Q) \times g = (1,25+2,50) \times 0,3 = 1,12 \text{ KN/ml}$$

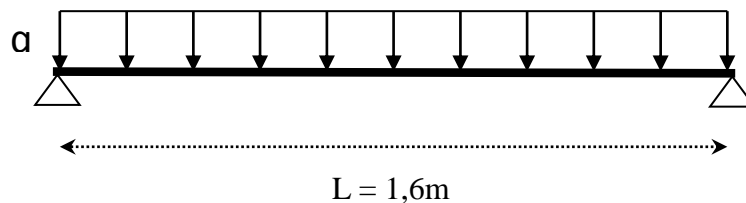


Figure.IV.7 : Disposition des charges sur la cornière.

Le pré dimensionnement se fait à partir de la condition de flèche suivante : **(Tab 4-1, EC3)**

$$f = \frac{5ql^4}{384EI} \leq \bar{f} = \frac{l}{250} \Rightarrow I \geq \frac{5ql^3 \times 250}{384E} \Rightarrow I \geq \frac{5 \times 1.12 \times 160^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 7.11 \text{ cm}^4$$

On prend **L45x45x4** avec : $I_y = 7.11 \text{ cm}^4$

B) Vérification de la résistance :

On vérifie que : $M_{sd} < M_{pLRd}$

Poids propre du profilé choisit : $P_p = 0,0338 \text{ KN/m}$.

$$q_u = 1,35(G + P_p) + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35 [(1,25 \times 0,3) + 0,0338] + 1,5 (2,5 \times 0,3) = 1,67 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{q l^2}{8} = \frac{1,67 \times 1,6^2}{8} = 0,53 \text{ KN.m}$$

$$M_{pLRd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2,4 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 0,6 \text{ KN.m}$$

$0,53 \text{ KN.m} < 0,6 \text{ KN.m} \rightarrow$ La condition est vérifiée.

C) Calcul du limon :

Volée : $G = 1,25 \text{ KN/m}^2$; Palier : $G = 2,5 \text{ KN/m}^2$; Charge d'exploitation $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$

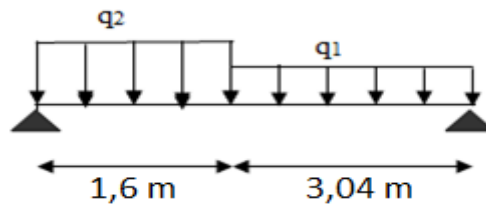


Figure.IV.8 : Schéma des charges appliquées sur limon.

$$q_1 = 0,8(1,25 + 2,5) = 3 \text{ KN/ml}$$

$$q_2 = 0,8(2,5 + 2,5) = 4 \text{ KN/ml}$$

C) Condition de flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante : $f = \frac{5ql^4}{384EI} \leq \bar{f} = \frac{l}{250} \Rightarrow I \geq \frac{5ql^3 \times 250}{384E}$

Avec $L = 2,4 \text{ m}$ $q = 4 \text{ KN/ml}$

Donc $I \geq 85,71 \text{ cm}^4$

On optera pour le limon le profilé **UPN 160** $\longrightarrow I_y = 106 \text{ cm}^4$.

D) Vérification de la résistance (ELU) :

$$q_1 = \frac{1,4}{2}(1,35 \times 1,25 + 1,5 \times 2,5) = 4,35 \text{ KN/ml.} \quad q_2 = \frac{1,4}{2}(1,35 \times 2,5 + 1,5 \times 2,5) = 5,7 \text{ KN/ml.}$$

La charge équivalente

$$q_{eq} = (q_1 \times L_1 + q_2 \times L_2) / (L_1 + L_2) = (4,35 \times 3,21 + 5,7 \times 1,3) / (3,21 + 1,3) = 4,73 \text{ KN /ml}$$

Avec $L_1 = 3,21 \text{ m}$; $L_2 = 1,3 \text{ m}$

On vérifie que : $M_{sd} < M_{pl,Rd}$

$$M_{sd} = \frac{q l^2}{8} = \frac{4,73 \times 2,4^2}{8} = 3,4 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{MO}} = \frac{31,8 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 7,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 3,4 \text{ KN.m} \leq M_{pl,Rd} = 7,95 \text{ KN.m} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

IV.4.4 Pré-dimensionnement de la poutre palière :

La charge offerte à la poutre palière est due aux deux demis de volées et de cloison ci-dessus plus le palier.

$$G_{volée} = 1,25 \times \frac{3,21}{2} = 2 \text{ KN/ml.}$$

$$G_{palier} = 2,5 \times \frac{1,3}{2} = 1,62 \text{ KN/ml.}$$

$$G_{Total} = G_{volée} + G_{palier}$$

$$G_{Total} = 3,62 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 2,50 \times \frac{(1,3 + 3,21)}{2} = 5,63 \text{ KN/ml.}$$

$$q = (G_{Total} + Q) = 3,62 + 5,63 = 9,25 \text{ KN/ml.}$$

A) Condition de flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f = \frac{5ql^4}{384EI} \leq \bar{f} = \frac{l}{250} \Rightarrow I \geq \frac{5ql^3 \times 250}{384E} \quad \text{Avec } L = 4,9 \text{ m}$$

Donc

$$I \geq 1404.76 \text{ cm}^4 \quad \text{On choisit un IPE 200 } I_y = 1943.17 \text{ cm}^4$$

B) Vérification de la résistance :

On vérifie que : $M_{sd} < M_{pLRd}$

Poids propre du profilé choisit : $P_p = 0,224 \text{ KN/m}$.

$$q_u = 1,35 \times (3.62 + 0.224) + 1,5 \times 5.63 = 13.63 \text{ KN/m}$$

$$M_{pLRd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_o}} = \frac{220.64 \times 10^3 \times 275}{1,1} \times 10^{-6} = 55.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 34.65 \text{ KN.m} \leq M_{pLRd} = 55.16 \text{ KN.m} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

IV.5. Conclusion :

Après avoir suivi des formules imposées par les règlements on a obtenu des résultats d'éléments qui peuvent tenir la structure stable.



Chapitre V

Etude du Pont Roulant

V.1 Introduction :

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

- **Ponts roulants :** Un pont roulant, est un engin de levage mobile circulant sur une voie de roulement. Il est constitué d'une ou plusieurs poutres sur lesquelles se déplace transversalement au chemin de roulement, un chariot de transfert équipé d'un treuil pour le levage de la charge. Si le pont est constitué d'une seule poutre, on parle de pont roulant mono poutre. Dans les autres cas, on parle d'un pont bi-poutre.
- **Chemin de roulement :** Le chemin de roulement est la structure porteuse de l'engin de levage, constituée d'une ou deux poutres de roulement et ses supports. Habituellement, le chemin est constitué de deux poutres parallèles surmontées d'un rail spécial et sur lesquelles circule le pont roulant.
- **Poutre de roulement :** La poutre de roulement est l'élément porteur longitudinal du chemin (profilé laminé, poutre composée à âme pleine, poutre treillis), Les poutres de roulement sont des poutres simples ou continues. Leurs appuis sont constitués par des poteaux indépendants ou par des corbeaux fixés sur les montants de cadres de halle.

Afin d'assurer le déplacement des différentes charges nous avons envisagé l'installation d'un pont roulant dans la zone d'allotissement (voir les plans) avec une capacité de 16t.

pour cette étude on utilise:

Eurocode 1 : partie 05 actions induites par les ponts roulants.

Eurocode 3 : partie 6 chemins de roulements.

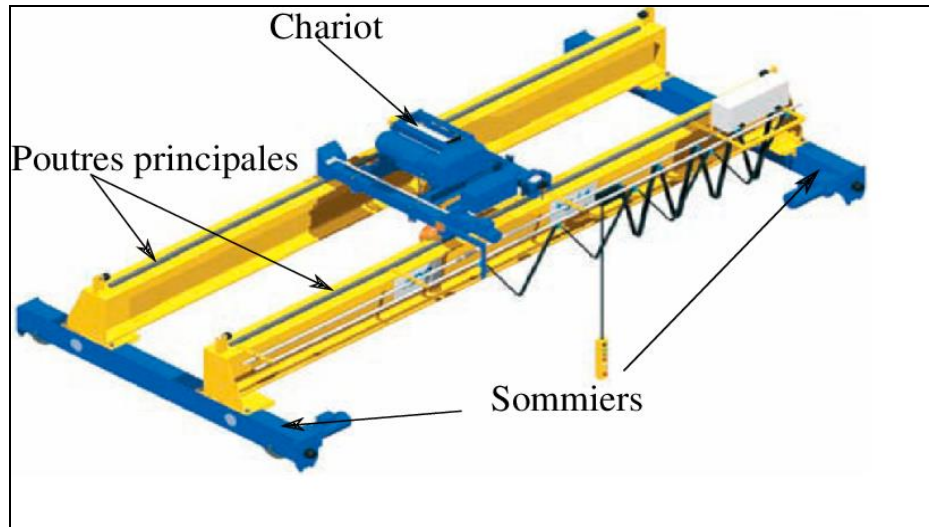


Figure.V.1 : Schéma du pont roulant.

V.2 Caractéristique du pont roulant:

Les caractéristiques d'un pont roulant sont données par le constructeur en fonction de la portée et la puissance (voir fiche technique en annexe).

Tableau.V.1 : Dimensions de pont roulant. [Annexe D]

Puissance	S	R	Zmin	A1	K1	L1
(T)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
16	30	3.4	0.18	0.9	1.14	0.79

Tableau 2 : Caractéristiques du pont roulant. [Annexe D]

Puissance	Portée	Vitesse			Poids			Charges sur un galet	
		Levage(m/min)	Direction(m/min)	Translation(m/min)	Pont	chariot	Total(B+K)	RMax(T)	RMin(T)
N (T)	L(m)				B(T)	K(T)			
16	30	0.8/5	5/20	10/40	6	1	7	12.7	4.52

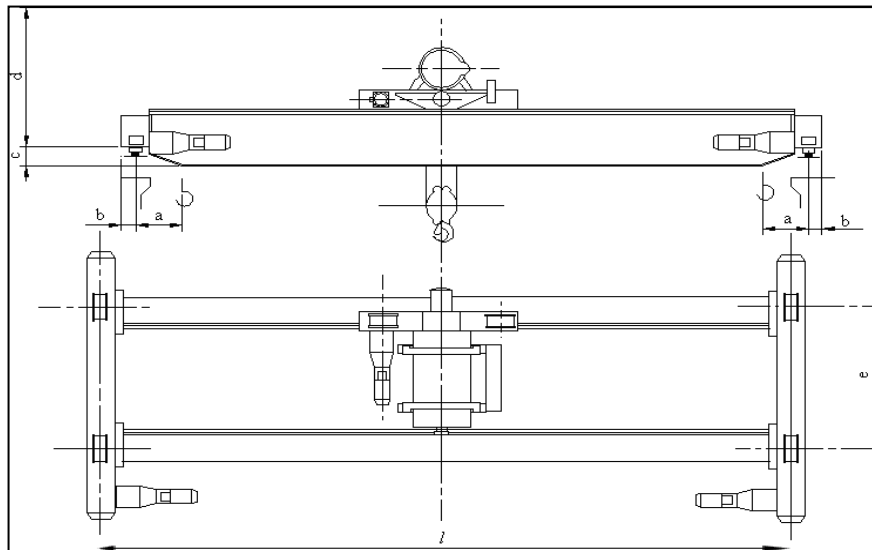


Figure.V.2 : Schéma en 2D d'un pont roulant.

V.3 Les charges induites par le pont roulant :

V.3.1 Détermination des coefficients d'amplification dynamiques

D'après le tableau 2.4 de l'Eurocode 1 partie 05 :

Tableau 3 : Les coefficients d'amplification dynamique. [7]

Coefficients d'amplification dynamique	Effets à prendre en compte	À appliqué à
φ_1	Excitation vibratoire de la structure d'un appareil de levage due au décollage de la masse à lever du sol.	Poids propre de l'appareil de levage.
φ_2	Effets dynamiques du transfert de la masse à lever du sol à l'appareil de levage.	Masse à lever.
φ_3	Effet dynamique d'une libération brutale de la charge utile, par exemple en cas d'utilisation d'un grappin ou d'un aimant.	Masse à lever.

φ_4	Effet dynamiques induit par le déplacement sur les rails ou des voies de roulement.	Poids propre de l'appareil de levage et masse à lever.
φ_5	Effets provoqués par des forces d'entraînement.	Forces d'entraînement.
φ_6	Lorsqu'une charge d'essai est mue par les transmissions suivant le mode d'utilisation de l'appareil de levage.	Charge d'essai.
φ_7	Prend en compte les effets élastiques de l'impact sur les tampons.	Charge des tampons.
φ_8	Coefficient de réaction aux rafales	Charges dues au vent.

D'après le tableau 2.4 de l'Eurocode 1partie 5 :

$$\varphi_1 = 1 \pm a \text{ D'ou } 0 < a < 0.1$$

Avec : $a = 0.1$

$$\varphi_1 = 1.1$$

$$\varphi_2 = \varphi_{2min} + \beta_2 \cdot V_h$$

Tableau 4 : La classe du pont roulant. [6]

Classe de levage de l'appareil	β_2	$\varphi_2, \text{ min}$	$V_h \text{ (m/s)}$
HC3 (Appareil de levage d'atelier)	0.51	1.15	0.8/5=0.16 m/s

Pour un pont roulant de classe HC3 : $\beta_2=0.51$; $\varphi_2, \text{ min}= 1.15$

$$\varphi_2 = 1.15 + (0.51 \times 0.16) = 1.23$$

$$\varphi_2 = 1.23$$

$$\varphi_3 = 1 - \left(\frac{\Delta m}{m}\right) \cdot (1 + \beta_3)$$

Δm : partie libérée ou tombée de la charge.

Comme : $\Delta m = 0 \rightarrow \varphi_3 = 1$

V.3.2 Disposition des charges :

Charges verticales induites par des chariots portes- palan monorail suspendus à des poutres de roulement :

Pour des conditions normales de service, il convient de considérer que la charge verticale est composée du poids propre du chariot porte palan, de la masse à lever et du coefficient dynamique

Charges horizontales induites par des chariots porte-palan monorail suspendus des poutres de roulement :

Dans le cas de poutres de roulement fixes pour des chariots suspendus monorail, en l'absence d'une valeur plus précise, il convient de considérer que les charges horizontales

Sont égales à 5 % de la charge verticale maximale par galet en omettant le coefficient dynamique. Cette règle s'applique également aux charges horizontales dans le cas de poutres de roulement suspendues pivotantes.

A) Charges verticales induites par des ponts roulants :

Il convient de déterminer les charges verticales par galet d'un appareil de levage sur une poutre de roulement en tenant compte des répartitions de charges illustrées à la Figure et en utilisant les valeurs caractéristiques

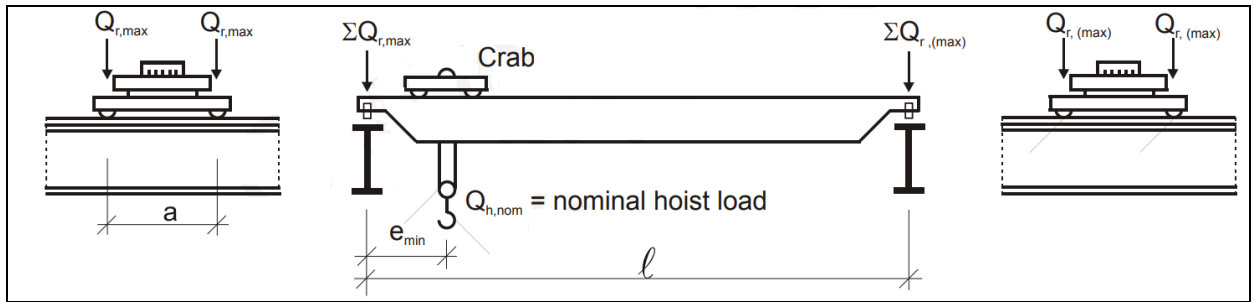


Figure.V.3 : Disposition de la charge de l'appareil de levage en charge pour obtenir

Un chargement maximal sur la poutre de roulement. [6]

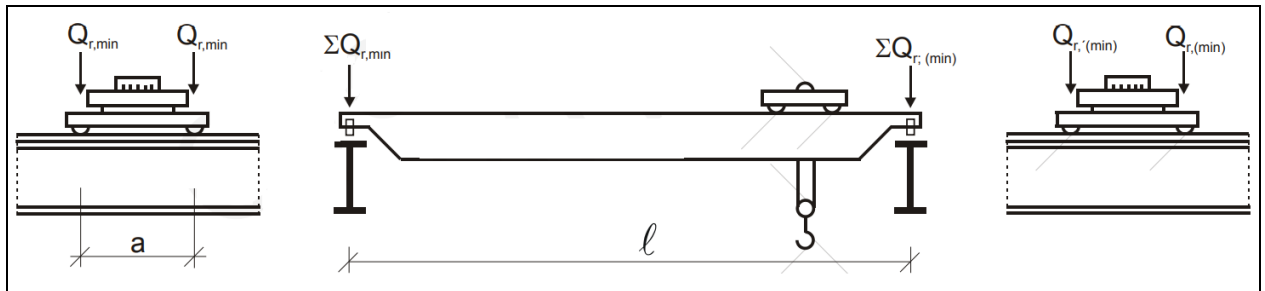


Figure.V.4 : Disposition de charge de l'appareil de levage à vide pour obtenir un

chargement minimal sur la poutre de roulement. [6]

Avec :

$Q_{r,max}$: est la charge par galet maximale de l'appareil de levage en charge.

$Q_{r,(max)}$: est la charge par galet d'accompagnement de l'appareil de levage en charge.

$\Sigma Q_{r,max}$: est la somme des charges maximales

$Q_{r,max}$ par poutre de roulement de l'appareil de levage en charge.

$\Sigma Q_{r,(max)}$: est la somme des charges d'accompagnement

$Q_{r,(max)}$: Par poutre de roulement de l'appareil de levage en charge.

$Q_{r,min}$: est la charge par galet minimale de l'appareil de levage à vide.

$Q_{r,(min)}$: est la charge par galet d'accompagnement de l'appareil de levage à vide.

$\Sigma Q_{r,min}$: est la somme des charges minimales

Qr_{\min} : Par poutre de roulement de l'appareil de levage à vide.

$\Sigma Qr_{(\min)}$: est la somme d'accompagnement des charges minimales

$Qr_{(\min)}$: Par poutre de roulement de l'appareil de levage à vide.

Qr_{nom} : Masse à lever nominal.

- **Charge verticale avec masse à lever :**

Avec $\varphi_1 = 1.1$

Q_c = Poids du chariot = 10KN.

Q_p = Poids du pont = 60KN.

En charge (calcul des charges maximales) :

$$\sum Qr_{(\max)} = \varphi_1 \left[\frac{\varphi_1}{2} + Q_c \left(\frac{L - e_{\min}}{L} \right) \right] + \varphi_2 \times Q_{nom} \left(\frac{L - e_{\min}}{L} \right)$$

$$\sum Qr_{\max} = 1.1 \left[\frac{60}{2} + 10 \left(\frac{30 - 0}{30} \right) \right] + 1.23 \times 160 \left(\frac{30 - 0}{30} \right)$$

$$\sum Qr_{\max} = 167 \text{ KN}$$

$$\sum Qr_{(\max)} = \varphi_1 \left[\frac{Q_p}{2} + Q_c \left(\frac{e_{\min}}{L} \right) \right] + \varphi_2 \times Q_{nom} \left(\frac{e_{\min}}{L} \right)$$

$$\sum Qr_{(\max)} = 1.1 \left[\frac{60}{2} + 10 \left(\frac{0}{30} \right) \right] + 1.23 \times 160 \left(\frac{0}{30} \right)$$

$$\sum Qr_{(\max)} = 33 \text{ KN}$$

$$Qr_{\max} = \frac{\sum Qr_{\max}}{2} = \frac{167}{2} = 83.5 \text{ KN}$$

$$Qr_{(\max)} = \frac{\sum Qr_{\max}}{2} = \frac{33}{2} = 16.5 \text{ KN}$$

Figure.V.3 : Disposition de la charge de l'appareil de levage en charge pour obtenir

Un chargement maximal sur la poutre de roulement

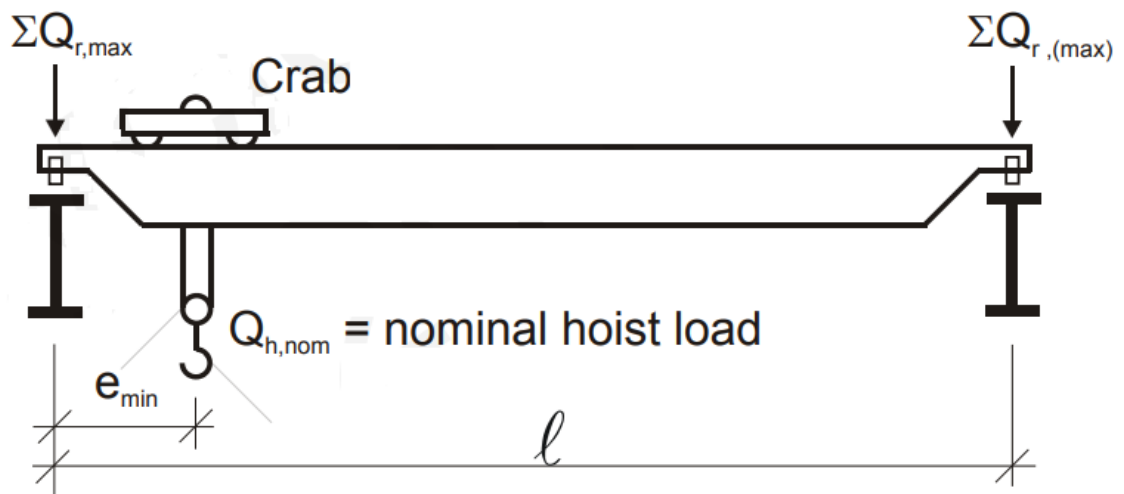


Figure.V.5 : Disposition de la charge de l'appareil de levage en charge pour obtenir

Un chargement maximal sur la poutre de roulement

- **Charge verticale sans masse à lever :**

$\varphi_1 = 1.1 \rightarrow$ Sans masse à lever $Q_{r,min}$:

$$F_{\varphi,k} = \varphi_i F_k$$

$$Q_{c1,\varphi,k} = 1,1 \times 60 = 66 \text{ KN}$$

$$Q_{c2,\varphi,k} = 1,1 \times 10 = 11 \text{ KN}$$

$$\Sigma Q_{r(min)} = \frac{1}{2} 66 + 11 = 44 \text{ KN} \rightarrow Q_{r(min)} = 22 \text{ KN}$$

$$\Sigma Q_{rmin} = \frac{1}{2} 66 = 33 \text{ KN} \rightarrow Q_{rmin} = 16.5 \text{ KN}$$

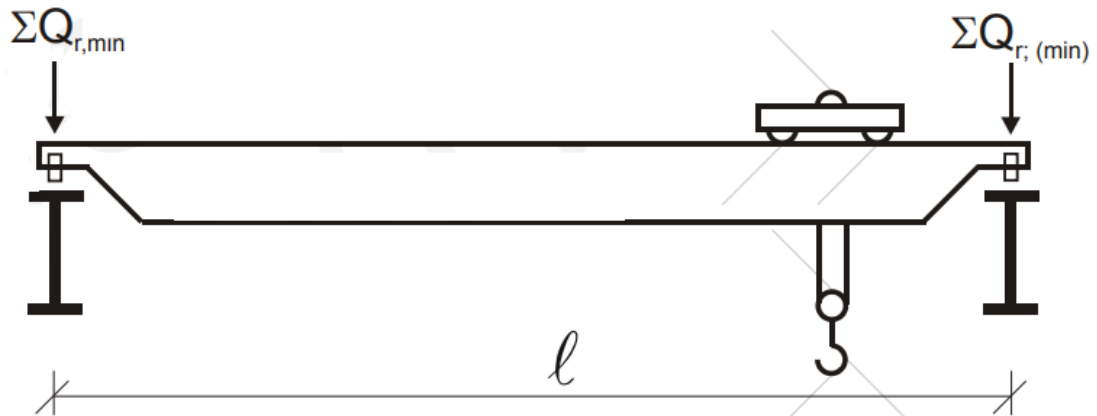


Figure.V.6 : Dispositions de charge de l'appareil de levage à vide pour obtenir un chargement minimal sur la poutre de roulement.

Charges longitudinales HL.i et charges transversales HT.i produites par les accélérations et les décélérations de l'appareil de levage (EC1-5,§2.7.2,p23):

B) Charges horizontales longitudinales HL,i :

Les charges longitudinales HL, i produites par les accélérations et les décélérations des structures des appareils de levage résultent de la force d'entraînement au niveau de la surface de contact du rail avec le galet entraîné.

Les charges longitudinales HL, i appliquées sur une poutre de roulement peuvent calculée de la manière suivante :

$$H L_{i n,5} = \varphi_5 \times \frac{K}{nr}$$

Où :

nr : est le nombre de poutres de roulement.

K : est la force d'entraînement. (EC1-P5 P25)

φ_5 : est le coefficient d'amplification dynamique.

i : est le nombre entier

Servant à identifier la poutre de roulement (i =1,2).

$1 \leq \phi_5 \leq \phi_{5,5}$ →Correspond aux systèmes dans lesquels les forces varient sans à-coup.

→ $\phi_5 = 1,5$

K : Force d'entrainement

Elle peut être calculée ainsi :

$$K = \mu \times m \times W \times Qr \text{ min}$$

Où :

mw: est le nombre de système de d'entraînement a un seul galet ; car les appareils de levage modernes ne sont pas équipés d'un système d'entraînement a galet central.

mw = 2 (deux systèmes)

μ : est le coefficient de frottement.

$\mu=0.2$ (acier sur acier)

$$K = K1 + K2 = \mu \cdot \sum Qr \text{ min}$$

$$\sum Qr_{\text{min}} = mw \cdot Qr_{\text{min}}$$

$$\sum Qr_{\text{min}} = 2 \times 16.5 = 33KN$$

$$K = 0.2 \times 33 = 6.6 KN$$

D'où :

$$HL, 1 = HL, 2 = \varphi 5 \times \frac{K}{nr}$$

$$HL, 1 = HL, 2 = 1,5 \times \frac{6.6}{2} = 4.95KN$$

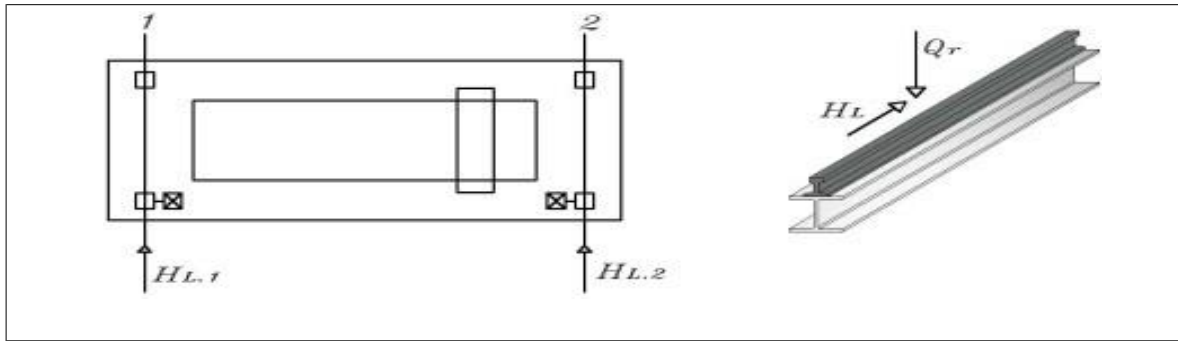


Figure.V.7: Charges horizontales longitudinales HL, i. [6]

C) Charges horizontales transversales HT, i:

Le moment M résultant de la force d'entraînement qu'il convient d'appliquer au centre de la masse est contrebalancée par les charges horizontales transversales HT, 1 et HT, 2 Les charges horizontales transversales peuvent être obtenues de la façon suivante :

$$Ht, 1 = \varphi_5 \times \xi_2 \times \frac{M}{a}$$

$$Ht, 2 = \varphi_5 \times \xi_1 \times \frac{M}{a}$$

Avec :

$$\sum Q_r = \sum Q_{rmax} + \sum Q_r(max)$$

$$\xi_1 = \frac{\sum Q_{rmax}}{\sum Q_r}$$

$$\xi_2 = 1 - \xi_1$$

$$M = K \times ls$$

$$M = K(\xi_1 - 0.5)L$$

$$\sum Q_r = 167 + 33 = 200 t$$

$$\xi_1 = \frac{167}{200} = 0.835$$

$$\xi_2 = 1 - 0.835 = 0.165$$

$$M = K \times l_s \rightarrow M = K(\xi_1 - 0.5)L$$

$$M = 6.6(0.835 - 0.5)30$$

$$M = 66.33 \text{ KN}$$

$$H_{t,1} = \varphi_5 \times \xi_2 \times \frac{M}{a}$$

$$H_{t,1} = 1.5 \times 0.165 \times \frac{66.33}{43.4} = 4.828 \text{ KN}$$

$$H_{t,2} = \varphi_5 \times \xi_1 \times \frac{M}{a}$$

$$H_{t,2} = 1.5 \times 0.835 \times \frac{66.33}{3.4} = 24.43 \text{ KN}$$

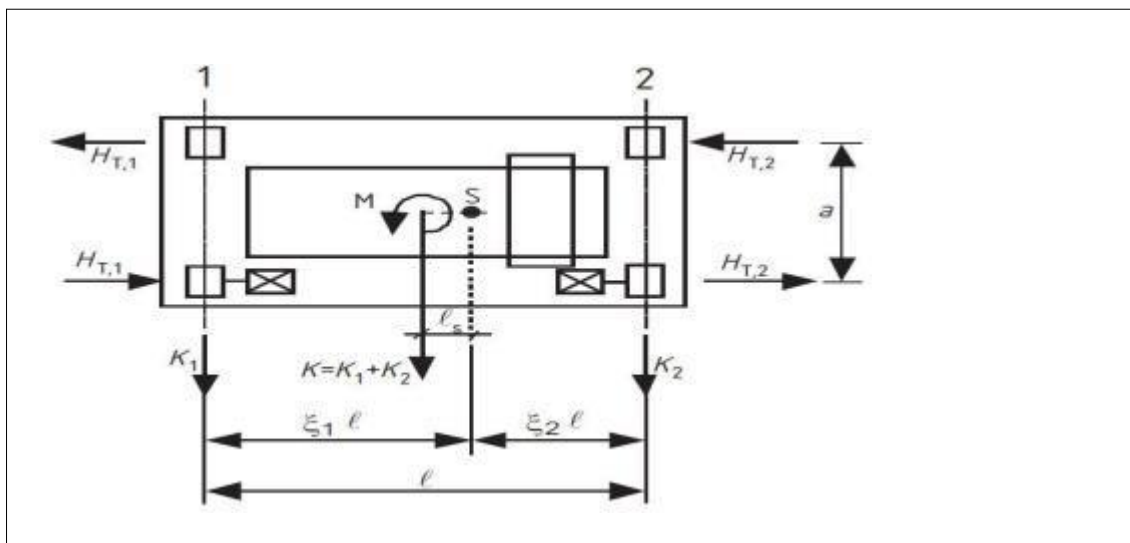


Figure.V.8 : Définition des charges transversales $H_{T,i}$. [6]

- Charges horizontales HS, i, j, k et force de guidage S due l'obliquité de l'appareil de levage

La force de guidage S et les forces transversales HS,i, j, k dues à l'obliquité peuvent être obtenues d'après :

$$S = f \cdot \lambda_s \cdot \sum Q_{rmax}$$

$$H_{s. 1. j. L} = f \lambda_{s. 1. j. L} \cdot \sum Q_{rmax}$$

$$H_{s. 2. j. L} = f \lambda_{s. 2. j. L} \cdot \sum Q_{rmax}$$

$$H_{s. 1. j. T} = f \lambda_{s. 1. j. T} \cdot \sum Q_{rmax}$$

$$H_{s. 2. j. T} = f \lambda_{s. 2. j. T} \cdot \sum Q_{rmax}$$

Où :

f = Est le coefficient non positif

$\lambda_{s. 1. j. L}$: correspond aux coefficients de force.

L'indice i : correspond au rail.

L'indice j : correspond à la paire de galets.

K : la direction de la force (L : longitudinal ; T : Transversal)

α : est l'angle d'obliquité

$$h = m \times \xi_1 \times \xi_2 \times l^2 + \frac{\sum e_j^2}{\sum e_j}$$

$$\lambda_s = 1 - \left(\frac{\sum e_j}{n \cdot h} \right)$$

Le coefficient de force $\lambda_{S, i, j, k}$ peut être déterminé d'après les expressions données dans le (Tableau IV-7) :

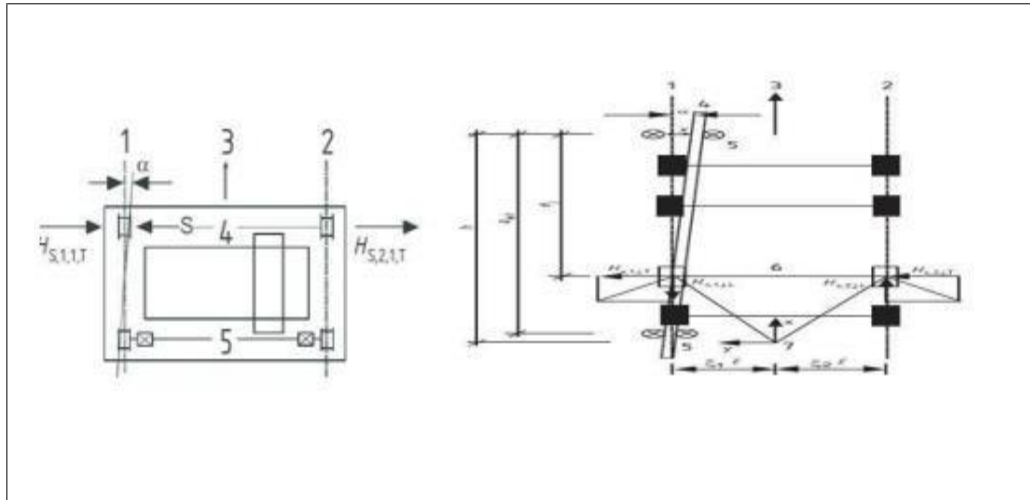


Figure.V.9 : Définition de l'angle α et la distance h . [6]

Tableau 6 : Définition de $\alpha f, \alpha v, \alpha 0$

Tableau 5 : Définition des valeurs $\lambda S, i, j, k$. [6]

	Combinaison des paires de galets				h
	Coulés (C)		Indépendant (I)		
fixe/fixe FF					$\frac{m\xi_1\xi_2 + \sum e_j^2}{\sum e_i}$
Système	$\lambda_{s,j}$	$\lambda_{s,1,j,L}$	$\lambda_{s,1,j,T}$	$\lambda_{s,2,j,L}$	$\lambda_{s,2,j,T}$
IFF	$1 - \frac{\sum e_j}{nh}$	0	$\frac{\xi_2}{n} (1 - \frac{e_i}{h})$	0	$\frac{\xi_1}{n} (1 - \frac{e_i}{h})$
CFE	$1 - \frac{\sum e_j}{nh}$	$\frac{\xi_1\xi_2 l}{n h}$	$\frac{\xi_2}{n} (1 - \frac{e_i}{h})$	$\frac{\xi_1\xi_2 l}{n h}$	$\frac{\xi_1}{n} (1 - \frac{e_i}{h})$

Angles α_i	Valeurs minimales de α_i
$\alpha_f = \frac{0,75x}{a_{ext}}$	$0,75x \geq 5 \text{ mm}$ pour des galets de guidage
	$0,75x \geq 10 \text{ mm}$ pour des flasques de galets porteurs
$\alpha_v = \frac{y}{a_{ext}}$	$y \geq 0,03b$ en mm pour des galets de guidage
	$y \geq 0,10b$ en mm pour des flasques de galets porteurs
α_0	$\alpha_0 = 0,001$
<p>où :</p> <p>a_{ext} est la distance longitudinale entre les dispositifs de guidage extérieur ou les flasques de galets porteurs sur le rail de guidage ;</p> <p>b est la largeur de la tête du rail ;</p> <p>x est le gabarit entre le rail et le dispositif de guidage (glissement latéral) ;</p> <p>y est l'usure du rail et le dispositif de guidage ;</p> <p>α_0 est la tolérance angulaire entre la direction du rail et celle des galets</p>	

$$\alpha = \alpha_f + \alpha_v + \alpha_0 \leq 0,015 \text{ rad}$$

$$\alpha_f = \frac{0,75x}{a} = \frac{10}{3400} = 0,0029 \text{ rad}$$

$$\alpha_v = \frac{y}{a} = \frac{0,1 \times 50}{3400} = 0,0014 \text{ rad}$$

$$\alpha_0 = 0,001 \text{ rad}$$

$$\alpha = 0,005 \text{ rad}$$

$$f = 0,3(1 - \exp(-250\alpha)) \leq 0,3$$

$$f = 0,214$$

$$e_1 = 0 \text{ galets épaulé}$$

$$e_2 = e_{min} = 3,4$$

$$m = 0 \text{ (aires des galets indépendants)}$$

$$h = \frac{0 + 3,4^2}{3,4} = 3,4 \text{ m}$$

$$\lambda_s = 1 - \frac{3,4}{2 \times 3,4} = 0,5$$

$$\lambda_{s.1.L} = 0$$

$$\lambda_{s.2.L} = 0$$

$$\lambda_{s1.1.T} = \frac{0,165}{2}(1 - 0) = 0,08$$

$$\lambda_{s.2.1T} = \frac{0,835}{2}(1 - 0) = 0,42$$

$$\lambda_{s.1.2.T} = \frac{0,165}{2}\left(1 - \frac{3,4}{3,4}\right) = 0$$

$$\lambda_{s.2.2.T} = 0$$

Calcul des forces :

$$H_{s.1.j.T} = f \cdot \lambda_{s.1.j.T} \cdot \sum Q_{rmax}$$

$$H_{s.1.1.L} = 0$$

$$H_{s.1.2.L} = 0$$

$$H_{s.1.1.T} = 0,189 \times 0,08 \times 167 = 2,52 \text{KN}$$

$$H_{s.1.2.T} = 0$$

$$H_{s.2.1.T} = 0,189 \times 0,42 \times 167 = 13,25 \text{KN}$$

$$H_{s.2.2.T} = 0$$

Tableau.V.6 : Résumé des charges.

Groupes de charges			Etas limites ultimes					
			1	2	3	4	5	6
Coefficients dynamiques			$\varphi_1= 1.1$ $\varphi_2 =1.20$ $\varphi_5= 1.5$	$\varphi_1= 1.1$ $\varphi_3 =1$ $\varphi_5= 1.5$	$\varphi_1= 1.1$ $\varphi_5= 1.5$	$\varphi_4=1$ $\varphi_5= 1.5$	$\varphi_4=1$	$\varphi_4=1$
Charges verticales	Poids propre de l'appareil	$Q_{r,(min)}$	22 KN	22 KN	22 KN	22 KN	22 KN	22 KN
		$Q_{r,min}$	16.5 KN	16.5 KN	15 KN	15 KN	15 KN	15 KN
	Poids propre de l'appareil de la masse à lever	$Q_{r,(max)}$	16.5 KN	16.5 KN	-	15 KN	15 KN	15 KN
		$Q_{r,max}$	83.5 KN	73.5 KN	-	71.5 KN	71.5 KN	71.5 KN
Charges horizontales	Accélération de l'appareil de levage	$H_{L,1}$	4.95	4.95	4.95	4.95	-	-
		$H_{L,2}$	4.95	4.95	4.95	4.95	-	-
		$H_{T,1}$	4.82	4.82	4.82	4.82	-	-
		$H_{T,2}$	24.43	24.43	24.43	24.43	-	-
	Mise en crabe	$H_{S1,L}$	-	-	-	-	0	-
		$H_{S2,L}$	-	-	-	-	0	-
		$H_{S1,T}$	-	-	-	-	2.52 KN	-
		$H_{S2,T}$	-	-	-	-	13.25KN	-
	Accélération du chariot	$H_{T,3}$	-	-	-	-	-	17 KN

V.4 Dimensionnement de la poutre de roulement ;

Le calcul de la poutre du chemin de roulement se fait avec les charges les plus défavorables, soient les charges du pont roulant I selon le règlement l'Eurocode 1.

La longueur de travée est de 6m.

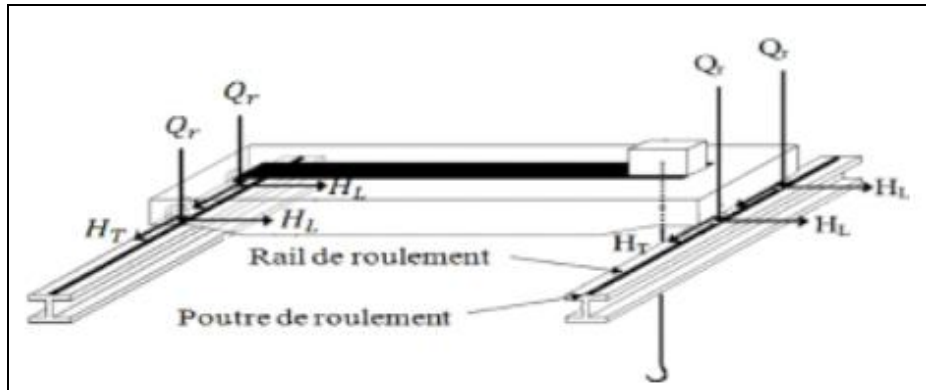


Figure.V.10 : Disposition des charges engendrées par le Pont roulant.

- Travée de $L = 6 \text{ m}$ (sur deux appuis simples).

-Distance entre galets $e = 3.4 \text{ m}$

V.4.1 Condition de flèche :

Le dimensionnement de la poutre de roulement se fait avec la condition de flèche. La flèche admissible est obtenue quand les deux charges sont en position symétrique par rapport au milieu de la poutre, il faut donc vérifier:

A) Flèche verticale :

$$\text{La flèche admissible est : } \frac{L}{600} = \frac{6000}{6000} = 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$$

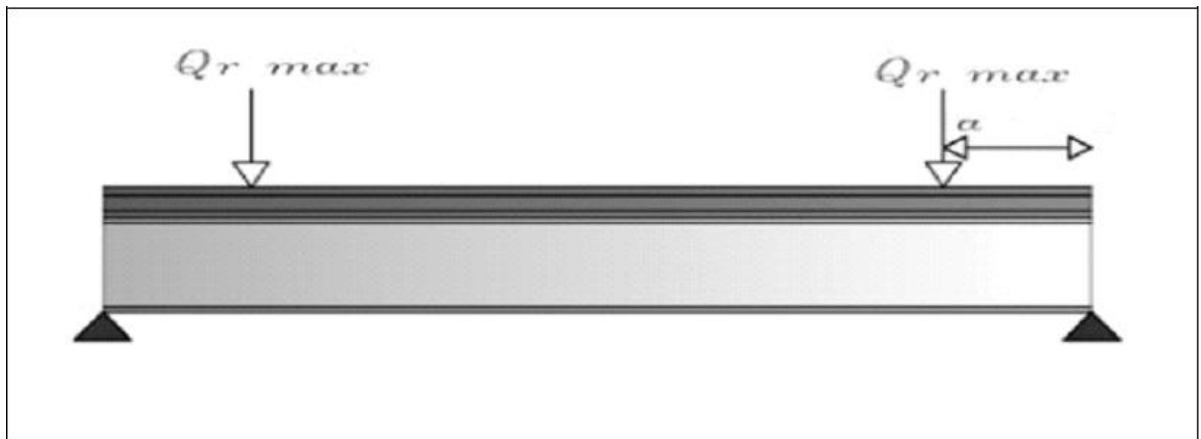


Figure.V.11 : Distance de Q_{rmax} à l'excentricité de la poutre.

$$F_{v1} = \frac{Q_{rmin}(L - e)[3l^2 - (l - e)^2]}{48EI_y} \leq F_{adm} = 1 \text{ cm}$$

$$I_y = \frac{l \cdot Q_{rmin}(l - e)[3l^2 - (l - e)^2]}{48EL}$$

$$I_y = \frac{6000 \times 22 \times (6000 - 3400) \times [3 \times 6000^2 - (6000 - 3400)^2]}{48 \times 210 \times 6000} \cdot 10^{-4}$$

$$I_y > 535542.85 \text{ cm}^4$$

B) Nous choisissons un profilé HEA450 :

Avec :

$$I_y = 63720 \text{ cm}^4$$

V.4.2 Vérification horizontalement :

$$H_{s,2.1.T} = 13.25 \text{ KN}$$

$$H_{t,2} = 13.67 \text{ KN}$$

On prend HEA450 :

$$H_{t,2} = 13.67 \text{ KN}$$

I_z semelle supérieure :

$$I_z = \frac{(t \cdot b^3)}{12} = \frac{(2 \times 30^3)}{12}$$

$$I_z = 4500 \text{ cm}^4$$

$$Fh = \frac{Ht(l - e) \times [3l^2 - (l - e)^2]}{48EIz}$$

$$Fh = \frac{13.67 \times (6000 - 3400) \times [3 \times 6000^2 - (6000 - 3400)^2]}{48 \times 210 \times 4500 \times 10^4}$$

$$Fh = 7.93 \text{ mm} < 10 \text{ mm} \rightarrow \text{vérifié}$$

V.5 Choix du rail:

Le choix du rail fait en fonction de la charge de calcul au galet Fwd .

$$Fwd = \frac{2Fwk. max + Fwk. min}{3}$$

$$\sum Fwk. max = \frac{1}{L} \left[(Qc + Qnom) \times (L - emin) + \left(Qp \times \frac{L}{2} \right) \right]$$

$$\sum Fwk. max = \frac{1}{30} \left[(70 + 100) \times (30 - 3.4) + \left(6 \times \frac{30}{2} \right) \right] = 153.73 \text{ KN}$$

(Pour deux galets)

$$\sum Fwk. max = \frac{\sum Fwk. max}{2} = 76.86 \text{ KN}$$

$$\sum Fwk. min = \frac{1}{L} \left[(Qc + Qnom) \times emin + \left(Qp \times \frac{L}{2} \right) \right]$$

$$\sum Fwk. min = \frac{1}{30} \left[(70 + 100) \times 3.4 + \left(60 \times \frac{30}{2} \right) \right] = 49.26 \text{ KN}$$

$$\sum Fwk. min = \frac{\sum Fwk. min}{2} = 24.63 \text{ KN}$$

$$Fwd = \frac{2Fwk. max + Fwk. min}{3} = \frac{146.93 + 28.03}{3} = 59.45 \text{ KN}$$

Pour notre cas, en a un pont roulant de 16 T, et une réaction maximale de 5.83 T on va

choisir des rails à semelle large, de type BURBACH maintenue avec des crapauds . On choisit un rail A55 dont les caractéristiques suivantes :

Tableau V.7 : caractéristiques du rail

Designation	Surface S (cm ²)	Poids P (Kg/m)	Iy (cm ⁴)	Iz (cm ⁴)	Wy(cm ³)	Wz(cm ³)
Rail A55	40,50	31.8	337	178	48,64	38,45

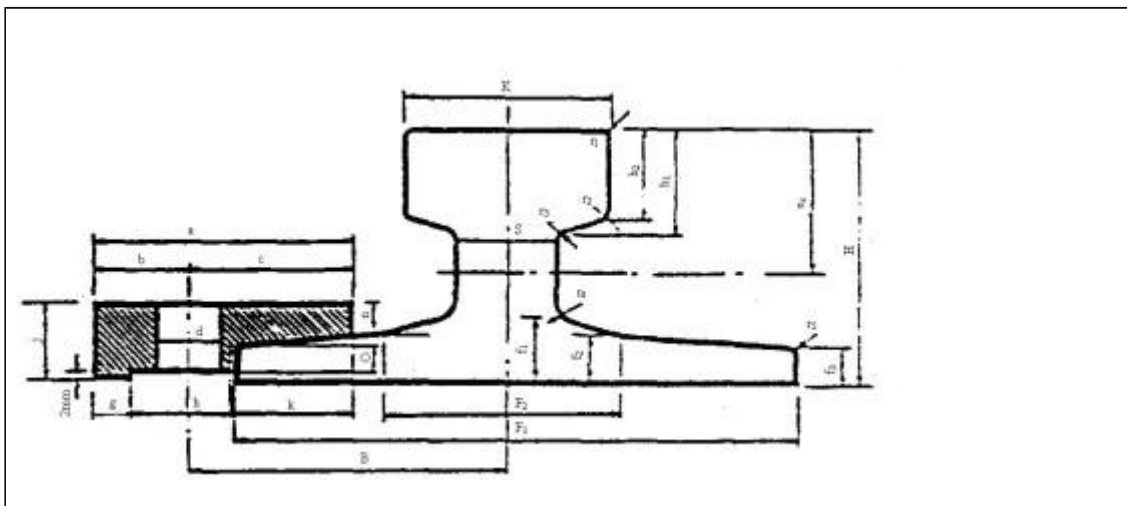


Figure.V.12 : Schéma d'un rail et d'un crapaud.

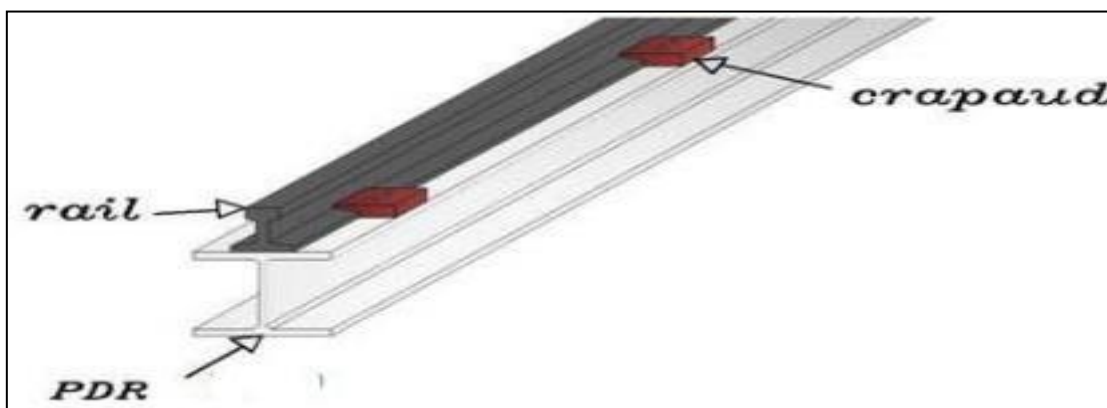


Figure.V.13: Schéma de la poutre de roulement + rail.

V.5 .1.Vérification de la flèche verticale :

Charge concentrées :

$$f_{v1} = \frac{Qr_{max}(l - e)[3l^2 - (l - e)^2]}{48EI_y}$$

$$f_{v1} = \frac{83.5 \times (6000 - 3400) \times [3 \times 6000^2 - (6000 - 4600)^2]}{48 \times 210 \times 36720 \times 10^4}$$

$$f_{v1} = 3.42 \text{ mm} < 10 \text{ mm}$$

Charges réparties :

Charge permanente :

Charge de rail : $G1 = 0.318 \text{ KN/m}$

Charge de la poutre de roulement : $G2 = 1,12 \text{ KN/m}$

Charge accessoires : $G3 = 10\% \text{ de } G2 = 0.112 \text{ KN/m}$

$$G = G1 + G2 + G3$$

$$G = 0.318 + 1.12 + 0.112 = 1.55 \text{ KN/m}$$

$$f_{v2} = \frac{5 \cdot G \cdot L^4}{384EI_y}$$

$$f_{v2} = \frac{5 \times 1.55 \times 10^{-3} \times 6000^4}{384 \times 210 \times 36720 \times 10^4} = 0.19 \text{ mm}$$

$$f_{v1} + f_{v2} = 3.42 + 0.19 = 3.61 \text{ mm} < 10 \text{ mm}$$

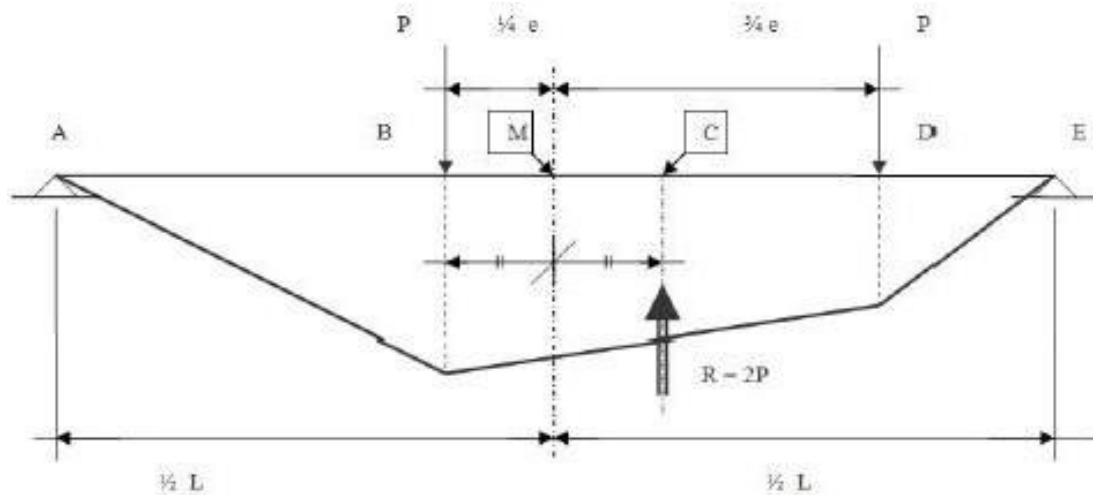
Condition vérifiée.

V.5.1.1 Vérification des contraintes et évaluation des charges :**A) Verticales :**

Une poutre de roulement étant une structure porteuse sollicitée dynamiquement et de façons répétées, la méthode de calcul élastique est généralement appliquée (calcul élastique

des efforts intérieurs et calcul élastique de la résistance des sections)

B) Moment maximal due à la charge roulante :



On a : $e = 3.4m < 0,586l = 3,516m \rightarrow$ le théorème de **BARRE** est applicable.

Figure.V.14: Moment max pour deux charges égales (Théorème de Barré).

D'après le même théorème le moment max est à :

$$x_0 = \left(\frac{l}{2} - \frac{e}{4} \right)$$

$$M_{f, \max} = M_{ysd} = \frac{2 \cdot Q_{rmax}}{l} \left(\frac{l}{2} - \frac{e}{4} \right)^2 = \frac{2 \times 83.5}{6} \left(\frac{6}{2} - \frac{3.4}{4} \right)^2 = 128.65 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{cr, v} = \frac{M_{f, \max}}{W_{ply}} = \frac{128.65 \times 10^6}{3216 \times 10^3} = 40 \text{ N/mm}^2 < 275 \text{ N/mm}^2$$

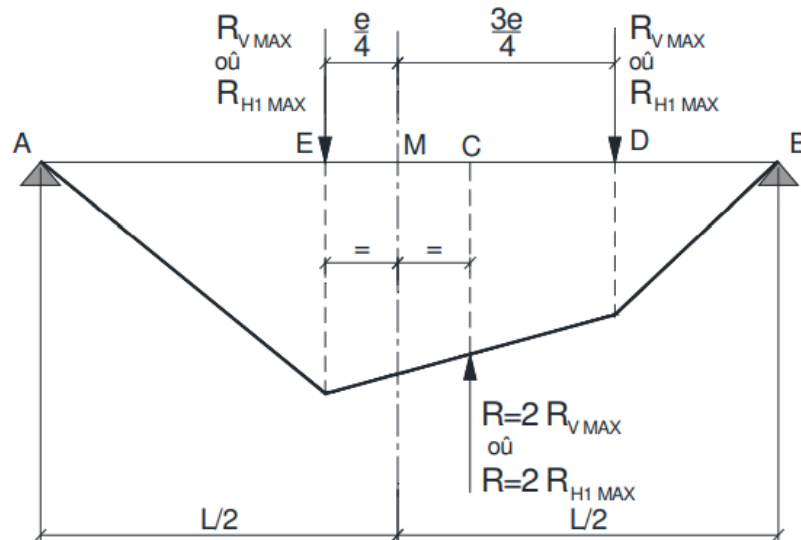


Figure.V.15: Moments dus aux charges mobiles (théorème de Barré).

B) Moment maximal du au poids propre :

Poids propre du chemin de roulement

Poids propre des rails

Grail = 31.8Kg/ml.

Poids propre de la poutre HEA450G HEA450 = 140Kg/ml.

Poids propre des accessoires

0,1 (Grail + G HEA450) = 17.18Kg/ml

$G_{Total} = G_{rail} + G_{HEA450} + 0,1 (G_{rail} + G_{HEA450}) = 188.97 \text{ Kg/ml}$

- **Moment a mi- travée :**

$$M_{2,max} = \frac{G_{total} \cdot l^2}{8} = \frac{1.8897 \times 6^2}{8} = 8.50 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{cr,v} = \frac{M_{2,max}}{W_{ply}} = \frac{8.50 \times 10^6}{3216 \times 10^3} = 2.64 \text{ N/mm}^2 < 235 \text{ N/mm}^2$$

- **Moment a distance minimal:**

$$M_2 = \frac{G \cdot l \cdot x}{2} - \frac{G \cdot x^2}{2} = \frac{1.8897 \times 6 \times 2.15}{2} - \frac{1.8897 \times 2.15^2}{2} = 7.82 \text{ KN/mm}^2$$

- Moment max pondéré :

$$\begin{aligned} Mv.max &= 1,5 \times 1,05 \times M1max + 1,35 \times M2max \\ &= 1,5 \times 1,05 \times 128.65 + 1,35 \times 7.82 \end{aligned}$$

$$Mv.max = 213.18 \text{ KN.m}$$

Donc la contrainte verticale égale :

$$\sigma_v = \frac{Mfy,max}{Wply} = \frac{213.18 \times 10^6}{3216 \times 10^3} = 66.28 \text{ N/mm}^2 < 275 \text{ N/mm}^2$$

Ok vérifier

C) Calcul de l'effort tranchant max :

$$2Qrmax = RA + RB$$

Le moment par rapport à **B**

$$MB = RA.L - Qrmax.L - Qrmax(L - e) = 0$$

$$Tmax = \frac{2 \times 83.5 \times 6 - (83.5 \times 3.4)}{6} = 119.68 \text{ KN}$$

ELU:

$$1.35(G.l) + 1.5Tmax = 194.82 \text{ KN}$$

ELS:

$$(G.l) + Tmax = 131.01 \text{ KN}$$

Horizontal :

Moment fléchissant :

Calcul des moments max :

En utilisons les lignes d'influence :

$$M(x) = x \left(1 - \frac{x}{l}\right) \cdot Hs2jt$$

$$M(x) = 2,15 \times \left(1 - \frac{2.15}{6}\right) \times 13.67$$

$$M(x) = 18.85 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant :

L'effort tranchant est max lorsque la charge sera exactement sur l'un des appuis.

$$T_{max} = H_{s,2,j.t} = 13.67 \text{ KN}$$

ELU:

$$1,5 T_{max} = 20.50 \text{ KN}$$

$$1,5 M_{max} = 28.27 \text{ KN.m .}$$

ELS:

$$T_{max} = 13.67 \text{ KN}$$

$$M_{max} = 18.85 \text{ KN.m .}$$

D) Vérification de la flexion bi-axiale :

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

Pour un profilé Laminé en H :

➤ $\alpha = 2$

➤ $\beta = 1$

- $M_{y,sd}$: moment flechissant maximale verticale $M_{y,sd} = 144.05 \text{ KN.m}$
- $M_{z,sd}$: moment flechissant maximale transversale $M_{z,sd} = 36.55 \text{ KN.m}$

E) Classification de profilé HEA450 :

le profilé **HEA450** est de classe **1**

$$M_{pl,y,Rd} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{3216 \times 10^3 \times 275}{1,1} = 804 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,y,Rd} = 804 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,z,Rd} = W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{pl,z,Rd} = \frac{965.5 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 206.26 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,z,Rd} = 206.26 \text{ KN.m}$$

AN :

$$\left(\frac{128.65}{804}\right)^2 + \left(\frac{28.27}{206.26}\right)^1 = 0.16 \leq 1$$

Ok

D'où : la condition de résistances est vérifiée.

G) Vérification de l'effort tranchant :

La vérification se fait avec la relation suivant :

$$\text{Max}(V_{sd1}, V_{sd2}) \leq V_{plRd} = \frac{A_v \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{m0}}$$

On a :

$$V_{sd1} = 194.82 \text{ KN}$$

$$V_{sd2} = 20.50 \text{ KN}$$

D'où :

$$V_{Maxsd} = V_{sd1} = 194.82 \text{ KN}$$

Donc :

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{m0}} \quad ; \quad V_{plrd} = \frac{65.78 \times 10^2 \times 275}{1.1 \times \sqrt{3}}$$

$$V_{plrd} = 949.452 \text{ KN}$$

$$V_{Maxsd} = 194.82 \text{ KN} < V_{ply} = 949.452 \text{ KN}$$

la condition de cisaillements est vérifiés.

V.5.2 Résistance au déversement :

Le moment résistant de déversement est donné par :

$$M_{s,dy} \leq M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} \beta_w W_{ply} f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

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

χ_{LT} Est le facteur de réduction pour le déversement

$$f_y = 275 \text{ N/mm}^2$$

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

$$M_{cr} = \frac{c_1 \times E \times I_z}{(K \times L)^2} \times \sqrt{\left(\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(K \times L)^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z} + (c_2 \times Z_g)^2 \right)}$$

$$c_1 = 1.132$$

$$c_2 = 0.459$$

$$Z_g = \frac{h}{2} = \frac{440}{2} = 220 \text{ mm}$$

$$\frac{k}{k_w} = 1$$

$$G = 80770 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{cr} = 5134.92 * [(276.39 + 255.86 + 64.52)^{0.5} - 8.032]$$

$$M_{cr} = 8419.66 \text{ KN.m}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 3216 \times 10^3 \times 275}{1068.93 \times 10^6}} = 0.90$$

$$0.90 > 0.4$$

Il n'y a pas risque de déversement.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}}$$

$$\phi_{LT} = 0.5(1 + \alpha_{LT}(\lambda_{LT} - 0.2)) + \lambda_{LT}^2$$

Avec :

$$\alpha_{LT} = 0.21 \quad \rightarrow \text{pour les profile laminés}$$

$$\phi_{LT} = 0.5(1 + 0.21(0.90 - 0.2)) + 0.90^2$$

$$\phi_{LT} = 0.97$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0.97 + \sqrt{0.97^2 - 0.90^2}} = 0.75 < 1$$

Donc :

$$M_{sdy} \leq M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} \beta_w W_{ply} f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{Avec :}$$

$$\beta_w = 1 \quad \rightarrow \text{Section de classe 1}$$

$$\gamma_{M1} = 1.1$$

AN :

$$M_{sdMAX} = 125.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{b,rd} = 0.75 \frac{3216 \times 10^3 \times 275 \times 1}{1.1} = 603 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdMAX} = 125.25 \text{ KN.m} < M_{b,rd} = 603 \text{ KN.m} \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

Donc on doit vérifier

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{b,rd}} \right) + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z,rd}} \right) \leq 1$$

$$\frac{128.65}{603} + \frac{28.27}{206.26} = 0.35 \leq 1$$

Le profile HEA450 vérifie au déversement, donc on adopte le HEA450.

V.5.3 Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme :

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

Avec :

$$A_w : \text{Aire de l'âme } A_w = tw \times d = 11.5 \times 398 = 4577 \text{ mm}^2$$

A_{fc} : Aire de la semelle comprimée

$$A_{fc} = bf \times tf = 440 \times 21 = 9240 \text{ mm}^2$$

f_{yt} : Limite d'élasticité de la semelle comprimée ($f_{yt} = 275 \text{ N/mm}^2$)

K : coefficient pris égale à 0.3 pour une semelle de classe 1

$$k \frac{E}{f_{yt}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0.3 \times \frac{2.1 \times 10^5}{275} \sqrt{\frac{3150}{5250}} = 162.11$$

$$\frac{d}{tw} = \frac{398}{11.5} = 34.60 \quad \Leftrightarrow \quad \frac{d}{tw} \leq k \frac{E}{f_{yt}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}$$

$$34.60 < 162.11 \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.6 Conclusion :

À travers ce chapitre, qui présente les caractéristiques et le fonctionnement du pont roulant en prenant compte les charges soulevées, on conclut, d'après les calculs faits, que pour assurer un bon fonctionnement du pont roulant étudié, le profilé en HEA450 vérifie bien les conditions de résistance et de stabilité de la poutre de roulement. Le chapitre suivant concernera l'étude sismique qui vise la détermination des efforts sismiques sollicitant la structure.



Chapitre VI

Etude Dynamique & sismique

VI.1 Introduction :

Vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts humains et matériels. Les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismiques, toute en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie toutes les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **ROBOT v 2019** qui est un logiciel de calcul de structure.

VI.1.1 Differentes méthodes :

Le RPA 99 propose trois méthodes de calcul :

- 1 – Méthode statique équivalente.
- 2– Méthode d'analyse modale spectrale.
- 3– Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

VI.1.2 Choix de la méthode dans notre cas :

Les deux dernières méthodes sont utilisées dans tous les cas, mais la première méthode, nommée méthode statique équivalente, pour qu'elle soit appliquée, il faut que la structure vérifie un certain nombre de conditions.

Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

- a. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
- b. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :
Zone I : tous groupes

Zone IIa : groupe d'usage 3.

- groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone IIb et III :

- groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

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

VI.2.Principe de la méthode Analyse Modale :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul.

Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

VI.3 Analyse dynamique de la structure:

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

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux.

C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui

permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

VI.4 Modélisation de la structure:

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

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

VI.4.1 Etapes de la modélisation de la structure :

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

Tableau IV.1: Eléments constituant la structure.

Elements de la structure	Profilés
Poteau	HEA 500
Poutre Principal	IPE 600
Poteau Intermédiaire	HEA 320
Traverse	IPE 450
Contreventement	2UPN 140
Stabilités	CAE 50×5
Panne	IPE 200
Potelet	IPE 500
Poutre Chemin de roulement	HEA 450

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

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

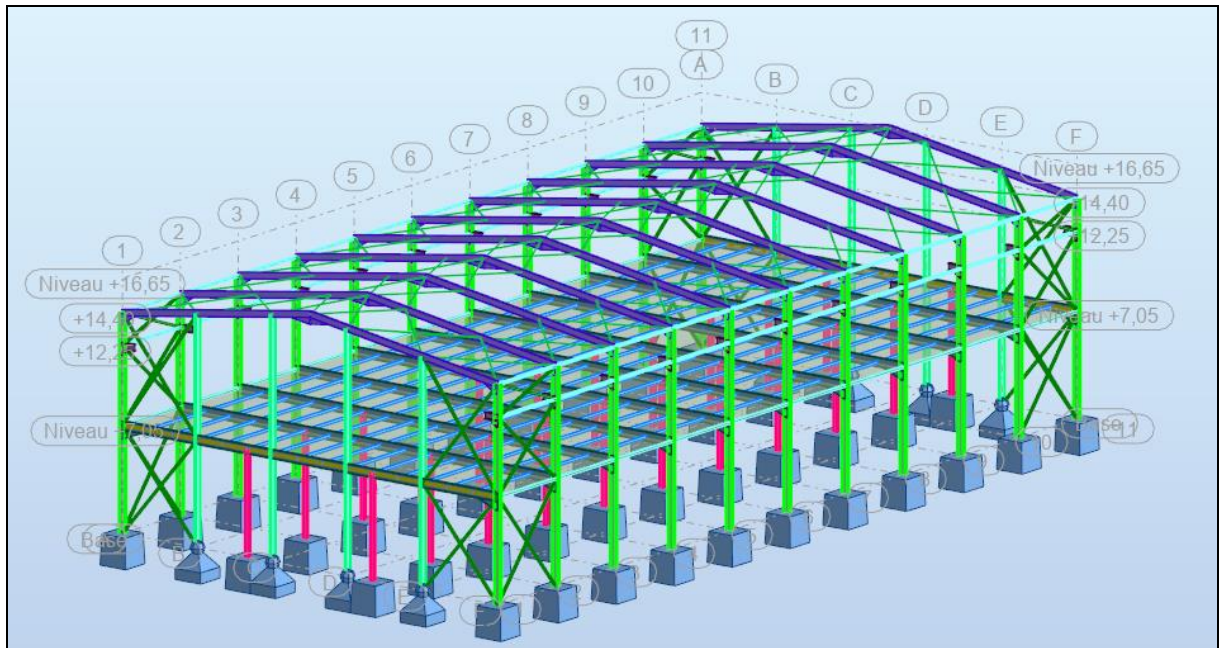


Figure IV.1: Modèle de la structure en 3D avec contreventements.

VI.5 Analyse Modale:

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

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

Le spectre est caractérisé par les données suivantes :

- Zone IIB (CHLEF OUED SLY)
- Groupe d'usage2
- Pourcentage d'amortissement ($\xi = 5\%$)
- Coefficient de comportement ($R = 4$)
- Facteur de qualité ($Q = 1,20$)
- Site meuble(S3)

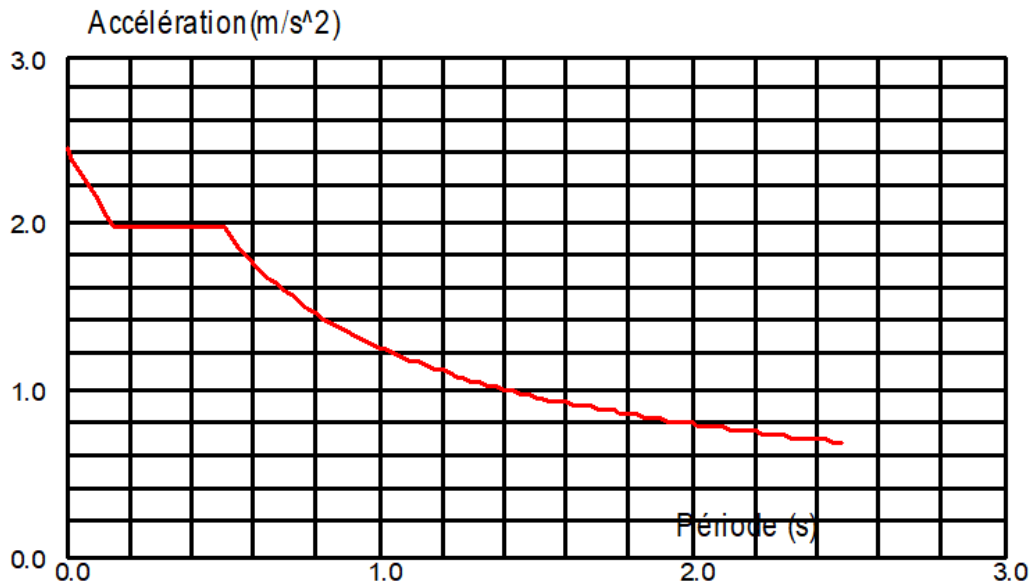


Figure IV.2: Spectre de réponse

VI.5.1 Les résultats de l'analyse Modale :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

➤ **Vérification de la structure selon le RPA99/V2003**

Au cours d'étude de notre structure, on a passé par deux étapes et dans chaque étape on a étudié un modèle, telle que la déférence entre les modèles étudiés est le système de contreventement.

5.1. Modèle 1

Pour cette étape, on a vérifié la structure autant qu'une structure auto stable comme il est indiqué dans la figure ci-dessous :

Tableau IV.2 : Les périodes et les facteurs de participation massique.

Modes	Période (s)	$\sum U_x(\%)$	$\sum U_y(\%)$	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	3.14	0,000	92.78	0,000	92.78
2	0,72	1.67	92.78	1.67	0,000
3	0,70	97.78	92.78	96.11	0,000

Les modes de vibration sans contreventement :

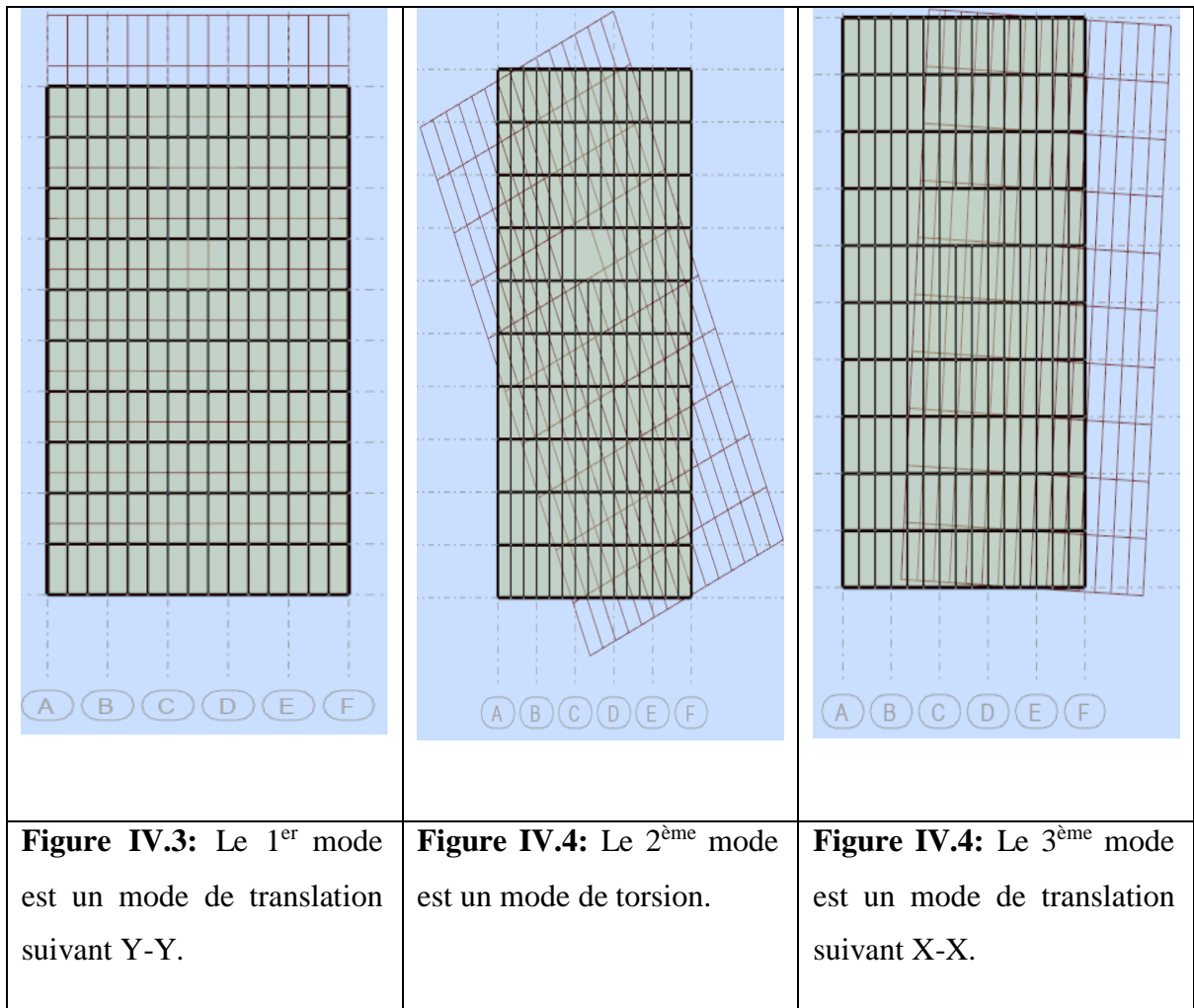


Figure IV.3: Le 1^{er} mode est un mode de translation suivant Y-Y.

Figure IV.4: Le 2^{ème} mode est un mode de torsion.

Figure IV.4: Le 3^{ème} mode est un mode de translation suivant X-X.

5.2. Modèle 2

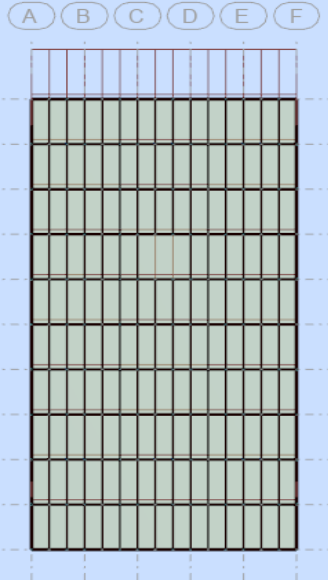
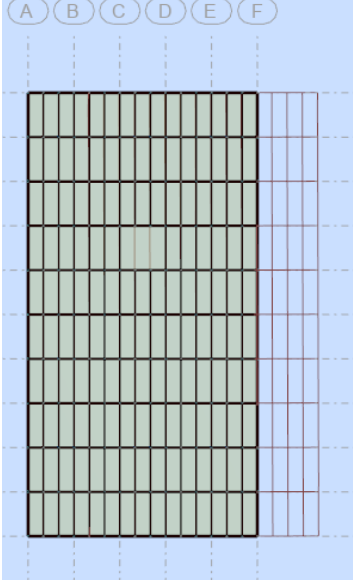
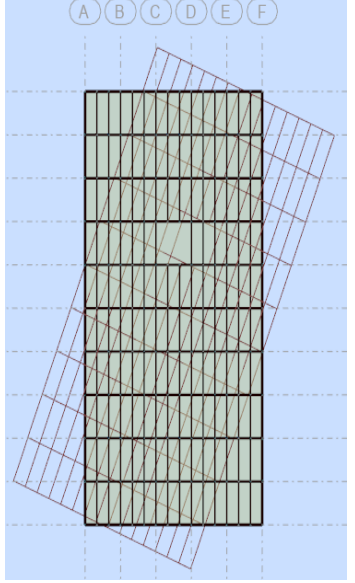
Pour cette étape on a utilisé des palés triangulés en X qui reprend la totalité des charges horizontale due au séisme.

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

Tableau IV.3 : Les périodes et les facteurs de participation massique.

Modes	Période (s)	$\sum U_x(\%)$	$\sum U_y(\%)$	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	0,44	0,000	98.69	0,000	98.69
2	0,39	95.22	98.69	95.22	0,000
3	0,25	95.22	98.69	0,000	0,000

Les modes de vibration avec contreventement :

		
<p>Figure IV.5: Le 1^{er} mode est un mode de translation suivant Y-Y</p>	<p>Figure IV.6: Le 2^{ème} mode est un mode de translation suivant X-X</p>	<p>Figure IV.7: Le 3^{ème} mode est un mode de torsion.</p>

VI.6 Calcul de l'effort tranchant V à la base :

L'effort sismique total appliqué à la base de la structure est donné par la formule suivant : (voir RPA 4.1.3 Page 39)

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

Avec :

V : effort tranchant totale agissant à la base de la structure dans les deux directions Horizontale est orthogonale (longitudinale V_x, transversale V_y).

A : Coefficient d'accélération des zones.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité.

W : poids actif de la structure.

R : coefficient de comportement global de la structure.

VI.6.1 Détermination du coefficient d'accélération de zone (A) :

(Voir RPA 99 / version 2003 tab 4.1 Page 40).

Le hangar (bâtiment industriels) est classé dans le groupe 2 et il est situé en zone Sismique Ib. **A = 0.20**

VI.6.2 Calcul du facteur d'amplification dynamique (D) :

Le facteur d'amplification dynamique moyen est donné par la formule suivante : (Voir RPA 99 / version 2003 formule 4.2 Page 40).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta. & \text{Si} \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2 / T)^{2/3}. & \text{Si} \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2 / 3.0)^{2/3} \times (3.0/T)^{5/3} & \text{Si} \dots\dots\dots T \geq 3.0s \end{cases}$$

T2 : période caractéristique associé à la catégorie du site. (Voir RPA 99 /version 2003 tab 4.7 Page 48).

T1=0.15s

T2=0.50s

VI.6.3 Calcul du facteur de qualité (Q) :

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

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 p_q$$

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

- Les critères de qualité « q » :

Le tableau suivant donne les valeurs de pénalité Pq :

Tableau IV.4: Valeurs des pénalités Pq.

Critère q	Observé	N/observé
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	
Redondance en plan	0	
Régularité en plan	0	
Régularité en elevation	0	
Contrôle de la qualité des matériaux		0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	
		$\Sigma Pq=0.05$

Facteur de qualité Q=1.05.

VI.6.4 Détermination de (R) :

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

VI.6.5 Détermination du spectre de réponse de calcul :

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

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

(Formule (4.13) RPA 2003)

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1) RPA99/V2003

N : facteur de correction d'amortissement.

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement (tableau 4.3) RPA99/V2003

Q : Facteur de qualité (tableau 4.4)

T_1, T_2 Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7) RPA99/V2003

VI.7 Vérification de la structure :

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

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

La période fondamentale obtenu par le logiciel ROBOT : $T = 0.44$ s. La période empirique est donnée par la formule suivante :

Le système de contreventement est de type portique auto stable en acier avec

$$\text{avec } T = \min \left\{ \begin{array}{l} C_T \cdot (h_N)^{3/4} \\ 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \end{array} \right. \quad (\text{Voir RPA 99 / V 2003 Page 45 et 46}).$$

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base jusqu'au dernier niveau remplissage en maçonnerie $C_t = 0.05$

Dans notre cas $h_N = 16.65$ m

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et de type de remplissage (tab 4.6 Page 45).

Donc :

$$T = 0.05 * (16.65)^{3/4} = 0.412 \text{ s}$$

$$T + 30\%T = 0.535 \text{ s}$$

On prend $T = T_{\text{empirique}}$ d'après l'article de MR TALEB

$$T = \begin{cases} T_{analytique} & \text{si } T_{analytique} \leq T_{empirique} \\ T_{empirique} & \text{si } T_{empirique} < T_{analytique} < 1,3T_{empirique} \\ 1,3T_{empirique} & \text{si } T_{analytique} \geq 1,3T_{empirique} \end{cases}$$

Donc :

$$0,44s < T + 30\%T = 0,535s \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

$$V_t > 0,8 V$$

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

Effort sismique dans le sens(X): **$V_t = 2267.081 \text{KN}$**

Effort sismique dans le sens(Y): **$V_t = 2838.066 \text{KN}$**

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

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone $A = 0,20$

D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

On a: $0 \leq T \leq T_2$

$D = 2,5 \times \eta = 2,5 \times 1$, $D = 2,5$

Q : Facteur de qualité $Q = 1,20$

R : Coefficient de comportement global de la structure $R = 4$

W : Poids total de la structure (calculée par ROBOT) $W = 15301.077KN$

Alors :

$$V = \frac{0.20 \times 2.5 \times 1.20}{4} \times 15301.077 = 2295.16KN$$

Tableau IV.5: Résultante des forces sismiques à la base.

	Vt(KN)	V(KN)	80 %V(KN)	Vt > 80%V
Vx	2267.081	2295.169	1836.128	vérifiée
Vy	2838.066	2295.169	1836.128	vérifiée

VI.7.3 Vérifications des déplacements :

δ_k : Déplacement dû aux forces sismiques.

Les déplacements latéraux ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Tableau.IV.6: Déplacements relatifs dans le sens (x-x).

Étage	δ_k (cm)	1% h_k (cm)	Condition
RDC	6.50	7,05	Verifier
1ér	6.50	14.45	Verifier

Tableau.IV.7: Déplacements relatifs dans le sens (y-y).

Etage	δ_k (cm)	1% h_k (cm)	Condition
RDC	3.828	7,05	Verifier
1 ^{ér}	3.828	14.45	Verifier

VI.8 Conclusion :

Afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de l'hangar à Oued Sly (CHLEF), un modèle 3D en éléments finis a été construit. Ce modèle a servi de base pour élaborer le calcul sismique. La vérification de la période fondamentale de la structure par rapport à la période empirique donnée par le « RPA » est satisfaite. De plus la résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne dépasse pas les 80% de la résultante des forces sismiques.



CHAPITRE VII

Vérification des éléments résistants

VII.1 : Introduction :

Les structures métalliques sont pour la plupart constituées d'éléments fléchis, comprimés ou simultanément comprimés et fléchis.

Le calcul d'une structure exige que, pour toutes les combinaisons d'actions possibles, définies réglementairement, la stabilité statique soit assurée, Il s'agit donc, afin de garantir le degré de sécurité souhaité ou souhaitable, de vérifier que les contraintes et les déformations restent en-deca des limites admissibles.

Deux cas de figures se présentent :

- Le cas des petites déformations :
On admet que les sollicitations ne varient pas sous l'effet des déformations, ce qui conduit simplement à vérifier que les contraintes restent inférieures à la contrainte de ruine.
- Le cas des grandes déformations :
Dans ce cas les déformations modifient considérablement les sollicitations et affectent les zones comprimées des pièces, qui peuvent présenter 2 types de comportement, dénommés phénomènes d'instabilité, qui sont :

➤ **Le flambement :**

Lors d'un chargement en compression simple d'une barre élancée, initialement rectiligne, en position verticale et bi articulée aux extrémités, soumise à un effort N que l'on augmente progressivement, on observe que quand N atteint une certaine valeur, la barre se dérobe latéralement, et apparaît alors une grande déformation, cette déformation a les traits caractéristiques de toutes les instabilités de forme, dans le cas des barres comprimées, cette instabilité prend le nom de flambement.

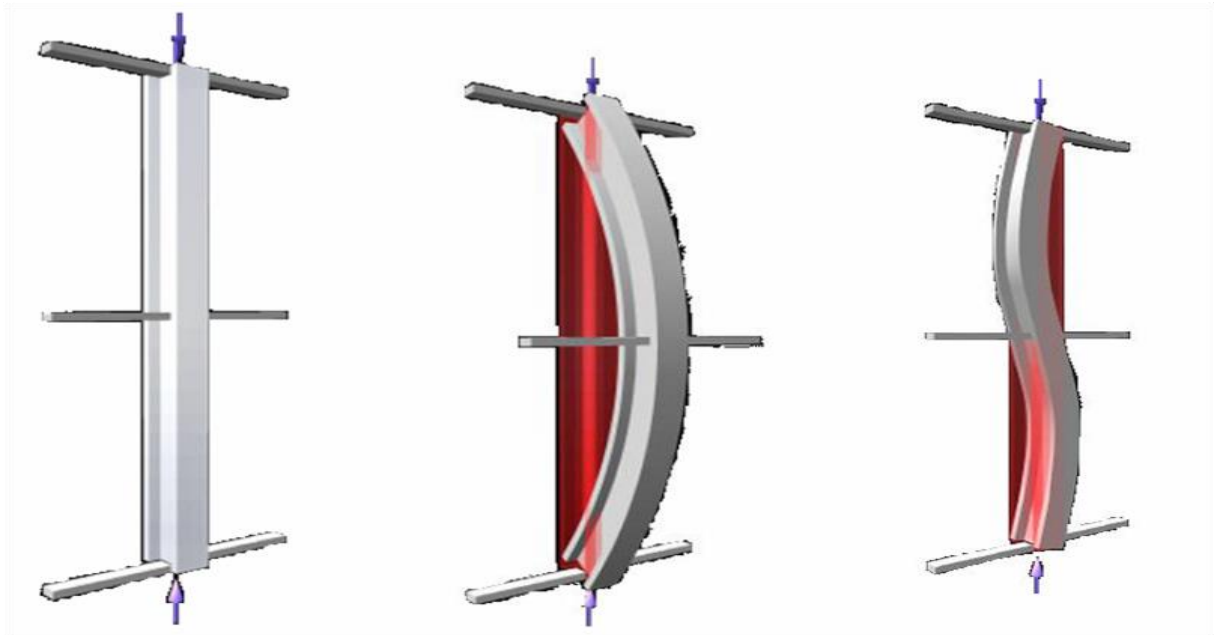


Figure.VII.1 Phénomène du flambement

➤ **Le déversement :**

Ce phénomène d'instabilité élastique se produit, d'une façon générale, lorsqu'une poutre fléchit présente une faible inertie transversale et à la torsion. La partie supérieure de la poutre, comprimée, flambe latéralement et il existe une valeur critique du moment de flexion (selon le plan le plus grande raideur) comme il existe un effort normal critique provoquant le flambement pour une barre comprimée, pour lequel la poutre fléchit dans le plan de sa plus faible raideur et entre en torsion.

VII.2. Vérification des éléments structuraux :

La vérification des éléments structuraux est faite à l'aide des combinaisons de la force sismique, et des charges verticales, sous les combinaisons les plus défavorables tirés du logiciel **Robot Structural Analyse 2019**.

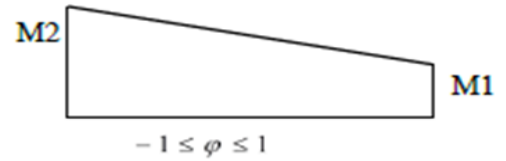
VII.2.2.1 Vérification des poteaux :

VII.2.2.1.1. Hypothèse de calcul

• **Vis-à-vis du flambement :**

Les poteaux sont soumis à la flexion composée où chaque poteau est soumis à un effort normal N_{sd} et deux moments fléchissant M_y et M_z .

La vérification se fait pour toutes les combinaisons inscrites aux règlements sous les sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens.



Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations de calcul est :

Vérification :

Détermination de la longueur de flambement

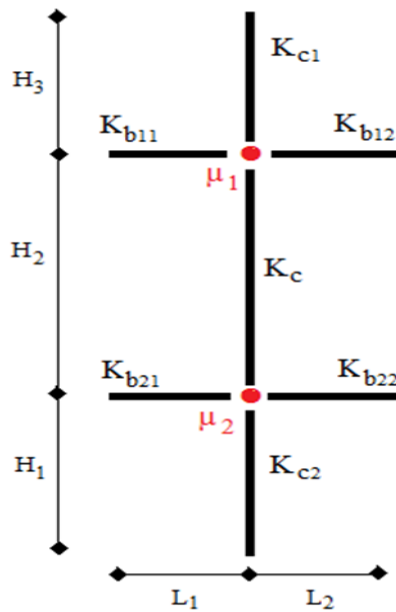


Figure.VII.2: La rigidité (ou raidisseur) du poteau concerné.

Sens Y-Y

Sens Z-Z

$$K_c = \frac{86970 * 10^4}{8590} = 97173.18 \text{ mm}^3 \quad K_c = \frac{10370 * 10^4}{8590} = 29628.57 \text{ mm}^3$$

$$K_{c1} = \frac{86970 * 10^4}{8590} = 97173.18 \text{ mm}^3 \quad K_{c1} = \frac{10370 * 10^4}{3500} = 29628.57 \text{ mm}^3$$

$$K_{12} = \frac{92050 * 10^4}{10000} = 92050 \text{ mm}^3 \quad K_{12} = \frac{3387 * 10^4}{10000} = 3387 \text{ mm}^3$$

$$\eta_1 = \frac{97173.18 * 2}{(97173.18 * 2) + (92050 * 2)} = 0.51 \qquad \eta_1 = 0.77$$

$$\eta_2 = 0 \text{ (encastrement)}$$

$$\eta_2 = 0 \text{ (encastrement)}$$

$$L_{fy} = 5280.5 \text{ mm}$$

$$L_{fz} = 5790.65 \text{ mm}$$

• Calcul de χ_{\min} :

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{5280.5}{209.8} = 25.27$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{5790.65}{72.4} = 79.98$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} \quad \text{Ou} \quad \beta_A = 1 \text{ section de classe (I)}$$

$$\lambda_1 = 86.81 \varepsilon \quad \text{avec} : \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \Rightarrow \lambda_1 = 79.86$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{79.86} = 0.31$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{79.86} = 1.00$$

$\bar{\lambda}_y > 0.2$ Il y'a risque de flambement $\bar{\lambda}_z > 0.2$ Il y'a risque de flambement

$$\Phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2)] + \bar{\lambda}_y^2 \Phi_z = 0,5 \times [1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_y - 0,2)] + \bar{\lambda}_z^2$$

$$\Phi_y = 0.56$$

$$\Phi_z = 1.08$$

Avec : Courbe de flambement (Z-Z) b $\Rightarrow \alpha = 0,34$

Courbe de flambement (Y-Y) a $\Rightarrow \alpha = 0,21$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 0.97$$

$$\chi_z = 0.67$$

$$\chi_{\min} = \text{Min} (0.97 ; 0.67) \Rightarrow \chi_{\min} = 0.67$$

• Calcul de K_y et K_z :

$$\beta_{M\varphi y} = 1.8 - 0.7 \cdot \varphi \quad \text{Avec} \quad \varphi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}}$$

$$\varphi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = 1.2 \dots\dots\dots B_{m y} = 0.96$$

$$\varphi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = 0.78 \dots\dots\dots B_{m z} = 1.25$$

$$K=1 - \frac{\mu \cdot N_{sd}}{\chi \cdot A_s \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1.5 \quad \text{Avec} \quad \mu = \bar{\lambda}_1 \cdot (2 \cdot \beta M - 4) + \left(\frac{W_{pl} - w_{el}}{w_{el}} \right) \leq 0.9$$

$$\mu_y = -0.53 < 0.90 \qquad \mu_z = -0.96 < 0.90$$

$$k_y = 1.00 < 1.5 \quad k_z = 1.00 < 1.5$$

$$\frac{235.288}{0.67 \times 197.5 \times \frac{275}{1.1}} + \frac{1 \times 479.918}{3949 \times \frac{275}{1.1}} + \frac{1 \times 0.708}{1059 \times \frac{275}{1.1}} = 0.56 < 1$$

Condition vérifiée.

Dans le cas de la flexion composer il y'a lieu aussi de vérifier la résistance du profilé au déversement.

- **Vis-à-vis du déversement :**

Calcul de χ_{Lt} :

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \sqrt{\frac{\beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(K \cdot L)^2} \times \left\{ \sqrt{\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(K \cdot L)^2 \times G \times I_t}{\pi^2 E I_z}} + (C_2 \times Z_g - C_3 \times Z_j)^2 - (C_2 \times Z_g - C_3 \times Z_j) \right\}$$

Avec : $\beta_w = 1$ section de classe

$$I_w = I_z \cdot \left(\frac{h - t_f}{2} \right)^2 = 5.65 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$$

$$I_t = \frac{1}{3} \cdot (d \cdot t_w^3 + 2b \cdot t_f^3) = 2.658 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$K = K_w = 0.5$$

$$C_1 = 3.348$$

$$C_2 = 0$$

$$C_3 = 0.837$$

D'où : $M_{cr} = 8.387 \cdot 10^9 \text{ N.mm}$

$\overline{\lambda}_{Lt} = 0.18 < 0.4 \Rightarrow$ Donc y'a pas de risque de déversement.

Profilé	l_f / l		Les coefficients			Valeur final	Condition (≤ 1)
	$l_{f,y} / l_0$	$l_{f,z} / l_0$	α_{min}	K_y	K_z		
HEA 500	0,59	0,64	0.67	1.00	1.00	0.56	Vérifiée

VII.2.2.2 Vérification des traverses :

Après plusieurs essais et vérifications sur le logiciel ROBOT , le profilé IPE450 résiste aux sollicitations qui lui sont appliquées.

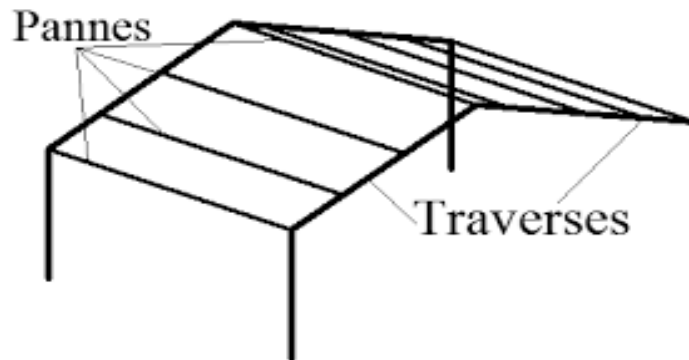


Figure.VII.3: Schéma de la traverse.

1.Charges réparés sur la traverse :

- ✓ Poids du panneau sandwich
- ✓ Poids des pannes
- ✓ Poids propre de la traverse
- ✓ Charge d'entretien

2. Vérification de la section à la résistance:✓ **Bilan des efforts:**

La vérification à faire est de vérifier l'élément le plus sollicité sous la combinaison (G+1.5V1)

✓ $M_{sd, \max} = 397.25 \text{ KN.m}$

✓ $N_{sd, \max} = 72.68 \text{ KN}$

✓ $V_{zd, \max} = 86.14 \text{ KN}$

3. Vérification de la résistance à la flexion composée:

$$M_{sd} \leq M_{ply, Rd}$$

$$M_{ply, Rd} = \frac{M_{ply} (1 - n)}{(1 - 0.5\alpha)}$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl, Rd}} = \frac{72.68}{2470.5} = 0.03$$

$$a = (A - 2btf) / A \text{ mais } a \leq 0.5$$

$$a = 0.25 < 0.5$$

$$N_{pl, Rd} = \frac{A \cdot f_y}{1.1} = \frac{98.82 \cdot 10^2 \cdot 275}{1.1} = 2470.5 \text{ kN}$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{1.1} = \frac{1701.79 \cdot 10^3 \cdot 275}{1.1} = 425.45 \text{ kN.m}$$

$$M_{ply, Rd} = \frac{M_{ply} (1 - n)}{(1 - 0.5\alpha)} = \frac{425.45 \cdot 10^3 (1 - 0.03)}{(1 - 0.5 \cdot 0.43)} = 525.71 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 397.25 \leq M_{ply, Rd} = 525.71 \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

La condition de résistance est vérifiée.

4. Vérification de la flexion composée avec risque de flambement:

Classe de la section : d'après le tableau des profilés

(classe 1) On a $M_{zsd} = 0$

$$\frac{N_{sd}}{A_{min} \cdot f_y} + \frac{K_y \cdot M_{y, sd}}{W_{ply} \cdot f_y} \leq 1$$

$$\lambda_y = \frac{L_{cr, y}}{i_y} = \frac{1500}{18.48} = 81.17$$

$$\lambda_z = \frac{L_{cr, z}}{i_z} = \frac{140}{4.12} = 34$$

$$\lambda_1 = 93.9 \varepsilon = 93.9 \cdot 0.92 = 86.80$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \cdot \sqrt{\beta_w} = \frac{81.17}{86.80} \sqrt{1} = 0.93 > 0.2$$

Risque de flambement

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} \cdot \sqrt{\beta_w} = \frac{34}{86.80} \sqrt{1} = 0.4 > 0.2$$

Risque de flambement

Pour un IPE450 :

$$h = 450 \text{ mm} ; b = 190 \text{ mm} ; t_f = 14.6 \text{ mm}$$

$$h/b = 2.36 > 1.2 \text{ et } t_f = 14.6 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

D'après le tableau 5.5.3 Eurocode 3

$$\text{Axe Y-Y : } \alpha_y = 0.21$$

$$\text{Axe Z-Z : } \alpha_z = 0.34$$

$$X_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} \leq 1$$

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

$$\phi_y = 0.5 [1 + 0.21 (0.93 - 0.2) + 0.93^2] = 1$$

$$X_y = 0.73 < 1$$

$$X_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} \leq 1$$

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

$$\phi_z = 0.5 [1 + 0.34 (0.4 - 0.2) + 0.4^2]$$

$$X_z = 0.93 < 1$$

$$X_{min} = \min(0.73; 0.93) = 0.73$$

Facteur d'amplification:

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{X_y \cdot A \cdot f_y} \text{ et } K_y \leq 1$$

$$\beta M_y = \beta m q = 1.3 (\text{Charge du vent uniformément répartie})$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \cdot \beta M_y - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\mu_y = 0.93 (2 \cdot 1.3 - 4) + \frac{1702 - 1500}{1500} = -1.16 < 0.9$$

$$K_y = 1 - \frac{-1.16 \cdot 72.68 \cdot 10^3}{0.73 \cdot 98.82 \cdot 100 \cdot 275}$$

$$K_y = 1.04 < 1.5$$

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \cdot A \cdot f_y} + \frac{K_y \cdot M_{y, sd}}{W_{ply} \cdot f_y} < 1$$

$$\frac{72.68 \cdot 10^3}{0.93 \cdot 98.82 \cdot 10^2 \cdot 275} + \frac{1.04 \cdot 397.25 \cdot 10^6}{1702 \cdot 10^3 \cdot 275} = 0.91 < 1 \rightarrow \text{C'est Vérifiée}$$

La condition de flambement est vérifiée.

5. Vérification de la flexion composée avec risque de déversement:

La semelle sup est fixée par la couverture donc il n'y a pas risque de déversement mais la semelle inférieure est comprimée sous l'effet de soulèvement du vent, donc il y a un risque de déversement ($M_{zsd} = 0$)

$$\frac{N_{sd}}{X_z \cdot A \cdot f_y} + \frac{K_{lt} \cdot M_{y, sd}}{X_{lt} \cdot W_{ply} \cdot f_y} + 0 \leq 1$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L / I_z}{\sqrt{C_1} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L / I_z}{h / t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

[Annexe F EC03 partie 1-1]

$$\lambda_{LT} = \frac{1500 / 4.12}{\sqrt{1.132} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{1500 / 4.12}{45 / 1.46} \right)^2 \right]^{0.25}} = 203.61$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{203.61}{86.82} = 2.34 > 0.4$$

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

$$\Phi_{LT} = 0.5 \times [1 + \alpha(\lambda - 0.2) + \lambda^2] = 3.60$$

$$\alpha_{LT} = 0.21 \text{ pour les profils laminés}$$

$$X_{LT} = 0.15$$

$$X_z = 0.93$$

$$K_{lt} = 1 - \frac{\mu_{lt} \cdot N_{sd}}{X_z \cdot A \cdot f_y} \quad \text{et} \quad K_y \leq 1$$

$$\mu_{lt} = 0.15 \lambda_y \cdot \beta_{M,lt} - 0.15$$

$$\mu_{lt} = 0.15 \cdot 0.93 \cdot 1.3 - 0.15 = 0.03 \leq 0.9$$

$$K_{lt} = 1 - \frac{0.03 \cdot 72.68}{0.93 \cdot 98.82 \cdot 275} = 0.99 < 1 \quad \rightarrow \text{C'est Vérifiée}$$

$$\frac{N_{sd}}{X_z \cdot A \cdot f_y} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{X_{lt} \cdot W_{ply} \cdot f_y} < 1$$

$$\frac{72.68 \cdot 10^3}{0.93 \cdot 98.82 \cdot 10^2 \cdot 275} + \frac{0.99 \cdot 397.27 \cdot 10^6}{0.15 \cdot 1702 \cdot 10^3 \cdot 275} = 5.63 < 1 \quad \text{Non vérifiée}$$

La condition de déversement est non vérifiée. On ajoute les bracons

D'où : l_{cr} = 1.40 m

$$\lambda_{LT} = 31.47$$

$$0.36 < 0.4 \quad \text{Pas risque de déversement.}$$

6. Vérification de la flèche:

La valeur de la flèche à partir du robot : f_{leche} = 1.8cm

$$\text{La valeur de la flèche admissible est: } \bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{1500}{250} = 6 \text{ cm}$$

$$f_{\max} < \bar{f} \quad \text{Vérifiée}$$

La condition de la flèche est vérifiée.

VI.2.2.3 Vérification des poutres :

Les poutres principales sont des éléments structuraux, qui supportent les charges des planchers et les transmettent aux poteaux, elles sont sollicitées principalement par un moment fléchissant.

➤ Poutre principale

On prend un **IPE600**.

D'après le Logiciel **ROBOT**, on prend la valeur G+Q+EX

Le moment et l'effort tranchant sollicitant ont pour valeurs

$$M_{sd} = 749.889 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 300.75 \text{ KN}$$

1. Vérification de la résistance :

On doit vérifier que $M_{sd} < M_{pld}$

$$M_{pld} = 1569.40 \text{ KN.m (déjà calculer)}$$

$$M_{sd} = 749.889 \text{ KN.m} < M_{pld} = 1569.40 \text{ KN.m}$$

La condition est vérifiée.

2. Vérification de l'effort tranchant :

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

$$V_{pl,r} = 1230.18 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 300.75 \text{ KN} < V_{pl,r} = 1230.18 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée.

3. Vérification de l'interaction de l'effort tranchant

$$V_{sd} = 300.75 \text{ KN} < 0,5V_{pl,r} = 615.09 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

$$N_{sd} = 2273.8 \text{ KN} \leq N_R = \frac{0.8 \times 1 \times 147 \times 10^2 \times 275}{1.1} \times 10^{-3} = 2940 \text{ KN} \text{ Condition Vérifiée.}$$

VI.2.2.4 Vérification des contreventements :

Les contreventements sont des dispositifs conçus pour reprendre les efforts dus au vent, séisme, et de les acheminer vers les fondations. Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants (poutres au vent), et en façade (palées de stabilité).

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 causés par : le vent, le séisme 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.

1. Vérification des contreventements :

Dans les deux directions

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel sous la combinaison

$$G + Q + 1,25E_y$$

$$N_{sd} = 660 \text{ KN}$$

Le profilé choisit 2×UPN140

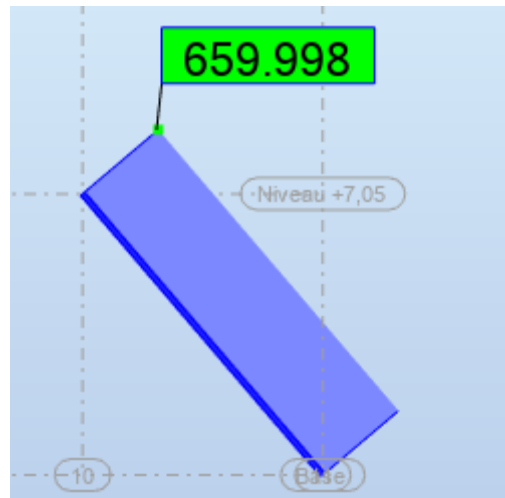


Figure.VII.4: contreventement en X dans le sens Y et Y.

2.Vérifications à la traction simple :

Il faut vérifier que $N_{sd} \leq N_{pl,Rd}$

$$N_{PLRD} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{40,8 \times 10^2 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 1020 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 660 \text{ kN} < N_{pl,Rd} = 1020 \text{ KN} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

Dans les deux Direction :

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel sous la combinaison

$G + Q + 1,25E_y$

$N_{sd} = 72,575 \text{ KN}$

Le profilé choisit CAE 50x5

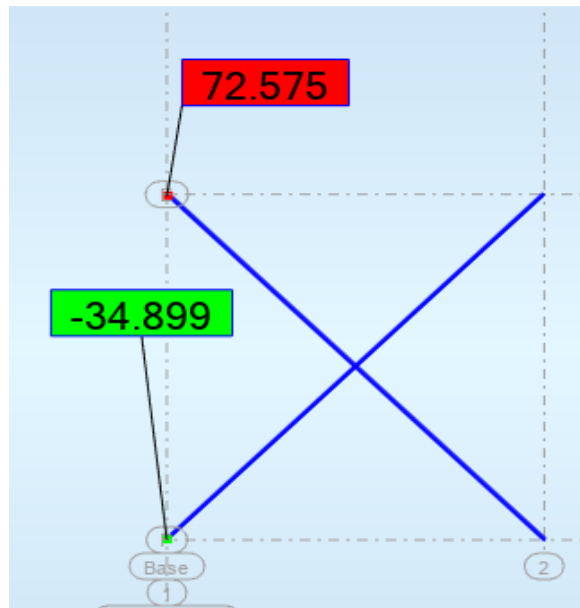


Figure.VII.5: contreventement en X dans le sens Y et Y.

3.Vérifications à la traction simple :

Il faut vérifier que $N_{sd} \leq N_{pl,Rd}$

$$N_{PLRD} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{4,8 \times 10^2 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 120 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 72,575 \text{ KN} < N_{pl,Rd} = 120 \text{ KN} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

VI.3.Conclusion :

L'étude que nous avons faite nous a permis de déterminer toutes les sollicitations agissant sur notre structure, dont on a utilisé dans le calcul des éléments porteurs, et des assemblages. Après le calcul avec robot on a trouvé que :

Pour les poteaux HEA500

Pour les traverses IPE450

Pour les poutres IPE600

Pour les contreventements 2×UPN140

Pour les stabilités CAE 50×50



CHAPITR VIII

ETUDE DES ASSEMBLAGES

VIII.1 Introduction :

La conception et le calcul des assemblages revêtent, en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction.

En effet, les assemblages constituent des points de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels en cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est remis en cause.

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 de sollicitation parasites notamment la torsion.

On distingue parmi les assemblages

- Les assemblages articulés.
- Les assemblages encastres (rigides).

Les principaux modes d'assemblage

- Le rivetage.
- Le boulonnage.
- Le soudage.
- Le collage.

VIII.2 Calcul des assemblages**VIII.2.1. Assemblage Poteau –Poutre (HEA500-IPE600) :****A- Vérification manuel :****VIII.2.1. 1 Efforts sollicitant :**

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison $G + Q + E_{yy}$

$$M_{sd} = 695.029 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 371.144 \text{ KN}$$

VIII.2.1. 2 Calcul de la soudure poutre IPE600 :

a- Calcul de l'épaisseur du cordon sur l'âme :

$$\begin{cases} L_1 = 300 \text{ mm} \\ L_2 = 144 \text{ mm} \\ L_3 = 444 \text{ mm} \end{cases}$$

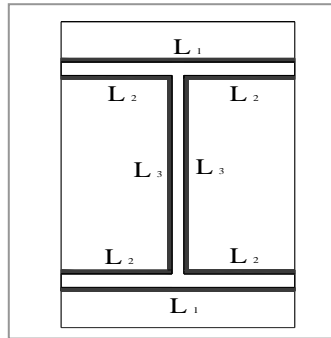


Figure.VIII.1:Assemblage soudé poutres –platine.

$$a \geq \frac{\sqrt{3} \times V_{sd} \times \beta_w \times \gamma_{Mw}}{L \times f_u}$$

la hauteur du profilé.

➤ La nuance d'acier utilisé est S275 donc $\begin{cases} \beta_w = 1,30 \\ \gamma_{mw} = 0,85 \\ f_u = 430 \end{cases}$

La longueur totale des cordons de soudure de la semelle $l_1 = 300 \text{ mm}$

$$a_s \geq \frac{\sqrt{3} \times 371,2 \times 10^3 \times 1,30 \times 0,85}{430 \times 444 \times 2} = 1,86 \text{ mm}$$

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

b- Calcul du cordon sur l'âme :

Calcul de l'épaisseur

$$\sqrt{2} \times \frac{M_{sd}}{I_{sy}} \times \frac{h}{2} \leq \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{mw}}$$

$$I_{sy} = 2I_1 + 4I_2$$

$$I_1 = L_1 \times a \times \left(\frac{h}{2}\right)^2$$

$$I_2 = L_2 \times a \times \left(\frac{h}{2} \times t_f\right)^2$$

$$I1 = 300 \times a \times \left(\frac{600}{2}\right)^2 \qquad I2 = 144 \times a \times \left(\frac{600}{2} \times 19\right)^2$$

$$I1 = 27 \times 10^6 \qquad I2 = 11,37 \times 10^6$$

$$I_{sy} = 2(27 \times 10^6 \times a) + 4(11,37 \times 10^6 \times a)$$

$$I_{sy} = 99,48 \times 10^6 \times a$$

$$a_w \geq \frac{\sqrt{3} \times M_{sd} \times \frac{h}{2} \times \beta_w \times \gamma_{Mw}}{I_{sy} \times f_u}$$

➤ La nuance d'acier utilisé est S275 donc $\begin{cases} \beta_w = 1,30 \\ \gamma_{Mw} = 1,1 \\ f_u = 430 \text{ MPa} \end{cases}$

$$a_w \geq \frac{\sqrt{3} \times 695,029 \times \frac{600}{2} \times 0,85 \times 1,3}{430 \times 99,48 \times 10^6} = 7,61 \text{ mm}$$

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

On prend une valeur commune $a = 10 \text{ mm}$

VIII.2.1.3 Choix de diamètre du boulon :

Epaisseur de la platine : $e_p = 25 \text{ mm}$

- $t \leq 10 \text{ mm}$ $d = (12 ; 14) \text{ mm}$
- $10 \leq t \leq 25 \text{ mm}$ $d = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm}$
- $t \geq 25 \text{ mm}$ $d = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm}$

On à l'épaisseur de la platine $t = 25 \text{ mm}$ alors on prend $\varnothing = 27 \text{ mm}$.

VIII.2.1.4 Détermination du nombre de boulons nécessaires :

Condition de la résistance au cisaillement des boulons

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd} \qquad F_{v,rd} = \frac{V_{sd}}{n}$$

$$F_{v,rd} = 0,5 f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb}$$

$$n \geq \frac{V_{sd} \times \gamma_{Mb}}{0,5 \times A_s \times f_{ub}}$$

$$n \geq \frac{371,144 \times 1,25}{0,6 \times 459 \times 800} \times 10^3 = 2,10$$

On prend $n = 12$ (boulons) HR

$\left\{ \begin{array}{l} n_2 = 2 \text{ (nombre de file)} \\ n_1 = 6 \text{ (nombre des boulons par ranger)} \end{array} \right.$

A) Disposition constructives :

On a l'épaisseur de la platine égale à 25 mm alors on prend deux files de 6 boulons HR de diamètre $\varnothing = 27\text{mm}$, classe 8.8

• **Distance entre axe des boulons**

$$d_0 = \varnothing + 2 = 27 + 3 = 30 \text{ mm.}$$

$$1.2 d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150 \text{ mm}) \Rightarrow 36 \text{ mm} \leq e_1 \leq 300 \text{ mm}$$

$$2.2 d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200 \text{ mm}) \Rightarrow 66 \text{ mm} \leq p_1 \leq 200 \text{ mm} \text{ (EC3.art.6.5.1.4)}$$

$$1.5 d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150 \text{ mm}) \Rightarrow 45 \text{ mm} \leq e_2 \leq 300 \text{ mm}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200 \text{ mm}) \Rightarrow 90 \text{ mm} \leq p_2 \leq 200 \text{ mm}$$

$$p_1 = 120 \text{ mm}$$

$$p_2 = 150 \text{ mm}$$

$$e_1 = 90 \text{ mm}$$

$$e_2 = 90 \text{ mm}$$

B) Détermination des efforts dans les boulons :

- **Position de l'axe neutre**

$$X = t_f \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 19 \times \sqrt{\frac{220}{12}} = 81,35 \text{ mm}$$

$$N_i = \frac{M \cdot d_i}{\sum d_i^2} ;$$

$$d_1 = 840 \text{ mm}$$

$$d_2 = 690 \text{ mm}$$

$$d_3 = 540 \text{ mm}$$

$$d_4 = 390 \text{ mm}$$

$$d_5 = 240 \text{ mm}$$

$$d_6 = 90 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = (0,84)^2 + (0,69)^2 + (0,54)^2 + (0,39)^2 + (0,24)^2 + (0,09)^2 = 1,69 \text{ m}^2$$

$$N_1 = \frac{M \cdot d_1}{\sum d_i^2} = \frac{695,029 \times 10^6 \times 840}{1,19 \times 10^6} = 345,46 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que

$$N_1 \leq n_0 F_{p,c,d}$$

$n_0 = 2$ pour une rangée.

Avec $F_{p,c,d} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$ (EC3.art.6.5.8.2)

F_p : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons.

f_{ub} : La contrainte de rupture du boulon, vaut 800 MPa pour les boulons HR 8.8.

A_s : L'aire de la section du boulon.

$$A_s = 353 \text{ mm}^2..$$

$$N_1 = 345,46 \text{ KN} \leq 2 \times (0,7 \times 800 \times 353) = 395,36 \text{ KN} \text{ Donc la condition est vérifiée}$$

C) Moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_{Rd} = \frac{N \times \sum d_i^2}{d_1}$$

$$N = N_1 = 345,46 \text{ kN}$$

D'où

$$M_{Rd} = \frac{345,46 \times 10^3 \times 1,69 \times 10^6}{840} = 695,03 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} \leq M_{Rd}$ Donc la condition est vérifiée.

E) La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

Condition à vérifier : $F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$

L'effort tranchant par boulon :

$$V_{sd} = 371,114 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{371,2}{12} = 30,93 \text{ KN}$$

La résistance au glissement $F_{s,rd}$:

$$F_{v,rd} = \frac{k_s \times F_p \times n \times \mu}{\gamma_{ms}}$$

$K_s=1$ Pour des trous avec tolérances nominales normales.

$\mu = 0,3$ Surfaces nettoyées par brassage métallique ou à la flamme avec enlèvement de la rouille.

$n = 1$ Nombre d'interfaces de frottement.

$\gamma_{ms} = 1,25$ Pour les résistances au glissement à L'ELU.

$F_p = 247.1 \text{ KN}$ la résistance du boulon.

$$F_{v,rd} = \frac{1 \times 197,65 \times 1 \times 0,3}{1,25} = 47,44 \text{ KN}$$

$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$ Donc la condition est vérifiée.

E) Résistance de l'âme du poteau en traction :

Il faut vérifier que : $F_t \leq F_{t,Rd}$

$$F_{t,Rd} = f_y \times t_{wc} \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{M0}} \quad \text{(EC3.art.2.2.3)}$$

t_w = épaisseur d'âme de poteau = 14,5 mm

b_{eff} = entraxe rangées boulons = 180 mm

$$F_{t,Rd} = 275 \times 12 \times \frac{120}{1} = 396 \text{ KN}$$

Avec $F_t = \frac{M}{h - t_f}$

$h = 500 \text{ mm}$ $t_f = 28 \text{ mm}$

Donc:

$$F_t = \frac{695,029 \times 10^6}{490 - 23} \times 10^{-3} = 1488,28 \text{ KN}$$

$F_t > F_{t,Rd} \Rightarrow$ Condition non vérifiée (déformation de l'âme du poteau).

La condition n'étant pas satisfaite, on choisit un raidisseur d'épaisseur égale à $e_r = 10 \text{ mm}$

F) Résistance de l'âme de poteau en compression : (non raidie)

Il faut vérifier que : $\sigma_n \leq f_y$

Avec :

σ_n : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau.

$$\sigma_n = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{w_{ely}}$$

$$\sigma_n = \frac{371,2 \times 10^3}{197,5 \times 10^2} + \frac{695,029 \times 10^6}{3550 \times 10^3} = 214,57 \text{ MPa}$$

$\sigma_n = 214,57 \text{ MPa} < f_y = 275 \text{ MPa}$ Donc la condition est vérifiée.

G) Résistance de l'âme de poteau au cisaillement :

Il faut vérifier que : $F_v \leq V_R$

$$V_R = \frac{0,58 \times f_y \times h_p \times t_{wc}}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

h_p : la hauteur de profilé (poteau) $h_p = 490 \text{ mm}$.

t_{wc} : épaisseur de l'âme (poteau) $t_{wc} = 12 \text{ mm}$

$$V_R = \frac{0,58 \times 275 \times 490 \times 12}{1} \times 10^{-3} = 937,86 \text{ kN}$$

L'effort de cisaillement vaut

$$F_v = \frac{M}{h - t_f}$$

$$h = 490 \text{ mm} \quad t_f = 23 \text{ mm}$$

Donc

$$F_v = \frac{695,029}{490 - 23} \times 10^3 = 1488,28 \text{ kN}$$

$F_v = 1488,28 \text{ kN} < V_R = 937,86 \text{ kN}$ Condition non vérifiée.

La condition n'étant pas satisfaite, on choisit un raidisseur d'épaisseur égale à $e_r = 10 \text{ mm}$

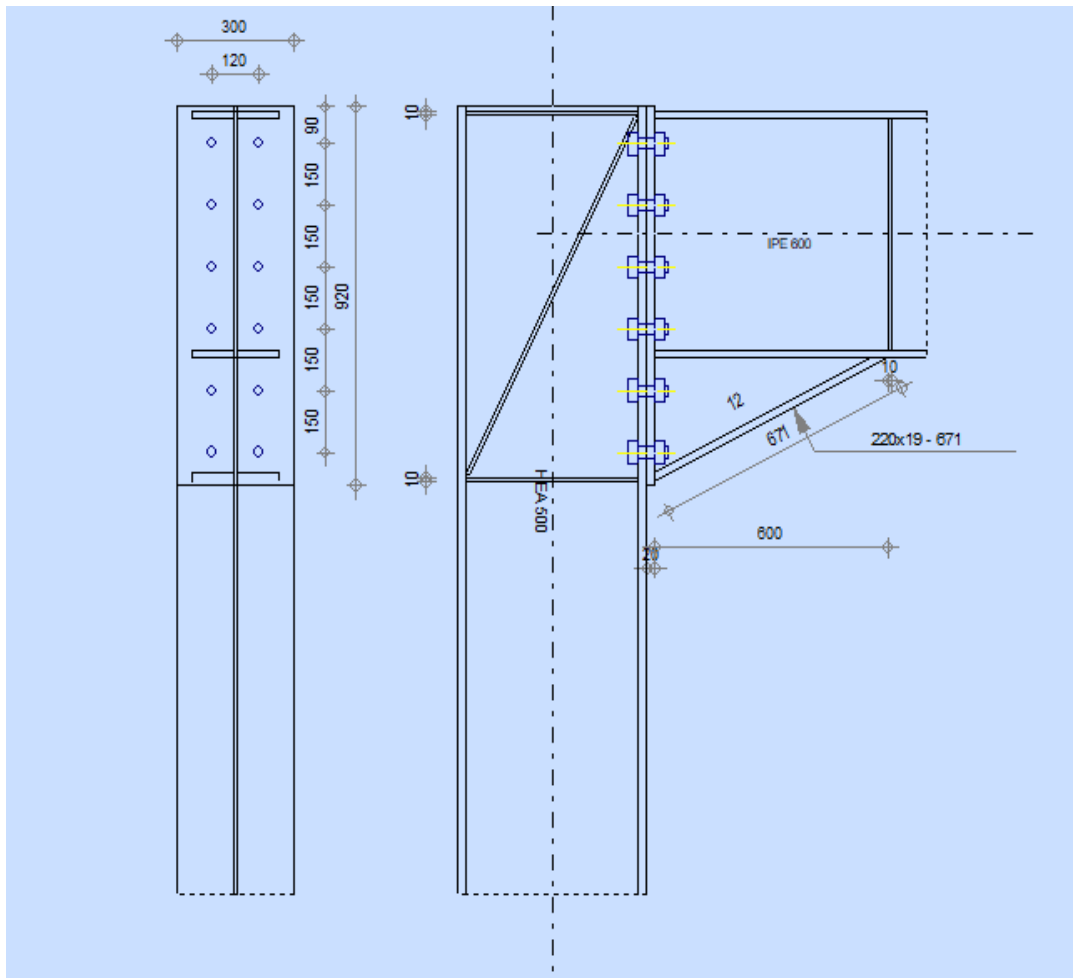


Figure.VIII.2: Assemblage Poteaux-Poutre.

VIII.2.2. Assemblage poutre IPE600 –solive IPE200 :

On va traiter cet assemblage manuellement.

ASSEMBLAGES PAR DOUBLE CORNIERE :

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relie l'extrémité de la solive en **IPE200**, avec l'âme de la poutre en **IPE600**, avec une file verticale de deux boulons.

- **Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques**

Poutre IPE600 :

$$h = 600\text{mm}; b=220\text{ mm}; t_f=19\text{ mm}; t_w =12\text{ mm}; A=155.98\text{ cm}^2$$

Solive IPE200 :

$$h = 200 \text{ mm}; b=100 \text{ mm}; t_f=8.5 \text{ mm}; t_w=5.6 \text{ mm}; A=28.48 \text{ cm}^2$$

- **Données de calcul**

- Effort tranchant : $V_{sd} = 90.294 \text{ KN}$

VIII.2.2.1. Choix de diamètre du boulon :

Cornière 100×100×10mm

Epaisseur de la platine : $\epsilon_p = 10 \text{ mm}$

- $t < 10 \text{ mm}$ $d = (12 ; 14) \text{ mm}$
- $10 \leq t \leq 25 \text{ mm}$ $d = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm}$
- $t > 25 \text{ mm}$ $d = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm}$

On à l'épaisseur de la platine $t = 10 \text{ mm}$ alors on prend $\varnothing = 20 \text{ mm}$, classe 5.6

Le choix des boulons

On choisit 4 boulons de diamètre ($\varnothing 20$) de classe 5.6

$$d_0 = d+2\text{mm}=22\text{mm}$$

A) Distance entre axe des boulons :

$$1.2 d_0 \leq e_1 \leq \max(12 t, 150 \text{ mm}) \quad \mathbf{26.4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 150 \text{ mm}}$$

$$2.2 d_0 \leq p_1 \leq \min(14 t, 200 \text{ mm}) \Rightarrow \quad \mathbf{48.4 \text{ mm} \leq p_1 \leq 140 \text{ mm}} \quad (\text{EC3.art.6.5.1.4})$$

$$1.5 d_0 \leq e_2 \leq \max(12 t, 150 \text{ mm}) \quad \mathbf{33 \text{ mm} \leq e_2 \leq 180 \text{ mm}}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \leq \min(14 t, 200 \text{ mm}) \quad \mathbf{66 \text{ mm} \leq p_2 \leq 140 \text{ mm}}$$

$$e_1 = 35 \text{ mm}; p_1 = 60 \text{ mm}$$

$$e_2 = 60 \text{ mm}; p_2 = 60 \text{ mm}$$

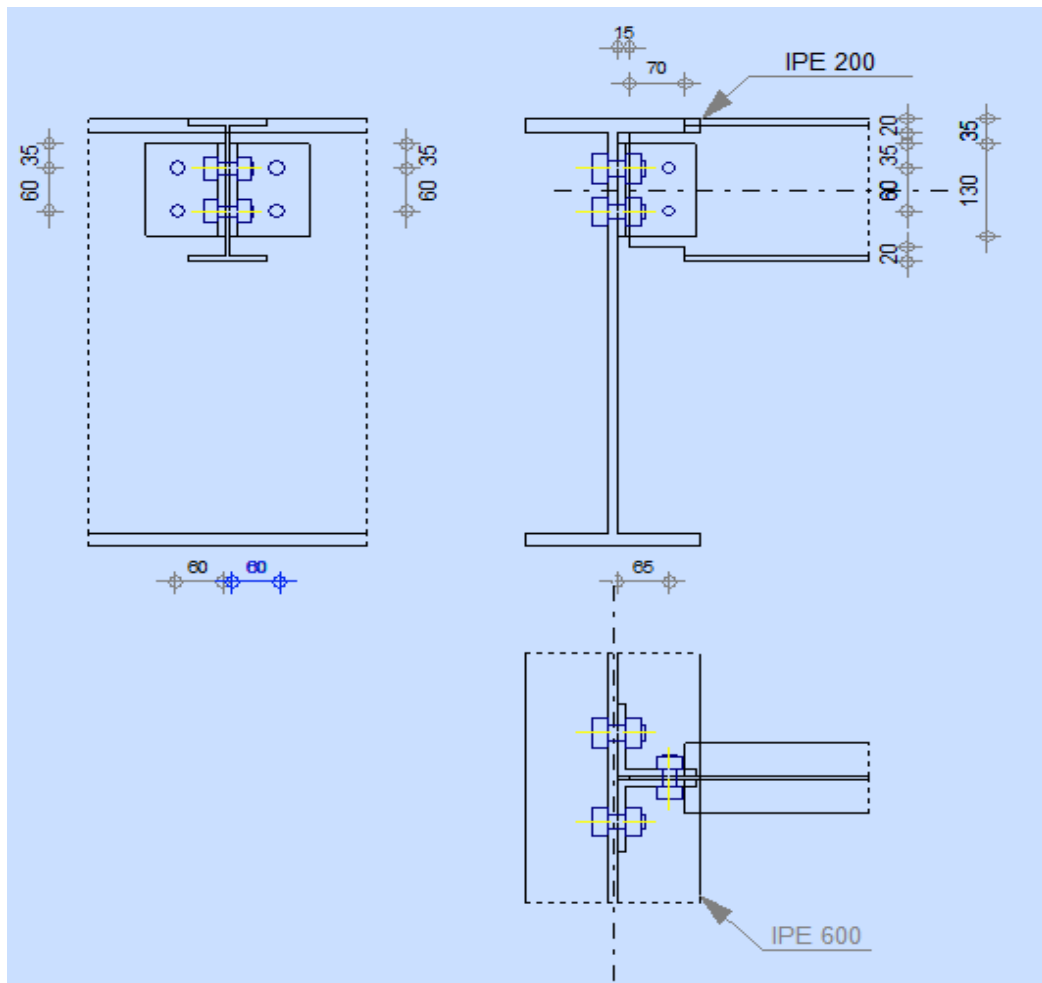


Figure.VIII.3: Assemblage solive-poutre.

B) Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement :

Il faut vérifier que $V_{sd} \leq F_{v,rd}$

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} \text{ (EC3. tab. 6. 5.3)}$$

$$f_{ub} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Section résistante en traction $A_s = 245 \text{ mm}^2$

Résistance des boulons à la traction $\gamma_{Mb} = 1,25$

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6 \times 500 \times 245}{1,25} = 58.8 \text{ KN}$$

Il y a 2 boulons en double cisaillement donc

$$F_{v,rd} = n \times F_{v,rd} = 2 \times 58.8 = 117.6 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 90.294 \text{ kN} < F_{v,rd} = 117.6 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \text{Donc la condition est vérifiée}$$

C) Vérification de la pression diamétrale :

Il faut vérifier que : $F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5\alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}} \quad (\text{EC3. tab. 6.5.3})$$

$F_{b,rd}$: résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon

$F_{v,sd}$: Effort de cisaillement de calcul par boulon

f_u : La résistance à la traction des cornières

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \times d_0}, \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right\} = \min (0.75 ; 0.65 ; 1.16 ; 1) = 0.65$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0.65 \times 430 \times 20 \times 10}{1,25} = 111.8 \text{ KN}$$

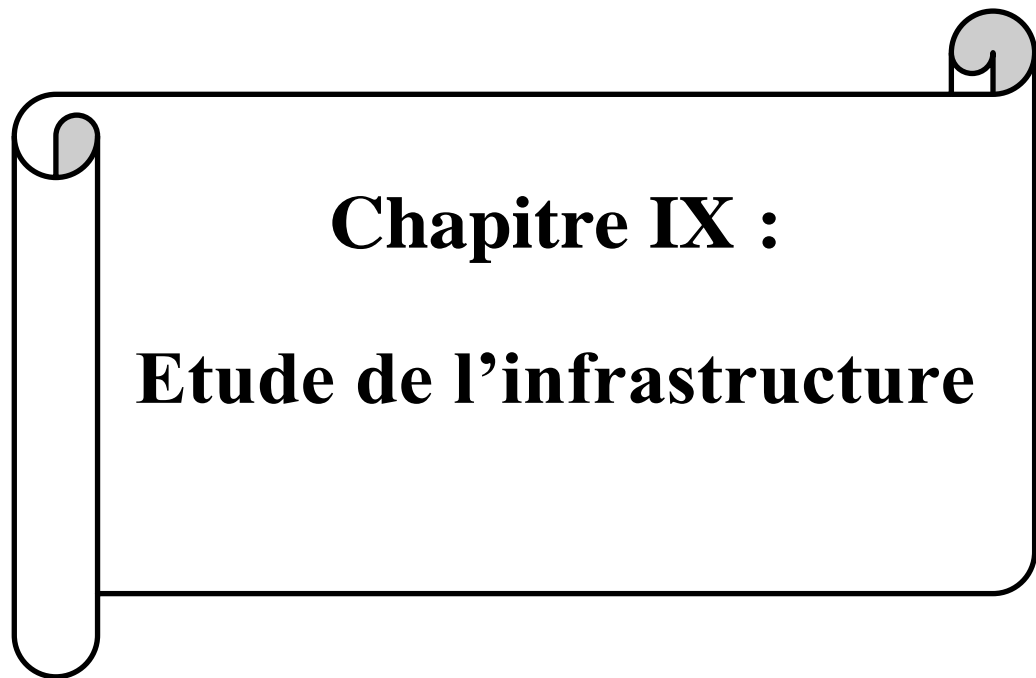
Pour un boulon on a :

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{4} = 22.57 \text{ KN} < F_{b,rd} = 111.8 \text{ KN}$$

Donc la pression diamétrale est vérifiée.

VIII.3. Conclusion :

D'après les résultats obtenus par le Robot et les vérifications calculées manuellement, on déduit que chaque assemblage de notre structure satisfaisant vis-à-vis les normes en vigueur.



Chapitre IX :
Etude de l'infrastructure

IX.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.

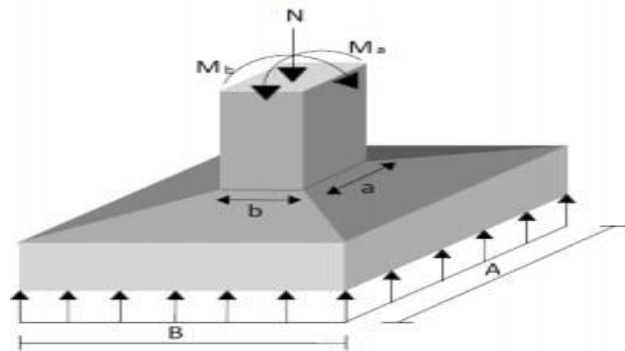


Figure.IX.1. Schéma des dimensions de la semelle isolée.

Combinaison de charge (G+Q+Ey)

$$N=882,131 \text{ KN}$$

$$M=160,598 \text{ KN.m}$$

$$\text{Semelle carré : } S=A \times B$$

$$\sigma'_{\text{sol}}=1.4\text{bar}= 0,14 \text{ MPa}$$

IX.2.Choix du type de fondations:

1) Semelle isolée sous poteaux :

On dimensionne la semelle sous l'effort « N » et la valeur de la contrainte admissible du sol.

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

N_u : effort normal a l'état ultime

S : surface de la semelle en contact avec le sol. σ_{sol} : contrainte admissible du sol.

A : petite dimension de la semelle. B : grande dimension de la semelle.

$$\frac{N_u}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{N_u}{\sigma_{sol}} \leq S$$

Suivant la relation relative à l'homothétie des dimensions du la platine de la semelle on a :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow A \cdot b = B \cdot a \Rightarrow A = \frac{B \cdot a}{b}$$

$$S = A * B$$

Suivant l'inégalité de la justification de l'état ultime de résistance vis-à-vis du sol.

$$\frac{N_u}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{N_u}{\sigma_{sol}} \leq B^2 \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_u}{\sigma_{sol}}}$$

Le dimensionnement de la section de la semelle se fera selon logiciel de ROBOT

$$a=b=3m \Rightarrow A=B \Rightarrow \text{semelle carré}$$

- $N_{\text{umax}}= 882.131 \text{ KN}$
- $M_{\text{umax}}= 160.598 \text{ KN}$

A) Calcul du longueur (B) de la semelle :

$$B \geq \sqrt{\frac{N_u}{\sigma_{\text{agl}}}} \Rightarrow \sqrt{\frac{882.131}{140}} = 2.51m$$

$$L_{\text{min}} > 1.5 \cdot A$$

$$6 > 1.5 \cdot 2.51 = 3.77$$

On adopte $A=B=3m$

B) Calcul de la hauteur (h) de la semelle :

$$h = \frac{B - b}{4} \Rightarrow \frac{3 - 0.3}{4} = 0.67m$$

$$h_t = 0.5 + d$$

Soit $h_t=0.7m$

C) Vérification de la stabilité :

$$A > 6e_1 \Rightarrow e_1 = M/N = 0.18$$

$$6e_1 =$$

$$1.09$$

$A > 6e_1 \Rightarrow$ Condition vérifiée

D) Vérification de la contrainte :

$$| A > \frac{Mu (1+3* e1/B)}{\sigma_{sol} * B}$$

$$3m = A > 2.47 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

E) Ferrailage de la fondation sous poteau :

$$\sigma_1 = \frac{882.131 * (1 + 6*0.19/3)}{\sigma_{sol} * B} = 133.29 \text{ Kpa} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_2 = \frac{882.131 * (1 - 6*0.19/3)}{\sigma_{sol} * B} = 62.72 \text{ Kpa} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3*133.29 + 62.72}{\sigma_{sol} * B} = 112.93 \text{ Kpa}$$

$$N^* = \sigma_{moy} * S = 112.93 * 9 = 1016.43 \text{ KN}$$

$$Ax = \frac{N * (B - b)}{8(hc * d') fsu}$$

$$Ax = \frac{1016.43(3 - 0.49) * 10}{8(0.67) * 348}$$

$$Ax = 10.78 \text{ cm}^2$$

$$Ay = 14.71 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$As > \frac{0.23*3*0.7*2.1}{400}$$

$$= 25.35 \text{ cm}^2$$

donc on adopte $A = 16T16 = 32.17 \text{ cm}^2$

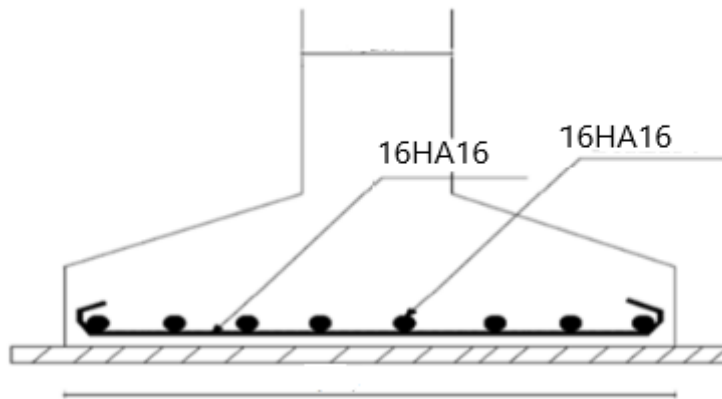


Figure.IX.2. Ferrailage de la fondation sous poteau.

F) Calcul de l'espacement :

$$St < \min (20\text{cm} , 15\phi)$$

$$St < \min (20\text{cm} , 15 \cdot 1.6) = 20\text{cm}$$

On prend $St = 18.5\text{cm}$

2) Calcul de la fondation sous potelet IPE500:

On dimensionne la semelle sous l'effort « N » et la valeur de la contrainte admissible du sol.

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

N_u : effort normal a l'état ultime

S : surface de la semelle en contact avec le sol. σ_{sol} : contrainte admissible du sol.

A : petite dimension de la semelle. B : grande dimension de la semelle.

$$\frac{N_u}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{N_u}{\sigma_{sol}} \leq S$$

Suivant la relation relative à l'homothétie des dimensions de la platine de la semelle on a :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow A \cdot b = B \cdot a \Rightarrow A = \frac{B \cdot a}{b}$$

$$S = A \cdot B$$

Suivant l'inégalité de la justification de l'état ultime de résistance vis-à-vis du sol.

$$\frac{N_u}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{N_u}{\sigma_{sol}} \leq B^2 \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_u}{\sigma_{sol}}}$$

Le dimensionnement de la section de la semelle se fera selon logiciel de ROBOT $a=b=3m \rightarrow A=B \rightarrow$ semelle carré

- $N_{\text{umax}} = 276.49 \text{ KN}$
- $M_{\text{umax}} = 153.12 \text{ KN}$

A) Calcul du longueur (B) de la semelle :

$$B \geq \sqrt{\frac{N_u}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow \sqrt{\frac{276.49}{140}} = 1.41m$$

On adopte

$$A=B=1.5m$$

B) Calcul de la hauteur (h) de la semelle :

$$d = \frac{B - b}{4} \Rightarrow \frac{1.5 - 0.5}{4} = 0.25 \text{ m}$$

Soit $h_t = 0.3 \text{ m}$

C) Ferraillage de la fondation sous potelet :

$$\sigma_1 = \frac{882.131 * (1 + 6 * 0.19/3)}{\sigma_{sol} * B} = 133.29 \text{ Kpa} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_2 = \frac{882.131 * (1 - 6 * 0.19/3)}{\sigma_{sol} * B} = 62.72 \text{ Kpa} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * 133.29 + 62.72}{\sigma_{sol} * B} = 112.93 \text{ Kpa}$$

$$N^* = \sigma_{moy} * S = 112.93 * 9 = 1016.43 \text{ KN}$$

$$A_x = \frac{N * (B - b)}{8(h_c * d') f_{su}}$$

$$A_x = \frac{276.47(1.5 - 0.5) * 10}{8(0.3) * 348}$$

Condition de non fragilité

$$A_s > \frac{1.5 * 0.3 * 2.1}{400} = 5.43 \text{ cm}^2$$

donc on adopte $A = 4T14 = 6.16 \text{ cm}$

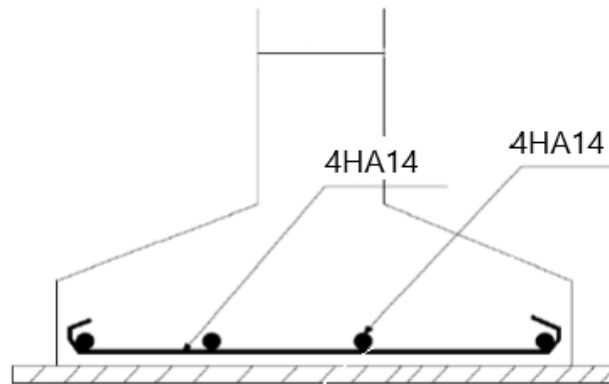


Figure.IX.3 : Ferrailage de la fondation sous potelet.

E) Calcul l'espacement :

$$St < \min (20\text{cm} , 15\phi)$$

$$St < \min (20\text{cm} , 15*1.4) = 20\text{cm}$$

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

IX.3. Conclusion :

Ce dernier chapitre consiste à calculer les fondations, les fondations sont destinées à transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure. Dans notre cas, la semelle isolée était le type de fondation le plus adéquat par rapport aux autres types de fondations.

CONCLUSION GENERALE

Ce modeste travail nous a donné une occasion pour appliquer et approfondir toutes nos connaissances acquises durant le cursus de notre formation de master en génie civil.

La conception d'une structure métallique repose sur le dimensionnement aux états limites ultimes en tenant compte des actions environnantes les plus sévères tel que les surcharges d'exploitation, la neige, le vent et le séisme.

Ce travail consiste à étudier et dimensionner un hangar en charpente métallique avec mezzanine de stockage et un pont roulant, conçue sous forme régulière. Après avoir défini les charges agissantes sur la structure, les poteaux, poutres, traverses, 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.

La structure a été modélisée par le logiciel ROBOT afin d'élaborer le calcul sismique. Le calcul de la résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne dépasse pas les 80% de la résultante des forces sismiques, comme exigé par le règlement.

Cette expérience nous a permis aussi de faire mieux comprendre le domaine de la construction en charpente métallique qui nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans ce domaine, et développée les idées grâce à la lecture des différentes références bibliographiques.

À la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience dans ce vaste domaine, il nous acquit des grandeurs très importantes pour mettre le premier pas dans notre future vie professionnelle.