

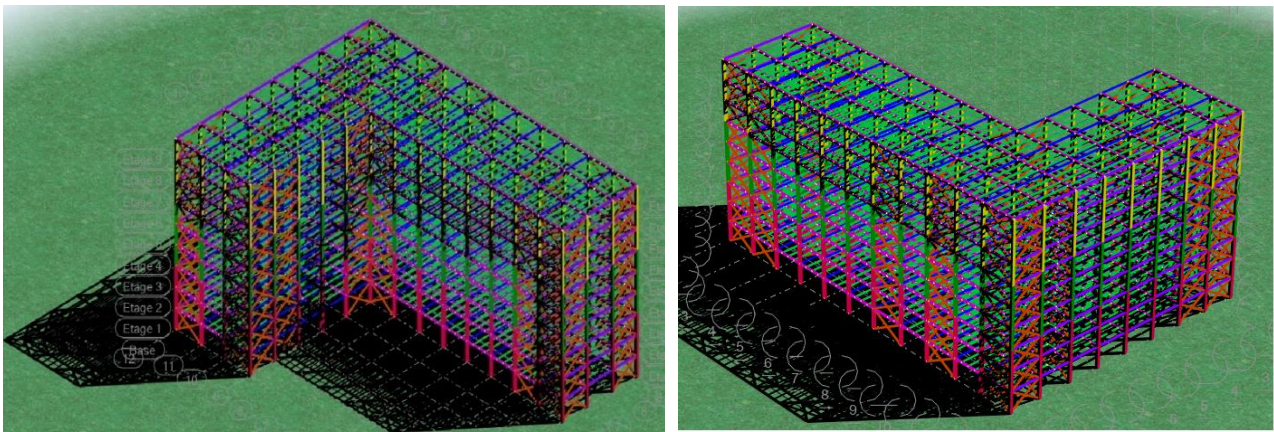
I Présentation du projet :

Notre projet de fin d'études il s'agit d'un bâtiment en charpente métallique d'une forme irrégulier « L » en plans à usage de bureaux, , il est composé de deux sous-sol, d'un RDC et de huit (8) étages.

L'objectif de ce chapitre est de présenter la liste des données du bâtiment analysé, concernant le type de structure, les éléments, la géométrie et les propriétés des matériaux.

I Localisation et données concernant le site :

- Ce projet est implanté à ALGER classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/version2003) comme une zone de sismicité forte (**Zone III**).
- L'ouvrage est d'importance moyenne a usage *de bureaux*,
- La contrainte admissible du sol est de $\sigma_s = 2$ bars.



- Altitude de 300 m par rapport au niveau de la mer.

Figure I.1 : vue en 3D de la structure.

Données géométriques du projet :

Suivant la vue en plan, les dimensions de la structure sont :

- Longueur totale62,6m
- Largeur totale 45,2m

Suivant la vue en élévation, les dimensions de la structure sont :

- Hauteur du rez-de-chaussée.....3.50m
- Hauteur des étages courants3.50m
- Hauteur de sous-sol3.50m
- Hauteur totale du bâtiment31.50m



Figure I.2. : Vue en plans.

I.2 Règlements techniques

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

- DTR.BC.2.2 « Charges permanentes et charges d'exploitations ».
- DTR.BC.2.48 : Règles Parasismiques ALGERIENNES « RPA99/ VERSION 2003 ».
- DTR.BC.2.47 : Règlement Neige et Vent « RNV 2013 ».
- BAEL91 : Calcul des Structures en béton.
- Eurocode 03 : Calcul des structures en acier.
- Eurocode 04 : Calcul des structures mixtes acier – béton.

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du complexe doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en charpente métallique (EUROCODE 3) et tous les règlements applicables en Algérie (RPA 99version 2003).

I.3.1 Acier^[1]

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

- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210\,000 \text{ MPa}$.^[1]
- Module de cisaillement : $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 80769 \text{ MPa}$ ^[1]
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$

- Coefficient de dilatation : $\alpha = 12 \times 10^{-6}$ par $^{\circ}\text{C}$
- Masse volumique $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

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

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

Tableau I.1 : valeurs nominales de f_y et f_u pour les profilés^[1].

○ **Caractéristiques mécaniques de l'acier**

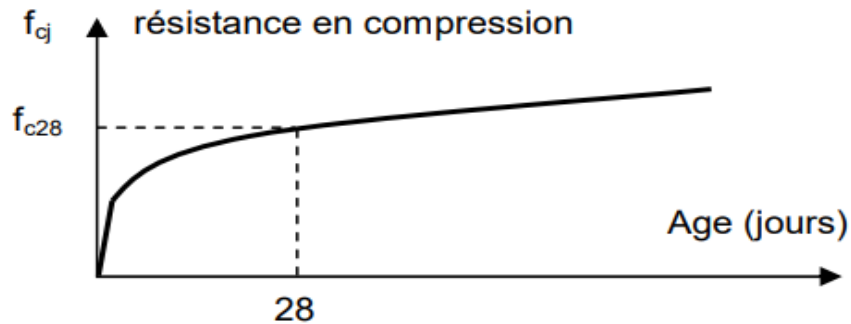
Tableau I.2 : Caractéristiques mécaniques.^[1]

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

I.3.2 Béton ^[4]

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.

Figure I.3 : Résistance du béton à la compression.^[4]

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

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

À 28 jours on a **$f_c 28 = 25 \text{ MPa}$**

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 :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ (MPa)}^{[4]}$$

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 :

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

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).

I.4. Conception de l'ouvrage

I.4.1. Conception architecturale :

Notre bâtiment est de forme en L composé d'un RDC et 8 étages avec deux sous-sol

- ✓ deux Sous-sol sera aménagé en parking.
- ✓ RDC et du 1er au 8 étage seront destinés pour usage **Bureautique**.
- ✓ La terrasse est inaccessible.

I.4.2. Conception structurel :

I.4.2.1 Ossature : contreventé par palé de stabilité type X

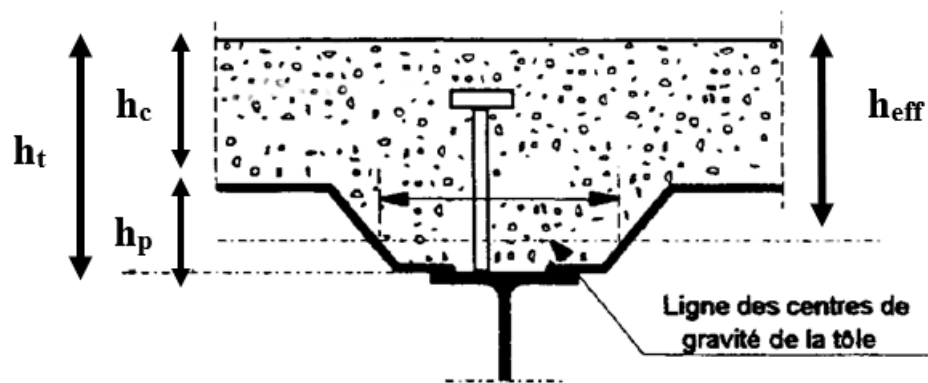
En se référant aux RPA 99 version 2003 qui exige que pour toute structures dépassant une hauteur de 17m en zone III.

I.4.2.2 Les Planchers ^[9]

Selon l'**EUROCODE 4** l'épaisseur hors-tout de la dalle mixte, h_t doit être d'au moins **80mm**.

L'épaisseur de béton h_c , au-dessus de la surface plane principale du sommet des nervures de la tôle ne doit pas être inférieure à **40mm**.

Si la dalle a une action mixte avec la poutre ou si elle est utilisée comme diaphragme, h_t



doit être d'au moins **90mm** et h_c ne doit pas être inférieure à **50 mm**.

○ **Résistance au feu**

La résistance au feu selon le critère d'isolation thermique, ne dépend que de l'épaisseur de la dalle.

L'épaisseur efficace h_{eff} est donnée par les formule suivante :

Figure I.4 : coupe du plancher collaborant.^[9]

$$h_{eff} = h_c + 0.5 \cdot \frac{L1+L3}{L1+L2+L3} \cdot h_p \quad \text{mm} \quad [9]$$

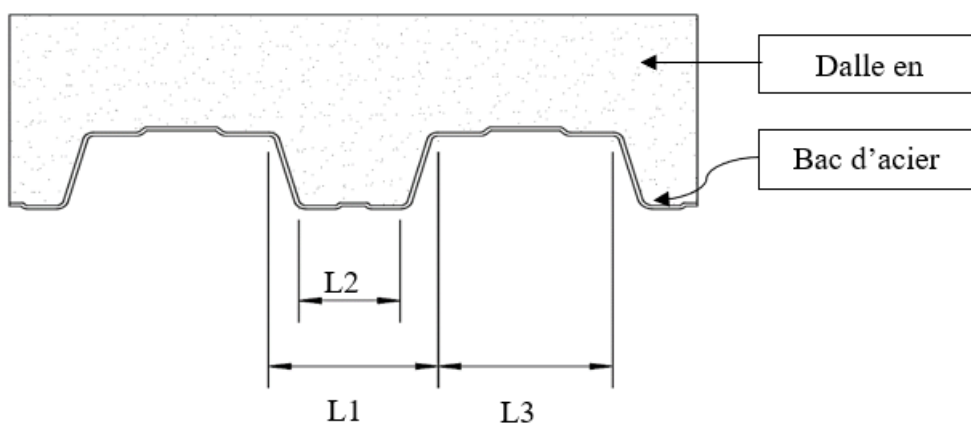


Figure I.5 : bacs d'acier.

$$h_{eff} = h_c \left[1 + 0.75 \times \left(\frac{L1+L2}{L1+L3} \right) \right] \quad \text{pour } \frac{h_p}{h_c} \geq 1.5 \quad \text{et } h_c > 40 \text{ mm} \quad [9]$$

Pour une classe de résistance au feu normalisé (R120), $h_{eff} \geq 120 \text{ mm}$

On Choisit $h_t = 160\text{mm}$; avec $h_c = 105\text{mm}$ et $h_{\text{eff}} = 122.30\text{mm}$

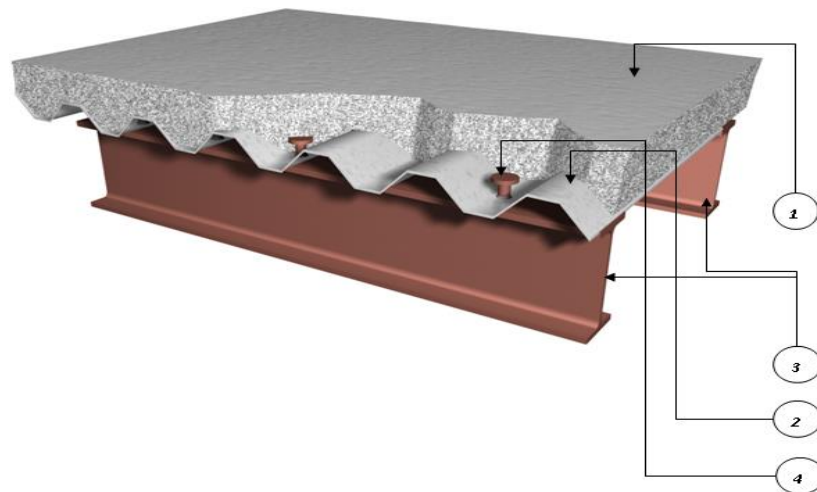


Figure I.6: Conception d'un plancher collaborant.

1 : dalle en béton

2 : Tôle Hi-bond 55

3 : Solive.

4 : connecteur.

○ **Bac d'acier**

Les bacs aciers sont de type **Hi Bond 55**

Cet élément forme un coffrage pour la dalle en béton, il permet :

- D'assurer un coffrage efficace et étanche en supprimant les opérations de décoffrage.
- De constituer une plateforme de travail avant la mise en œuvre du béton.
- D'éviter souvent la mise en place des étais et gagner du temps.

Le Hi-Bond utilisé dans notre calcul a les caractéristiques géométriques montrées dans la

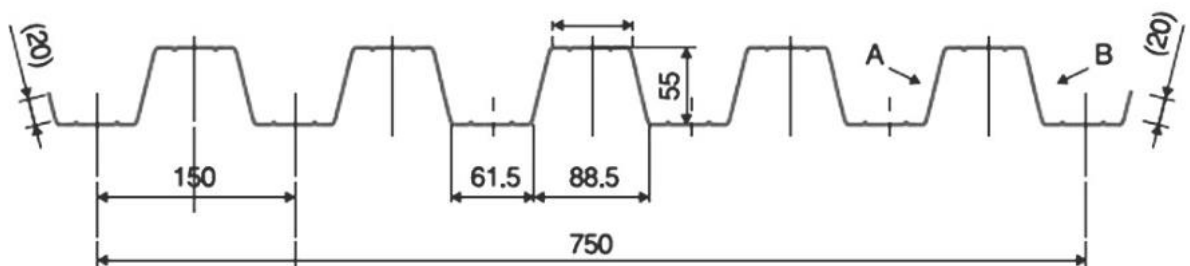


figure ci-dessous :

Figure I.7: Bac d'acier type Hi Bond 55

- Les planchers reposent sur un ensemble des poutres et solives métalliques.

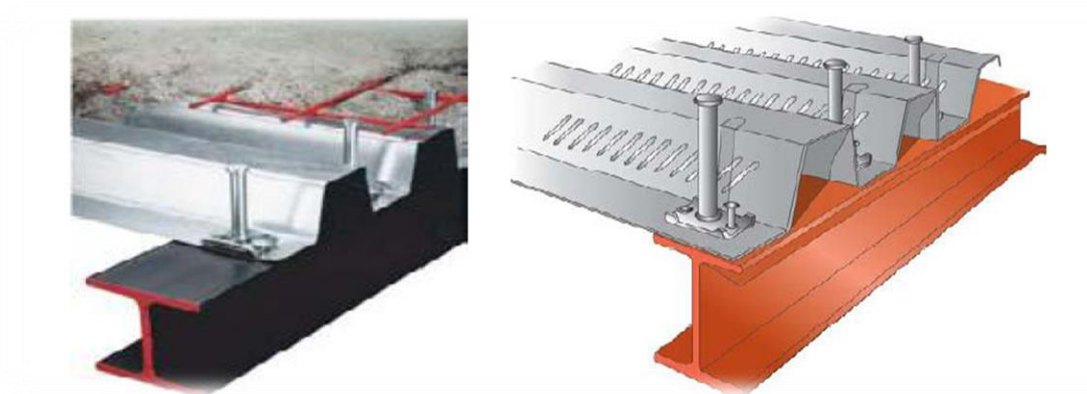
- La liaison entre la dalle, le bac en acier collaborant et la structure porteuse est assurée par des connecteurs :

Ils permettent de développer le comportement mixte entre la poutre en acier et la dalle en béton. La connexion est essentiellement prévue pour résister au cisaillement horizontal.

- **Les connecteurs**

Deux types de connecteurs principaux sont disponibles, les goujons soudés et les connecteurs cloués.

Dans notre cas, on utilise des goujons de hauteur $h=95\text{mm}$ et de diamètre $d=19\text{mm}$, qui



sont assemblés par soudage (voir figure ci-dessous) :

Figure I.8 : Goujon soudée.

I.4.2.3 Escaliers

Les escaliers peuvent être droits ou hélicoïdaux. Le champ de création est presque infini, à l'intérieur des règles classiques de dimensionnement des marches et du giron.



Figure I.9 : escalier en charpente métallique**I.4.2.4 Maçonnerie**

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse.

- Murs extérieurs : ils seront constitués d'une double cloison de 25cm d'épaisseur.

Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi externe du mur.

L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.

Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi interne du mur.

- Murs intérieurs : ils seront constitués par des cloisons de 15 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services.

I.4.2.5. Infrastructure

Elle sera réalisée en béton armé coulée sur place, elle doit constituer un ensemble résistant et rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les tassements différentiels.
- Transmettre les charges horizontales (charges sismiques) et les charges verticales au sol d'assise de la structure.

II.1. Introduction

Ce chapitre nous permet de faire une estimation approximative des dimensions des sections des éléments porteurs de notre structure (poteaux, poutres ... etc.). En se basant sur le principe de la descente de charges verticales transmises par les planchers aux éléments porteurs et qui les transmettent à leur tour aux fondations, le prédimensionnement des éléments se fait selon les règles de calcul de **DTR2.2, EC3, EC4**.

L'application de ces règles conduit pour les différents éléments des constructions à un degré de sécurité sensiblement homogène pour les différents modes de sollicitations et les différents types de constructions.

II.2 Les planchers**II.2.1 Hypothèse de calcul**

Le calcul de plancher collaborant se fait en deux phases :

- **Phase de construction**

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

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

- **Phase finale**

Le béton ayant durci, donc la section mixte travaillant ensemble.

On doit tenir compte des charges suivantes :

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

II.3 -Estimation des charges des planchers

Dans cette étape, nous allons définir les différentes charges agissantes sur les planchers de notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitation et qui varient selon l'usage du bâtiment et les matériaux utilisés. Ces derniers ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, il y a des normes qui fixent les valeurs des charges qui sont inscrites dans le règlement technique.

- **Plancher terrasse inaccessible**
- **Charge permanente :**

Tableau II.1 : Charge permanente du plancher terrasse.

Composants	Charge G (kN/m ²)
Protection en gravillon (5cm)	0,12
Etanchéité	0,85
Forme de pente (e=5cm)	1,10
Isolation thermique (4 cm)	0,16
Dalle en béton arme (15cm)	3,75
Bac d'acier HI-BOND 55 (1.25mm)	0,15
Faux plafond (2 cm ; 10KN/m ³)	0,20
Total	6,33

Charge d'exploitation :

Charge d'exploitation Q pour une terrasse inaccessible : $Q = 1.00 \text{ kN/m}^2$

➤ **Plancher courant****Charge permanente****Tableau II.2 :** Charge permanente du plancher à usage d'hébergement.

Composants	Charge G (kN/m ²)
Dalle de sol	0,50
Mortier de pose	0,40
Dalle en béton arme (15cm)	3,75
Bac d'acier HI-BOND 55 (1.2mm)	0,15
Faux plafond (2 cm ; 10KN/m ³)	0,20
Cloisonnement	1,00
Total	5,2

- **Charge d'exploitation :**

Charge d'exploitation Q pour les planchers pour bureaux : $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$.

II.4 - Pré dimensionnement des éléments^[9]**II.4.1. Les solives**

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

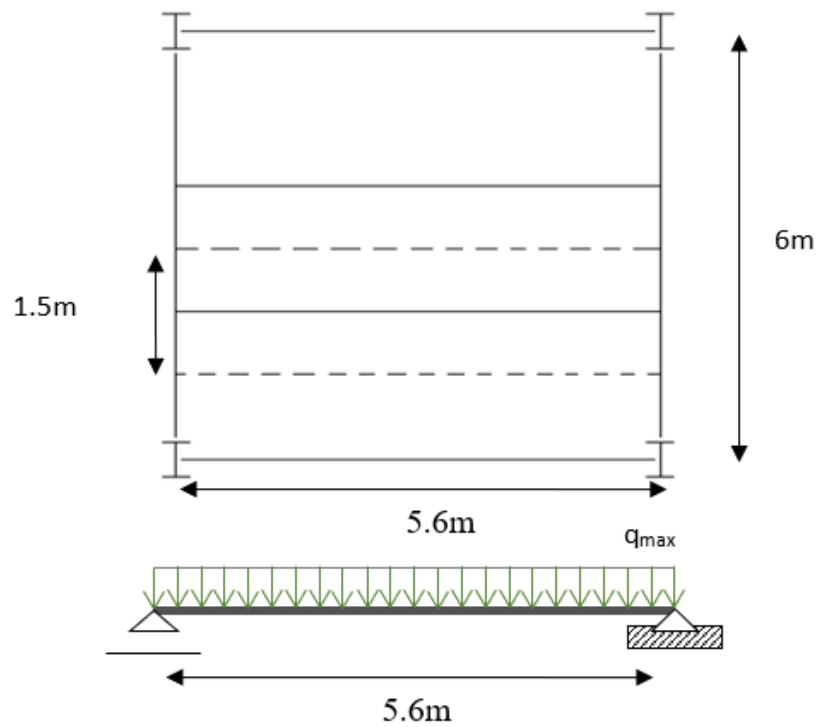
charges uniformément réparties, elles sont généralement dimensionnées par la condition de la flèche.



Figure. II.1 : schéma des solives.

- **Plancher terrasse**

La solive la plus sollicitée a une longueur $L=5,6$ m, On constate que la portée est importante, donc on place des étaievements à la mi- travée des solives tel que $L= 2,8$ m dans la



phase de construction avec un espacement de 1,5 m.

Figure.II.2. : Schéma statique de la solive.

- **La condition de la flèche**

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15} \Rightarrow \frac{2800}{25} \leq H \leq \frac{2800}{15} \Rightarrow 112 \leq H \leq 186.667 \text{ Le choix de profilé IPE180}$$

- **Phase de construction**

- **Le choix de profilé IPE180**

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

- Poids propre du béton frais..... $G_b = 3.75 \text{ KN/m}^2$
- Poids du bac d'acier $g = 0,15 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge de construction (ouvrier)..... $Q_c = 0,75 \text{ KN/m}^2$
- GP (poids propre de profilé IPE 180) $G_p = 0.188 \text{ KN/m}$

- **Combinaisons des charges [6]**

ELU

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

$$q_u = [1,35 \times (3.75 + 0,15) + (1,5 \times 0,75)] \times 1.5 + (1.35 \times 0.188)$$

$$q_u = 9.84 \text{ kN/ml}$$

ELS

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

$$q_{ser} = [3.75 + 0.15 + 0,75] \times 1.5 + 0.188$$

$$q_{ser} = 7.163 \text{ kN/ml}$$

- **Moment fléchissant^[1]**

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

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

$$M_{sdy} = \frac{q_u \times (L/2)^2}{8} = \frac{9.84 \times 2.8^2}{8} = 9.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{166.4 \times 10^3 \times 275 \times 10^{-6}}{1} = 45.76 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} < M_{pl,rd}$ $r=0.21\%$ **Condition Vérifié**

• **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.

$$A_v = A - 2.b.t_f + (t_w + 2.r).t_f$$

$$A_v = 1125 \text{ mm}^2$$

$$V_{sd} = \frac{q \cdot l}{2} = 13.77 \text{ KN}$$

$$V_{plRd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{275 * 1125 \cdot 10^{-3}}{\sqrt{3}} = 178.61 \text{ KN}$$

$V_{sd} < V_{plrd}$ **Condition Vérifié**

$V_{sd} < 0,5V_{plrd} \Rightarrow 13.77 \text{ KN} < 86.3 \text{ KN}$ 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.

• **Vérification de la rigidité**

$$f = \frac{5 \cdot q_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} < f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{ser} = 7.163 \text{ kN/ml.} \\ L = 2.8 \text{ m.} \\ E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2. \\ I_y = 1317 \text{ cm}^4. \end{array} \right.$$

$$f = 2.07 \text{ mm} < f_{adm} = 11.2 \text{ mm} \quad \text{Condition Vérifié}$$

• **Vérification du déversement**

$$M_{sd} \leq M_{brd} = \chi_{LT} \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M_1}} \beta_w$$

On doit vérifier que

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\left(\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT})^2 - (\bar{\lambda}_{LT})^2} \right)}$$

Avec

$$\beta_w = 1 \text{ classe I}$$

$$\gamma_{M_1} = 1,1$$

$$M_{sd} \text{ est le moment appliqué } \Rightarrow M_{max} = M_{sd} = \frac{qu \cdot l^2}{8} = \frac{9,84 \times 2,8^2}{8} = 9,64 \text{ KN.m}$$

$M_{b,Rd}$: la résistance de calcul d'un élément non maintenu latéralement au déversement

$$\lambda_{LT} = \frac{L / i_z}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L / i_z}{h / t_f} \right)^2 \right]^{0,25} \sqrt{C_1}} \text{ Avec } C_1 = 1,132 \text{ (CCM97.TAB.1.2)}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{2800 / 20,5}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{2800 / 20,5}{\frac{180}{8}} \right)^2 \right]^{0,25} \sqrt{1,132}} = 100,33$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93,9 \varepsilon}$$

Avec

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92 \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 1,16 > 0,4 \Rightarrow \text{il y a un risque de déversement.}$$

$$\varphi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 1,27 \Rightarrow \chi_{LT} = 0,56$$

Avec

$$\alpha_{LT} : \text{Facteur d'imperfection. Profilé laminé } \Rightarrow \alpha_{LT} = 0,21$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0,56 \times 166,41 \times 275 \times 10^{-3}}{1,1} = 23,3 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 9,76 \text{ Kn.m} < M_{brd} = 23,3 \text{ Kn.m}$ Donc la condition de déversement est vérifiée

• **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 IPE180..... $g_p = 0,188 \text{ kN/ml}$.

- Charge permanente..... $G_c = 6.33 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation..... $Q_c = 1 \text{ kN/m}^2$.

• **Combinaisons des charges**

ELU

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

$$= 1.35 [0.188 + (6.33 \times 1.5)] + 1.5(1 \times 1.5) = 15.32 \text{ kN/m}$$

ELS

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

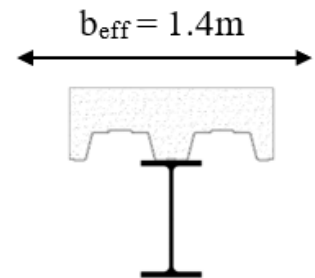
$$= 0.188 + (6.33 \times 1.5) + (1.5 \times 1) = 11.183 \text{ kN/m}$$

• **Largeur participant de la dalle** ^[9]

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 :

$$b_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2L/8 = \frac{2,8 \times 4}{8} = 1.4\text{m} \\ e = 1.5\text{m} \end{array} \right.$$

→ **$b_{eff} = 1,4\text{m}$**



• **Position de l'axe neutre plastique** ^[9]

$$R_{béton} = \frac{0.85 \times f_{ck}}{1.5} \times b_{eff} \times h_c \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$R_{béton} = \left(\frac{0.85 \times 25}{1.5} \times 1400 \times 95 \right) \times 10^{-3} = 1884.167 \text{ kN}$$

$$R_{acier} = 0,95 \times f_y \times A_a \Rightarrow R_{acier} = (0,95 \times 275 \times 2395) \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow R_{acier} = 625.69 \text{ kN}$$

$$R_{béton} > R_{acier}$$

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

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

$$M_{plrd} = 625.69 \times \left[\frac{180}{2} + 150 - \left\{ \frac{625.69}{1884.167} \times \frac{95}{2} \right\} \right] \times 10^{-3} = 140.29 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{15,32 \times (5.6)^2}{8} = 60.05 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} < M_{pl,rd}$ avec $r=0.45$ **Condition Vérifié**

- **Effort tranchant**

$$V_{plRd} = \frac{275 \times 1125}{\sqrt{3}} = 178.61 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{15,32 \times 5,6}{2} = 42,9 \text{ kN}$$

$V_{sd} < 0,5V_{plrd} \Rightarrow 42.9 \text{ KN} < 89.30 \text{ KN}$ Donc Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

- **Vérification du déversement** ^[9]

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

- **Vérification de la rigidité**

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

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

$$V = \frac{A_a}{b_{eff} * h_c} = \frac{2395}{1400 \times 95} = 0.018$$

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

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

$$I_c = \frac{2395 \times ((95 + 2 \times 55 + 180))^2}{4(1 + 15 \times 0,018)} + \frac{1400 \times 95^3}{12 \times 15} + 1317 \times 10^4 = 89.72 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f^{max} = \frac{5 \times (5600)^4 \times 11,18}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 89.72 \times 10^6} = 7,53 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{5600}{250} = 22,4 \text{ mm}$$

$$f_{final}^{max} = 7,53 + 2,07 = 9,6 < \bar{f} = 22,4 \text{ Condition Vérifiée}$$

• **Calcul des connecteurs (connexion totale)**

Détermination de la résistance du goujon :

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

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

$$\alpha = \begin{cases} 1,25 \times \left\{ \begin{array}{l} 0.2 \times \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1\right) \text{ pour } 3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4 \\ 1 \text{ pour } \frac{h_{sc}}{d} > 4 \end{array} \right. \end{cases}$$

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

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

Pour les solives les nervures seront perpendiculaires :

N_r : Nombre de goujon par nervure ≤ 2, **N_r = 1**

h_p = 55 mm ; h_{sc} = 95 mm ; d = 19 mm ; b₀ = 88.5 mm

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

$$K_T = \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right)^{[9]}$$

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

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

$$R_L = \text{Inf} (R_{\text{béton}} ; R_{\text{acier}}) = \text{Inf} (1884,167 ; 625,69) = 625,69 \text{ kN}$$

$$N_{br} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{625,69}{59.96} = 10,435$$

Soit $N = 11$ goujons sur la demi longueur de la Solive ; c'est-à-dire 22 connecteurs sur toute la longueur totale de la solive.

L'espacement minimal des connecteurs doit être supérieur à 5 fois le diamètre

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

$$e_{\max} = 6 \times h_c = 630 \text{ mm}$$

$$Esp = \frac{5600}{22 - 1} = 266,66 \text{ mm}$$

Donc on prend 22 connecteurs, avec un espacement de 266,66 mm.

- **Plancher courant**

- **Phase de construction**

On suit les mêmes étapes que précédemment :

$$\text{Plancher courant avec : } \begin{cases} G = 3,75 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 0,75 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Tableau II.3 : Solives des planchers courant en phase de construction .

Plancher courant		
$M_{sd} = 64.31 \text{ kN.m}$	$M_{pl,rd} = 140.08 \text{ kN.m}$	Ratio : 46%
$V_{sd} = 45.94 \text{ kN}$	$V_{pl,rd} = 178.64 \text{ kN}$	Ratio : 25.71%
$f_{\max} = 9.84 \text{ mm}$	$f_{adm} = 11.25 \text{ mm}$	Ratio : 87.46%

- **Phase finale**

On suit les mêmes étapes que précédemment :

Plancher courant avec : $\begin{cases} G = 5.2KN/m^2 \\ Q = 2.5KN/m^2 \end{cases}$

Tableau II.3 : Solives de plancher courant en phase final.

Plancher courant		
Msd = 64.31kN.m	Mpl,rd = 140.08kN.m	Ratio : 46%
Vsd = 45.94kN	Vpl,rd = 178.64kN	Ratio : 25.71%
f max = 9.84mm	fadm = 11.25mm	Ratio : 87.46%

On Prend IPE 180 Pour les solives de plancher courant .

Remarque :

Les poutres secondaires ce calcul avec la même méthode est donne les mêmes profilés que les solives.

II.4.2. Les poutres principales ^[9]

- **Plancher terrasse :**

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15} \Rightarrow \frac{6000}{25} \leq H \leq \frac{6000}{15} \Rightarrow 240 \leq H \leq 400 \text{ On choisit un IPE330}$$

- **Phase de construction**

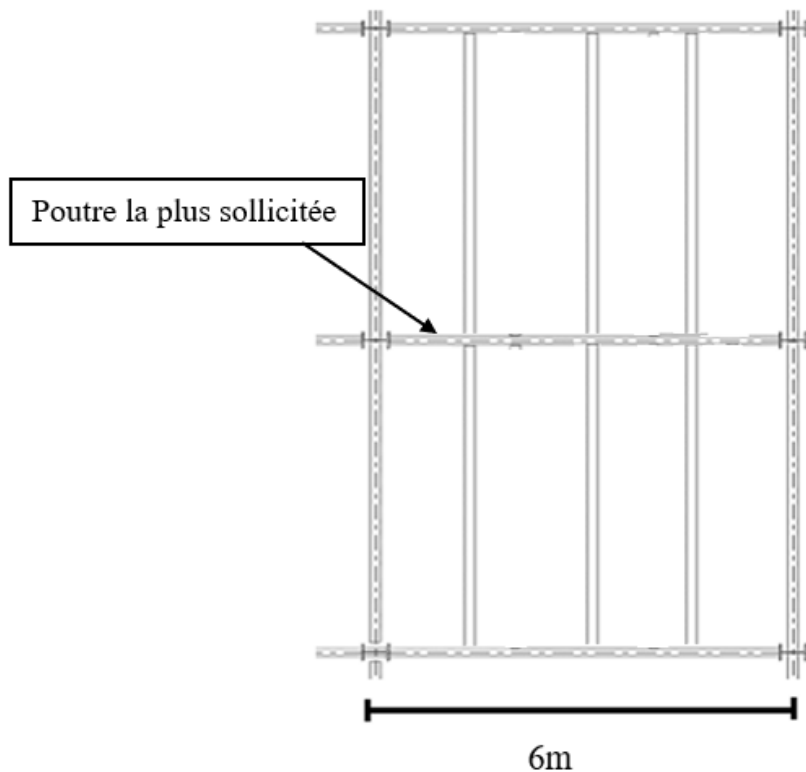


Figure II.3 : disposition des solives sur la poutre principale.

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

- Poids propre du profilé..... $g_p = 0.491 \text{ KN/ml}$.
- Poids propre du béton frais..... $G_b = 3.75 \text{ KN/m}^2$
- Poids du bac d'acier..... $g = 0,15 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge de construction (ouvrier)..... $Q_c = 0,75 \text{ KN/m}^2$

- **Combinaison des charges :** (charge sur la semelle supérieure de la poutre)

E.L.U

$$q_u = 1,35 \times g_p + [1,35 \times (G_b + g_{bac}) + 1,5 \times Q_c] \times b_p$$

$$q_u = 1,35 \times [(3,75 + 0,15) \times 0,16 + 0,491] + 1,5 \times 0,75 \times 0,16$$

$$q_u = 1,685 \text{ kN/ml.}$$

E.L.S

$$q_{ser} = g_p + (G_b + g_{bac} + Q_c) \times b_p$$

$$q_{ser} = 0,491 + (3,75 + 0,15 + 0,75) \times 0,16$$

$$q_{ser} = 1,235 \text{ kN/m}$$

- **Calcul des réactions des solives**

On calcule les réactions des solives pour chaque phase (phase de construction, phase finale) car le coulage du plancher (solives, poutres) se fait en même temps. On utilise pour les calculées, la formule suivante :

Avec : $L_s = 6\text{m}$

$$R = \frac{q \times L_s}{2}$$

E.L.U

$$R_{solive} = 9,89 \times \frac{6}{2} = 29,52 \text{ kN}$$

$$2 \times R_{solive} = 59,04 \text{ kN}$$

E.L.S

$$R_{solv} = 7.163 \times \frac{6}{2} = 21,49 \text{ kN}$$

$$2 \times R_{solv} = 42,98 \text{ kN}$$

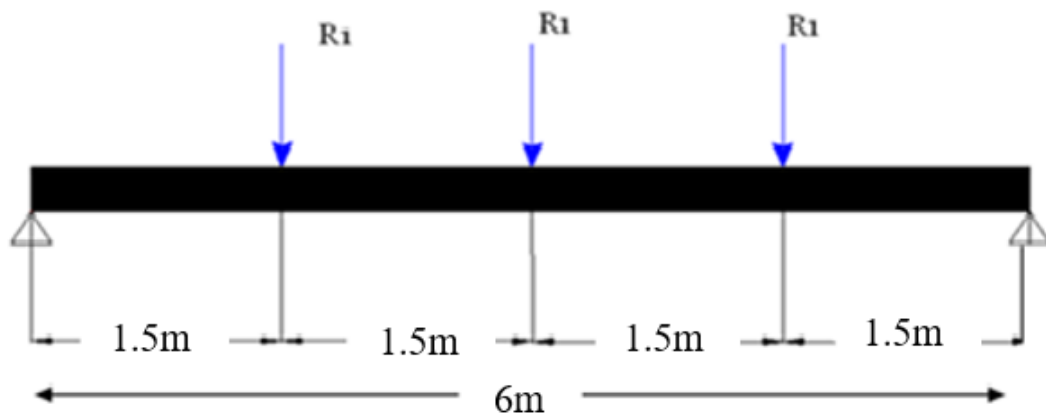


Figure II.4 : Schéma statique de poutre principale.

Vérifications

- **Moment fléchissant**

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

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

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} + \frac{R_u \times L}{3} = \frac{1.685 \times 6^2}{8} + \frac{59,04 \times 6}{2} = 184,7 \text{ kN.m}$$

$$M_{plRd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{804,3 \times 10^3 \times 275}{1} \times 10^{-6} = 221,18 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} < M_{pl,Rd}$ **Condition Vérifié**

- **Effort tranchant**

$$V_{sd} \leq V_{plRd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

$$V_{sd} = \frac{q \times L}{2} + \frac{R_u \times 3}{2} = \frac{1.685 \times 6}{2} + \frac{59,04 \times 3}{2} = 93,61 \text{ kN}$$

$$V_{plRd} = \frac{3081 \times 275}{\sqrt{3}} \times 10^{-3} = 489,17 \text{ kN}$$

$V_{sd} < V_{plRd}$ **Condition Vérifié**

Chapitre II Prédimensionnement des éléments Résistants.

$V_{sd} = 87.7 \text{ kN} < 0,5V_{pIRd} = 244.58 \text{ kN} \Rightarrow$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

- **La rigidité** [1][9]

Il faut vérifier que :

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

$$f_{max} = f_1 + f_2$$

$$f_1 = \frac{5 \times q_{ser} \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1.235 \times (6000)^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 11770 \times 10^4} = 0.84 \text{ mm}$$

$$f_2 = \frac{19 R_s \bar{x} \cdot L^3}{384 E I_y} = \frac{19 \times 42,98 \times (6000)^3}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 11770 \times 10^4} = 17.34 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 18.18 \text{ mm} < 39.2 \text{ mm}$$

$f_{max} < f_{adm}$ **Condition Vérifié**

- **Le déversement**

La vérification au déversement en phase de construction est exigée par les Eurocodes EC4 Néanmoins la poutre étant maintenue latéralement par les solives, et la semelle supérieure est maintenue par le bac d'acier connecté par des goujons. On considère que la poutre ne risque pas de se déverser.

- **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 330) $g_p = 0,491 \text{ kN/m}$.

. Charge permanente $G = 6.33 \text{ kN/m}^2$

. Surcharge d'exploitation $Q = 1.00 \text{ kN/m}^2$.

- **Calcul des réactions des solives [8]**

E.L.U

$$R_{solive} = 15,32 \times \frac{6}{2} = 45,96 \text{ kN}$$

$$2 \times R_{solive} = 91,92 \text{Kn}$$

E.L.S

$$R_{solive} = 11.183 \times \frac{6}{2} = 33,55 \text{ kN}$$

$$2 \times R_{solive} = 67,01 \text{ kN}$$

- **Combinaisons des charges** (charge sur la semelle sup de la poutre)

E.L.U

$$q_u = 1,35 \times [(G \times b_P) + g_p] + 1,5 \times Q \times b_P$$

$$q_u = 1,35 \times [(6.33 \times 0.16) + 0.491] + (1,5 \times 1 \times 0.16)$$

$$q_u = 2.27 \text{ kN/ml.}$$

E.L.S

$$q_{ser} = g_p + (G \times b_P) + (Q \times b_P)$$

$$q_{ser} = 0,491 + (6.33 \times 0.16) + 1 \times 0.16$$

$$q_{ser} = 1.66 \text{ kN/ml.}$$

Largeur participante de la dalle :

$$b_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2 L_0/8 = \frac{2 \times 6}{8} = 1.5 \text{m} \\ b = 5.6 \text{m} \end{array} \right.$$

$$b_{eff} = 1.5 \text{m}$$

Vérifications de la résistance

- **Moment fléchissant**

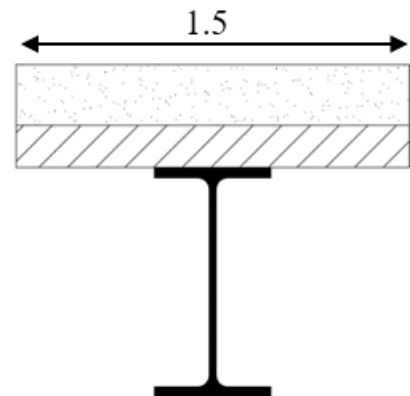
Position de l'axe neutre plastique :

$$R_{Béton} = \frac{0.85 \times f_{ck}}{1.5} \times b_{eff} \times h_c \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$R_{Béton} = \left(\frac{0.85 \times 25}{1.5} \times 1500 \times 95 \right) \times 10^{-3} \Rightarrow R_{Béton} = 2030.62 \text{ kN}$$

$$R_{Acier} = 0.95 \times 275 \times 6261 \times 10^{-3} = 1635.68 \text{ kN}$$

$$\mathbf{R_{Béton} > R_{Acier}}$$



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

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

$$M_{plrd} = 1635.68 \times \left[\frac{330}{2} + 150 - \left\{ \frac{1635.68}{2030.62} \times \frac{95}{2} \right\} \right] \times 10^{-6} = 452.65 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} + \frac{R_u \times L}{2} = \frac{2.27 \times 6^2}{8} + \frac{91.92 \times 6}{2} = 285.975 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} < M_{pl,rd}$ **Condition Vérifié**

• **Effort tranchant**

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{plRd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$

$$V_{sd} = \frac{q \times L}{2} + \frac{R_u \times 3}{2} = \frac{2.27 \times 6}{2} + \frac{91.92 \times 3}{2} = 144.67 \text{ kN}$$

$$V_{plrd} = \frac{5085.44 \times 275}{\sqrt{3}} \times 10^{-3} = 808.15 \text{ kN.}$$

$V_{sd} < V_{plrd}$ **Condition Vérifié**

$$V_{sd} = 144.67 \text{ kN} < 0.5 V_{plRd} = 489.17 \text{ kN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

• **La rigidité**

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

$$f_{max} = f_1 + f_2$$

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

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{6261}{1500 \times 95} = 0.044$$

$$I_c = \frac{6261 \times (95 + 2 \times 55 + 330)^2}{4(1 + 15 \times 0.044)} + \frac{1500 \times 95^3}{12 \times 15} + 11770 \times 10^4$$

$$= 394,689 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$f1 = \frac{5 \times q_{ser} \times L^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 1,66 \times 6000^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 394,689 \times 10^6} = 0,33mm$$

$$f2 = \frac{19 R_s \bar{x}.L^3}{384 E I_c} = \frac{19 \times 67,01 \times 10^3 \times 6000^3}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 394,689 \times 10^6} = 8.64mm$$

$f_{max} = 17.06 mm < 24 mm$ **Condition Vérifié**

• **Calcul des connecteurs (connexion totale) [9]**

Détermination de la résistance du goujon

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

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

$\gamma_v = 1,25.$

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

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

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

Pour les poutres principales les nervures seront parallèles.

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

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

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

$$K_T = \leq 1 \quad 0.6 \times \frac{88.5}{55} \times \left(\frac{95}{55} - 1\right) = 0.70$$

$$P_{rd} = 0.70 \times \text{Inf} \left\{ \begin{array}{l} 0.29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30.5 \times 10^3}}{1.25} = 73.13 \text{KN} \\ 0.8 \times 400 \times \frac{\pi \times (19)^2}{4 \times 1.25} = 72.58 \text{KN} \end{array} \right.$$

$$P_{rd} = 51.19 \text{kN}$$

$$R_L = \text{Inf} (R_{\text{béton}} ; R_{\text{acier}}) = \text{Inf} (2030,62 ; 1635,68) = 1635,68 \text{kN}$$

$$\text{Nbr} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{1635,68}{51,19} = 31,95$$

Soit N = 32 goujons sur la demi longueur de la poutre ; c'est-à-dire 64 connecteurs sur toute la longueur totale de la poutre, L'espace minimal des connecteurs doit être supérieur à 5 fois le diamètre

$$e_{\min} = 5 \times d = 95 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \text{Esp} = \frac{6000}{64 - 1} = 95,23 \text{ mm}$$

$$e_{\max} = 6 \times h_c = 630 \text{ mm}$$

Donc on prend 64 connecteurs, avec un espacement de 95,23 mm.

- **Poutre principale planchers courant**
- **Phase de construction**

On suit les mêmes étapes que précédemment :

$$\text{Plancher courant avec : } \begin{cases} G = 3,75 \text{KN/m}^2 \\ Q = 0,75 \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

Tableau II.3 : Solives de plancher courant.

Plancher courant		
Msd = 64.31kN.m	Mpl,rd = 140.08kN.m	Ratio : 46%
Vsd = 45.94kN	Vpl,rd = 178.64kN	Ratio : 25.71%
f max = 9.84mm	fadm = 11.25mm	Ratio : 87.46%

- **Phase finale**

On suit les mêmes étapes que précédemment :

$$\text{Plancher courant avec : } \begin{cases} G = 5.2 \text{KN/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

Tableau II.4 : Poutre principale planchers courant.

Planchers courant		
Msd = 132.07kN.m	Mpl,rd = 452.65 kN.m	Ratio : 29.17 %
Vsd = 97.92 kN	Vpl,rd = 489.17 kN	Ratio : 20 %

$f_{max} = 18.18\text{mm}$	$f_{adm} = 24 \text{ mm}$	Ratio : 75.75 %
----------------------------	---------------------------	-----------------

II.4.3.les poteaux ^[1]

Les poteaux sont des éléments verticaux qui doivent reprendre les charges verticales transmises par les planchers. Leurs sections doivent présenter une bonne rigidité à la compression dans toutes les directions et en particulier suivant leurs axes principaux.

Ils sont généralement des profilés en **HEA** ou **HEB**.

Le pré dimensionnement se fera par la vérification de la résistance de la section en compression axiale (flambement simple) suivant l’Eurocode 3 Partie1-1.

II.4.3.1Poteau le plus sollicité

La surface qui revient au poteau le plus sollicité est :

S= 6*5.6=33.6m²

- **La Descente des charges**

Charge d’exploitation :D’après la loi de dégression

Tableau II.5 :La charge d’exploitation.

Niveau	Surcharges	Σ Surcharge
8 ^{ème} étage	0Q	0Q
7 ^{ème} étage	1Q	0Q +Q1
6 ^{ème} étage	2Q	0Q +0.9(Q1+Q2)
5 ^{ème} étage	3Q	0Q +0.8(Q1+Q2+Q3)
4 ^{ème} étage	4Q	0Q +0.7(Q1+Q2+Q3+Q4)
3 ^{ème} étage	5Q	0Q +0.6(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)
2 ^{ème} étage	6Q	0Q +0.5(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6)
1 ^{ère} étage	7Q	0Q +0.5(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7)
RDC	8Q	0Q +0.5(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8)

- **Exemple de calcul**

Charge permanente :6.33KN/m²

Surcharge d’exploitation :1KN/m²

Poids propre du plancher terrasse 6.33*33.6=212.68KN

GtPoids propre de la poutre porteuse 0.491*6=2.946KN

Chapitre II Prédimensionnement des éléments Résistants.

Poids propre de la poutre non porteuse $0.188 \times 5.6 = 1.05 \text{ KN}$

Poids propre des solives : $0.188 \times 5.6 \times 3 = 3.158 \text{ KN}$

$$G_t = 219.82 \text{ KN}$$

$$Q = 1 \times S = 33.6 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1.35G_t + 1.5Q = 347.16 \text{ KN}$$

Prédimensionnement

$$N_{sd} < N_{crd}$$

$$A > \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{F_y} = 1262,4 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots 12.62 \text{ cm}^2$$

Remarque : Pour la réalisation il faut que la largeur de poteau égal à la largeur de poutre donc les Profilé adopté HEA160 $\{ b_{\text{Poteau}} = 160 \text{ mm} \geq b_{\text{Poutre}} = 91 \text{ mm} \}$.

Tableau II.6: La descente des charges et les profilés des poteaux.

	G (KN)	Q (KN)	Nsd (KN)	A (cm ²)	Profilé choisi
Terrasse	219,82	39.6	356,15	12,62	HEA160
8 ^{-ème}	408.428	123,6	726,95	26,43	HEA160
7 ^{-ème}	590.29	288	1085,88	39,48	HEA180
6 ^{-ème}	772.168	396.48	1432,21	52,08	HEA220
5 ^{-ème}	954.038	490.56	1766,39	64,23	HEA240
4 ^{-ème}	1135.908	571.2	2087,07	75,89	HEA260
3 ^{-ème}	1317.775	638.4	2395,07	87,09	HEA280
2 ^{-ème}	1492,398	705.6	2704,13	98,33	HEA300
1 ^{-ème}	1674,272	772.8	3012,66	109,55	HEA300

II.4.3.2 Vérification du flambement ^[1]

➤ Poteau central

➤ Poteaux HEB 360 (RDC)

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_{brd} = \chi \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$

Avec :

$$\beta_A = 1 \text{ Pour les sections classe 1 et 2}$$

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

χ Facteur de réduction pour le déversement.

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$l_{fy} = 0,5l_0 = 1.75\text{m}$$

$$l_{fy} = 1.75\text{m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{1750}{127,4} = 13,73$$

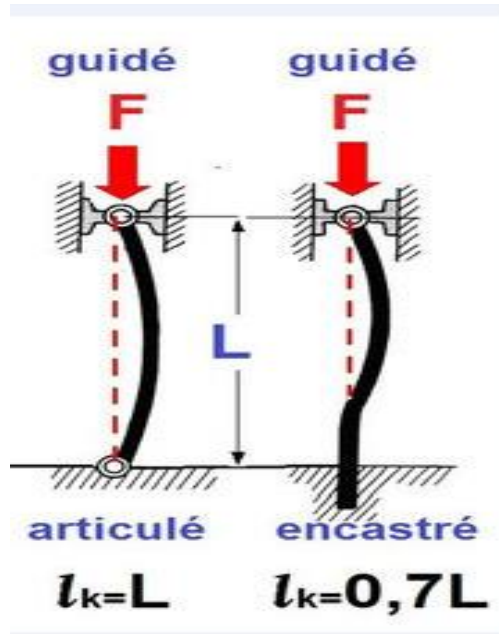


Figure.II.6 : La longueur du flambement selon le cas d'articulation ou encastrement.

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{1750}{74,9} = 23,36.$$

$$\lambda = \max \{ \lambda_y, \lambda_z \} = \max \{ 13,73; 23,36 \} = 23,36$$

Choix de la courbe de flambement (CCM97.Tab 5.5.3)

$$\frac{h}{b} = \frac{290}{300} = 0,96 < 1,2$$

$$t_f = 14\text{mm} < 100\text{mm}$$

\Rightarrow Courbe de flambement c $\Rightarrow \alpha = 0,49$

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \times \sqrt{\beta_A} = \frac{23,36}{86,81 \times 0,92} \times \sqrt{1} = 0,29 > 0,2$$

$$\bar{\lambda} = 86,81 \varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5[1 + 0,49(0,29 - 0,2) + 0,29^2] = 0,56$$

$$\chi = \frac{1}{(\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2})} = \frac{1}{(0,56 + \sqrt{0,56^2 - 0,29^2})} = 0,96$$

$$N_{sd} = 3012,66 \text{ kN} < N_{brd} = 2970 \text{ kN} \text{ Condition NON vérifiée}$$

Remarque

Les mêmes étapes seront suivies pour les vérifications des autres poteaux, les résultats sont regroupés dans le tableau suivant.

Niveau étage	Profilé	χ	N_{sd} (KN)	N_{brd} (KN)	Condition
8 ^{ème}	HEA 160	0.63	356,157	650,36	Vérifiée
7 ^{ème}	HEA 160	0,81	726,95	650,36	N.Vérifiée
6 ^{ème}	HEA 180	0,88	1085,88	1007,94	N.Vérifiée
5 ^{ème}	HEA 220	0,93	1432,21	1645,49	Vérifiée
4 ^{ème}	HEA 240	0,95	1766,39	2007,44	Vérifiée
3 ^{ème}	HEA 260	0,93	2087,07	2220,42	Vérifiée
2 ^{ème}	HEA 280	0,95	2395,6	2540,91	Vérifiée
1 ^{er}	HEA 300	0,95	2704,13	2970	Vérifiée
RDC	HEA 300	0,96	3012,66	2970	N.Vérifiée

Tableau. II.11 : Les vérifications du flambement pour poteau central.

Tableau. II.12 : Choix final de profilé.

Niveau étage	Profilé
8 ^{ème}	HEA 160
7 ^{ème}	HEA 180
6 ^{ème}	HEA 200
5 ^{ème}	HEA 220

4^{ème}	HEA 240
3^{ème}	HEA 260
2^{ème}	HEA 280
1^{er}	HEA 300
RDC	HEA 320

III.1 Effet de la neige ^[2]

III.1.1 Introduction

Le règlement RNV2013 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure ou égale 2000m.

III.1.2 Calcul des charges de la neige « S »

La charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale de toiture ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige, s'obtient par la formule suivante : $S = \mu \times S_k$

Avec : S_k (en KN/m²) est la charge de neige sur le sol.

μ : est un coefficient d'ajustement de charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

Le bâtiment se situe à la commune de Bouzareah wilaya de Alger, zone B.

La valeur S_k est déterminée par les lois de variation suivantes :

H (m) Altitude du site considérée par rapport au niveau de la mer H =300m

$$S_k = \frac{0,04 \cdot H + 10}{100} \rightarrow S_k = 0,22 \text{ KN/m}^2$$

$$S_k = 0,22 \text{ KN/m}^2 \text{ et } \mu = 0,8 \text{ (Toiture plate).}$$

$$\text{Donc } S = 0,8 \times 0,22 \rightarrow S = \mathbf{0,176 \text{ KN/m.}}$$

III.2 L'effet devent ^[2]

III.2.1 Introduction

Le vent, agissant sur une structure, engendre une déformée, éventuellement un arrachement d'éléments. Par conséquent, il provoque des efforts sur les différentes parois qu'il rencontre. Cette étude a pour objet de modéliser cette action sous forme de chargements.

Le calcul sera mené conformément au règlement Neige et vent 2013. Ce document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties et s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200m.

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

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

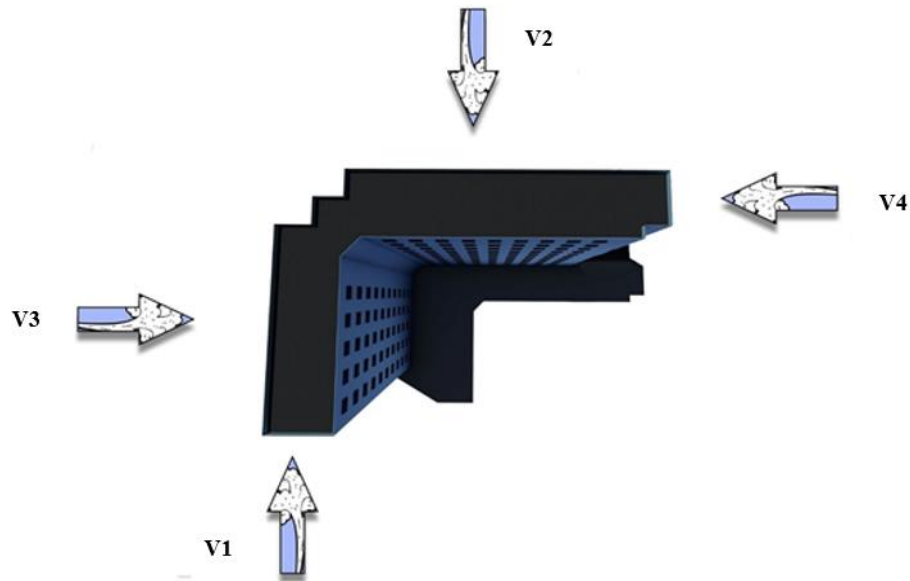


Figure III.1 : Direction du vent sur la construction.

III.2.2. Détermination des différents paramètres coefficient

Le bâtiment à étudier est considéré de forme rectangulaire, donc l'étude se fera sur deux parois.

III.2.3. Calcul de la pression dynamique de pointe (q_p)

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

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

- Notre projet est situé à Alger qui est classée en zone I selon le **RNV 2013** d'où la pression dynamique de référence pour les structures permanentes est : $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$,
 $v_{ref} = 25 \text{ m/s}$
- **Hauteur de référence**

Pour les murs au vent des bâtiments à parois verticales, Z_e est déterminé comme indiqué par la figure **III.1**

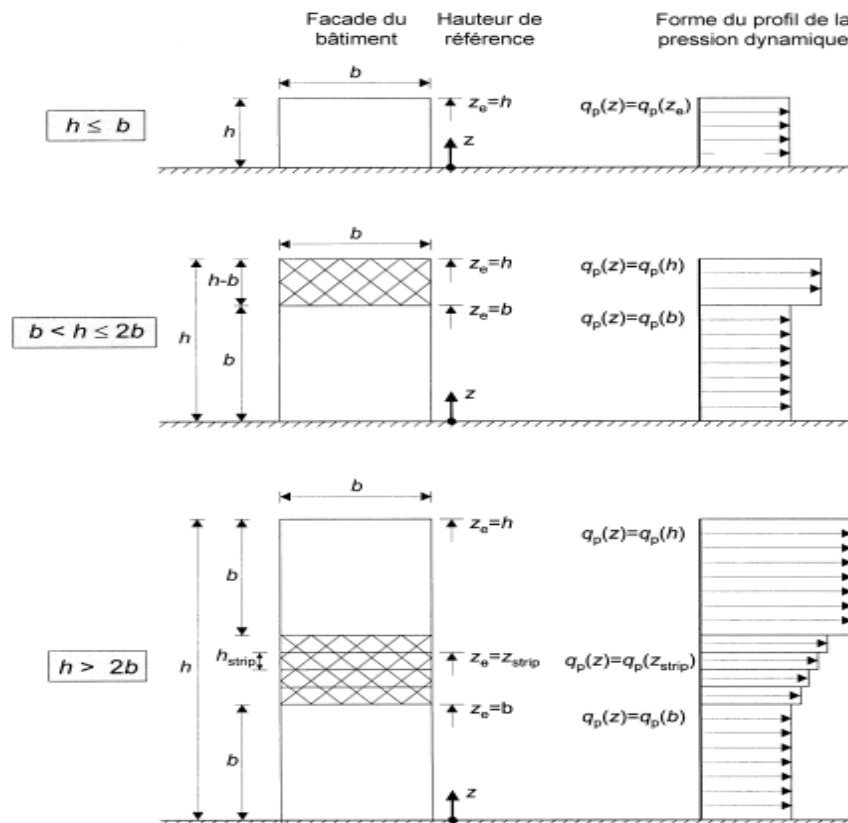


Figure III.1 : Hauteur de référence z_e dépendant de h et b et profil correspondant de pression dynamique

Donc on a :

$$q_p(z) = q_p(z_e)$$

III.2.4 Coefficient d'exposition

Le coefficient d'exposition $C_e(z)$ dépend de plusieurs facteurs dont le coefficient de rugosité.

Coefficient de topographie et la catégorie de terrain.

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

III.2.5 Coefficient de rugosité

Le coefficient de rugosité $C_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent, Il est défini par la loi suivant :

$$\begin{cases} C_r(z) = K_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{pour } Z_{\min} \leq z \leq 200\text{m} \\ C_r(z) = K_t \cdot \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) & \text{pour } z < Z_{\min} \end{cases}$$

Avec le **tableau 2,4 du RNV 2013**, il s'agit de la **catégorie III**

$$D'o\grave{u} : \left\{ \begin{array}{l} K_t=0,234 \\ Z_o=1 \\ Z_{min}=10 \\ \xi=0,67 \end{array} \right.$$

o **Coefficient de topographie**

Le site o\grave{u} notre projet se situe est plat, d'apr\es le **RNV 2013 partie 2,4,5** : $C_t = 1$

III.2.6 Intensit\e de turbulence

Elle est d\efinie comme \e tant l'\e cart type de la turbulence divis\e par la vitesse moyenne du vent et est donn\ee par l'\e quation suivante :

$$\left\{ \begin{array}{ll} I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{Z_o}\right)} & \text{pour } Z > Z_{min} \\ I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_o}\right)} & \text{pour } Z \leq Z_{min} \end{array} \right.$$

On regroupe les r\esultats dans le tableau suivant :

Tableau III.1 : Valeurs des pressions dynamiques (q_p)

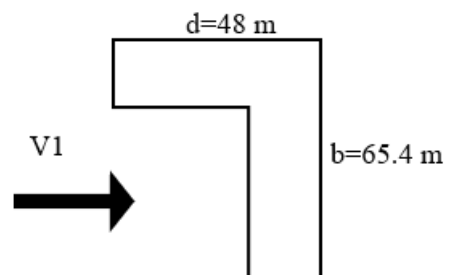
Ze (m)	Cr(z)	Iv(z)	Ce(z)	qp(z) (N/m²)
31,5	0,807	0,29	1,974	740,25

III.2.7 Calcul de la pression ext\erieure

o **Paroi verticale**

On a : $b = 65,4m$; $d = 45,2m$; $h = 31,5$

$e = \min \{b ; 2h\}$ d'o\grave{u} **$e = 2h = 62,6m$**



Le coefficient de pression ext\erieure s'obtient \a partir des formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{ll} C_{pe} = C_{pe,1} & \text{si : } S < 1\text{m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) * \log_{10}(S) & \text{si : } 1\text{ m}^2 < S < 10\text{ m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe,10} & \text{si : } S > 10\text{ m}^2 \end{array} \right.$$

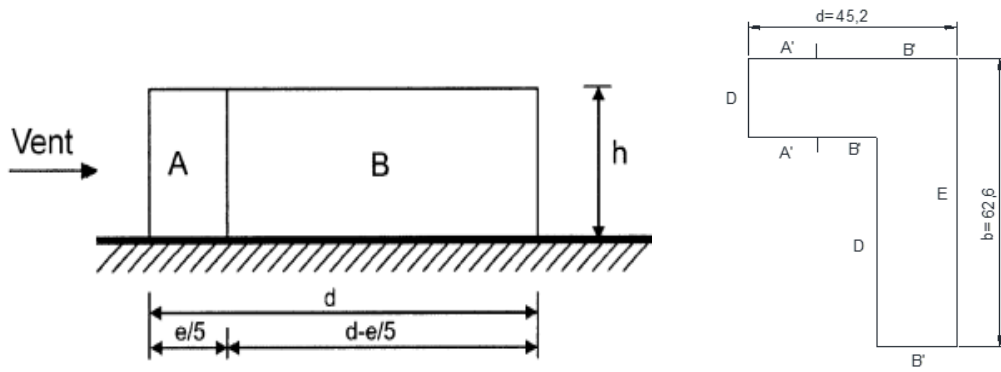
On constate que : $d < e \Rightarrow$ il existe trois zones A', B'.

$$S_{,A} = (h * \frac{e}{5}) = 394,38m^2 > 10m^2$$

$$S_{,B} = 32,68 * 31,5 = 1029,42m^2 > 10 m^2$$

Toutes les surfaces des parois verticales $S > 10m^2 \rightarrow$

donc on prend $C_{pe} = C_{pe}, 10$

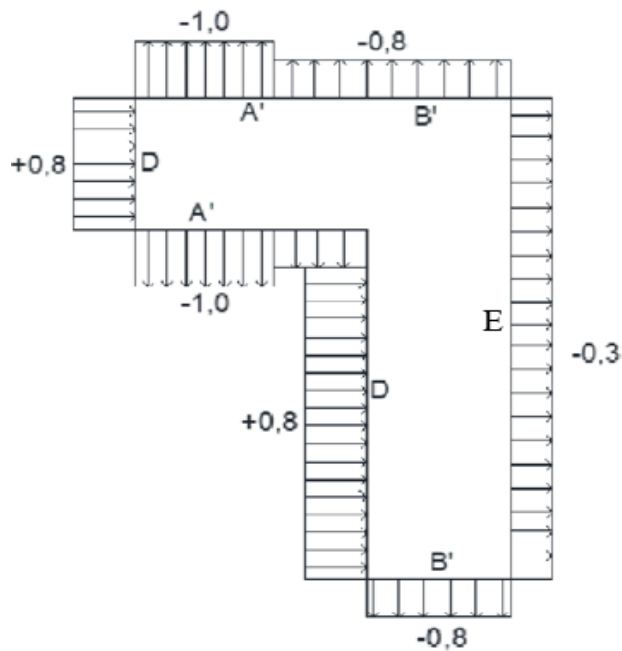


élévation des zones pression des parois verticales sens V_1 .

Les coefficients de pression extérieure dans chaque zone sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.2 : C_{pe} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire.

Zone	A'	B'	D	E
Surface (m ²)	394,38	1029,42	2060	2060
C _{pe}	-1	-0,8	0,8	-0,3



Les valeurs de C_{pe} pour les parois verticales sont représentées dans la figure ci-dessous :

Figure III.3 : C_{pe} correspondant à chaque zone de parois verticale selon V_1 .

○ **Toiture plate**

Les toitures plates sont celles dont l'angle de la pente est inférieur ou égal à 5° , les différentes zones de pression F, G, , I sont représentées sur la figure $e = \min [b ; 2h] = 63m$.

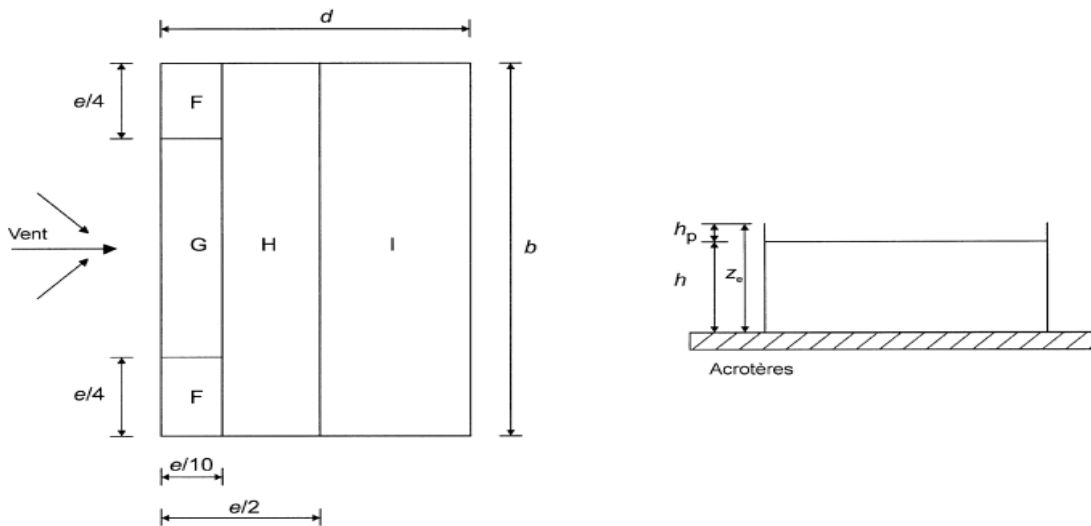


Figure III.4 : Vue en plan des zones de pression de la toiture plates.

$$F = \frac{e}{10} * \frac{e}{4} = 97,97 \text{ m}^2 \dots\dots\dots 97,97 \text{ m}^2 > 10\text{m}^2 \rightarrow C_{pe,10} = -1,6$$

$$G = 195,93 \text{ m}^2 \dots\dots\dots 195,93 \text{ m}^2 > 10\text{m}^2 \rightarrow C_{pe,10} = -1,1$$

Dans la toiture plate, la répartition de cette dernière se fera comme suit :

Avec acrotère : $H_p=80\text{cm} \rightarrow H_p/h =0,0253$ on prend : $H_p/h =0,025$

Les coefficients de pression extérieure dans chaque zone sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Zone	F	G	H	I
Surface (m ²)	97,97	195,93	1971,9	857,62
Cpe	-1,6	-1,1	-0,7	± 0,2

Tableau III.3 : Cpe pour les parois verticales.

III.2.8 Coefficients de pression intérieure

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 :

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

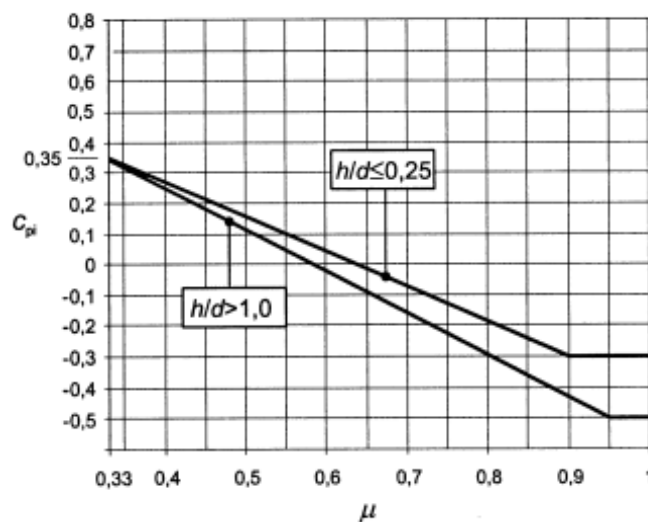


Figure III.5 : Coefficients de pression intérieure applicables pour des ouvertures uniformément réparties.

Les surfaces des fenêtres : $S_{IF} = 1,5 \times 1,2 = 1,8 \text{ m}^2 \rightarrow S_{IF} \text{ (Totale)} = 115,2 \text{ m}^2$

Les surfaces des portes : $S_{IP} = 5 \times 3 = 15 \text{ m}^2 \rightarrow S_{IP} \text{ (Totale)} = 30 \text{ m}^2$

$S_T = 288 \text{ m}^2$

$$\text{On a } \left\{ \begin{array}{l} \mu_p = \frac{145,2+89,4 \times 2}{145,2 \times 2+89,4 \times 2} = 0,69 \\ \frac{h}{d} = \frac{31,5}{62,6} = 0,5 < 1 \end{array} \right.$$

0,25 < h/d=0,48 <1 donc on procède par interpolation linéaire pour déterminer la valeur de Cpi est :

Pour $\mu_p = 0,69$ et $h/d > 1 \rightarrow C_{pi} = -0,16$

Pour $\mu_p = 0,69$ et $h/d = 0,25 \rightarrow C_{pi} = -0,08$

Pour $\mu_p = 0,69$ et $h/d = 0,48 \rightarrow C_{pi} = -0,1$

$$C_{pi} = -0,16 + \frac{-0,08+0,16}{0,25-1} \times (0,5 - 1) = -0,1$$

III.2.9 Détermination de la pression aérodynamique W(ze)

Le calcul de la pression aérodynamique se fait par la **formule 2,6 du RNV 2013** qui est comme suit : $W(ze) = q_p * [C_{pe} - C_{pi}]$.

Les résultants de W(Ze) [N/m²] sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.4 : Les valeurs des pressions W(ze) [N/m²] (V1 / V3).

zone	cpe	cpi	$q_{p(z)}$	$w_{(ze)}$
A'	-1	-0,1	740,25	-666,22
B'	-0,8	-0,1	740,25	-518,17
D	0,8	-0,1	740,25	-518,17
E	-0,3	-0,1	740,25	-148,05

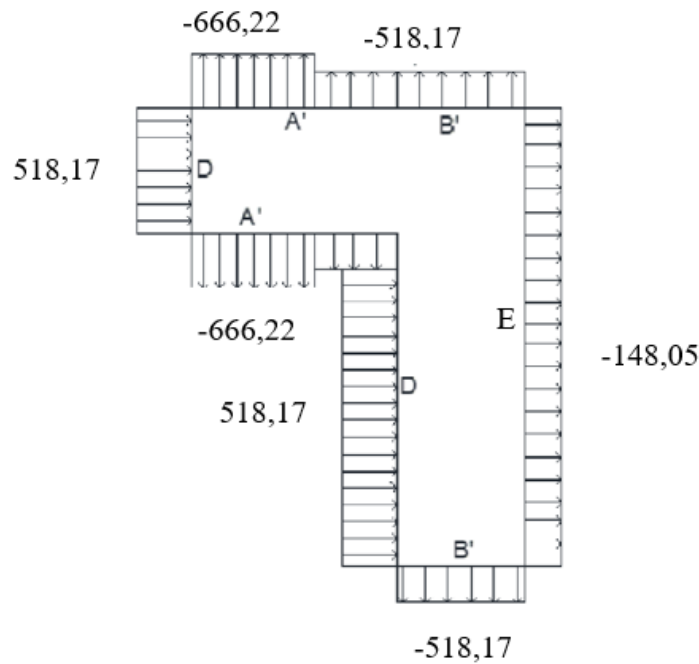


Figure III.6 :W(ze) [N/m²] correspondant à chaque zone de parois verticale selon V₁.

III.2.10 Action d'ensemble

III.2.10.1 Les force à l'aide des coefficients des forces

La force exercée par le vent F_w agissant sur une construction ou un élément de Construction peut être déterminée directement en utilisant l'expression suivante :

$$F_w = C_d \times C_f \times q_p(Z_j) \times A_{ref} [N]$$

Avec : C_d : Coefficient dynamique.

C_f : Coefficient de force.

A_{ref} : Surface élémentaire.

III.2.10.2 Le coefficient dynamique C_d

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

$$\text{formule générale : } C_d = \frac{1 + 2 * g * I_v(z_{eq}) * \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 * I_v(z_{eq})} \quad (3.1)$$

Avec : I_v(z_{eq}) est l'intensité de la turbulence

Q² : est la partie quasi-statique.

R² : est la partie résonante.

G : est le facteur de pointe.

Direction V1

Tableau III.5 : Les valeurs de coefficient dynamique Cd (V1 / V2),

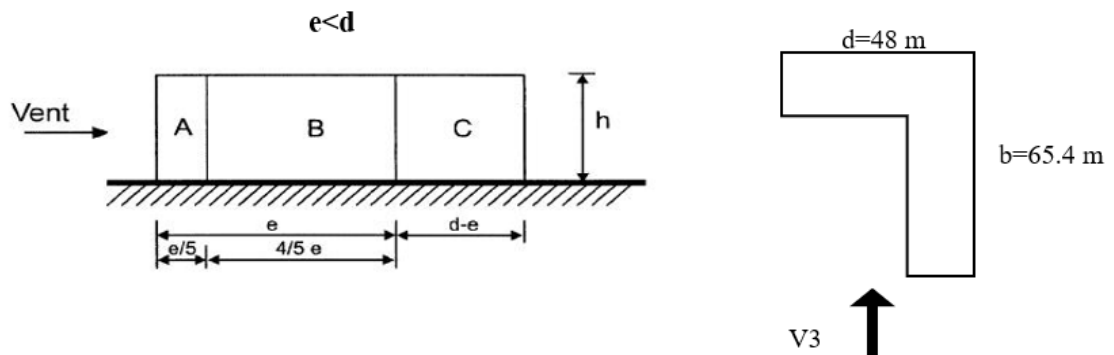
Z	Li	Q ²	Nx	Rn	Rh	Rb	R ²	V	g	Iv	Cd
31,5	61.75	0,46	3.23	0,061	0.12	0,064	0,046	0,26	3,36	0,34	0,77

➤ **Direction du vent : Sens V₃**

Tableau III.6 : Valeurs des pressions dynamiques (q_p)

Ze (m)	Ct	Cr(z)	Iv(z)	Ce(z)	qp(z) (N/m ²)
36,5	1	0,807	0,29	1,974	740,25

- **Calcul de la pression extérieure**
- **Paroi verticale**



On a : b = 45,2 m ; d = 62,6 m ; h = 31,5 e = min { b ; 2h } d'où e = b = 45,2 m

Figure III.7 : Vue en élévation des Zones pression des parois verticales sens V3.

Tableau III.7 : C_{pe} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire

Zone	A	B	C	D	E
Surface (m ²)	284,76	1139,86	548,1	1423,8	1423,8
C _{pe}	-1	-0,8	-0,3	0,8	-0,3

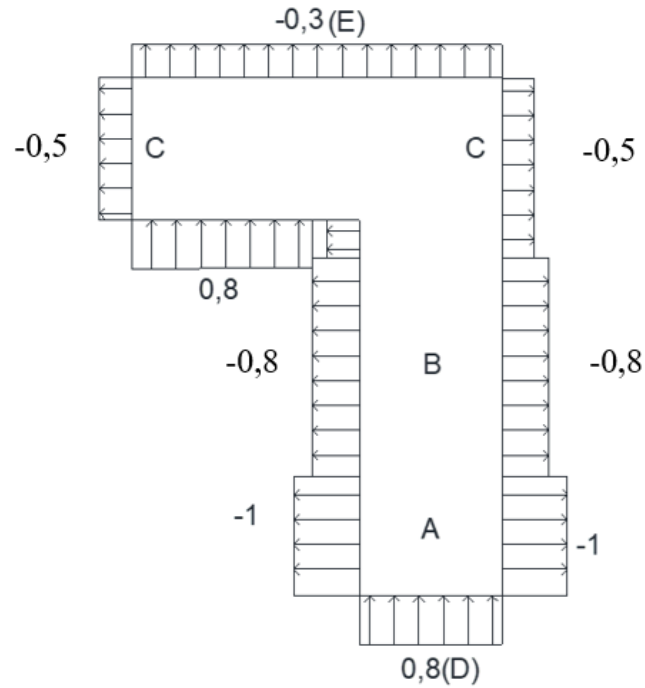


Figure III.8 : C_{pe} correspondant à chaque zone de parois verticale selon V_3 ,

• **Terrasse avec acrotère :**

On se réfère au paragraphe 5.1.3 du chapitre 5 de DTR(NV2013), à la figure 5.2 pour déterminer les différentes zones de pression et au tableau 5.1 pour tirer les valeurs du coefficient.

C_{pe1} ou C_{pe10} .

Les zones de pression sont portées sur la figure 9 :

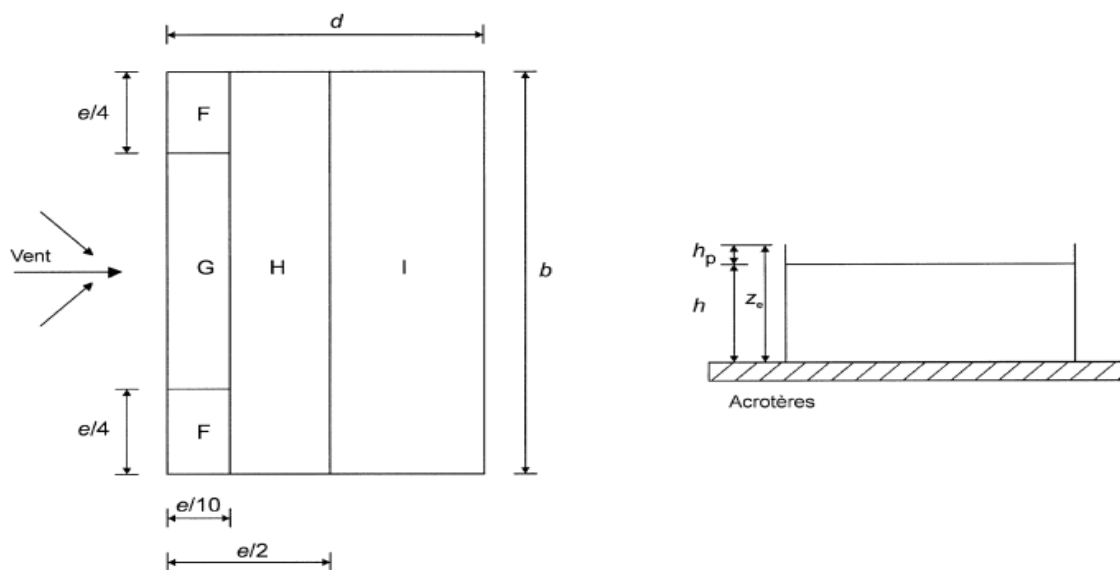


Figure III.9 : Vue en plan des zones de pression de la toiture plates.

Tableau III.8 : Cpe pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire.

Zone	F	G	H	I
Surface (m ²)	51,076	102,152	817,216	1808
Cpe	-1,6	-1,1	-0,7	± 0,2

• **Détermination de la pression aérodynamique W(ze)**

donc $\mu = 0.56 \Rightarrow$ d'après le coefficient Cpi en fonction de l'indice de perméabilité et par interpolation.

$\mu = 0.56$ et $h/d = 1.7$ Cpi = -0,26

(h) c'est la hauteur du bâtiment ; (d) est sa profondeur.

Tableau III.9 : Les valeurs des pressions W(ze) [N/m²] (V3 / V4).

Zone	cpe	cpi	qp(z) (N/m ²)	W(ze)
A	-1	-0,26	740,25	-547,785
B	-0,8	-0,26	740,25	-399,735
C	-0,5	-0,26	740,25	-177,66
D	0,8	-0,26	740,25	784,665
E	-0,3	-0,26	740,25	-29,61

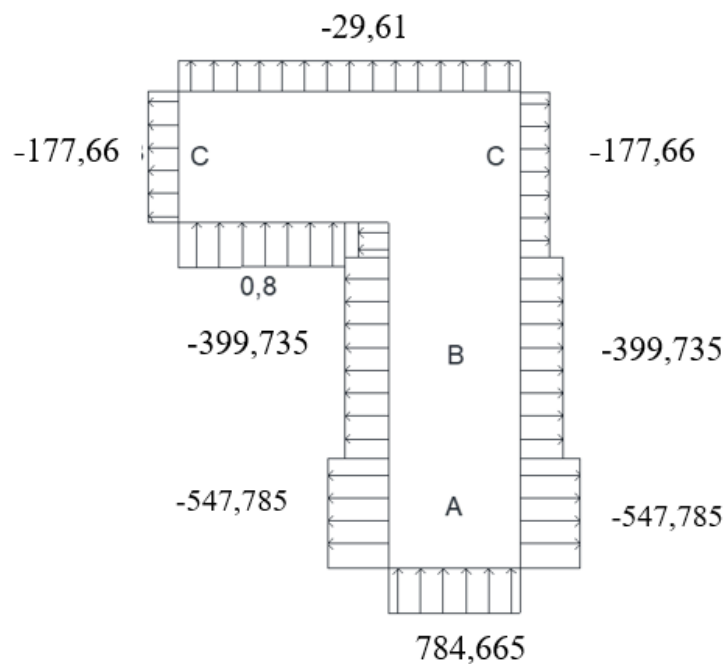


Figure III.10 : W(ze) [N/m²] correspondant à chaque zone de parois verticale selon V3.

Tableau III.10 : Les valeurs de coefficient dynamique Cd (V2 / V4).

Z	Li	Q ²	Nx	Rn	Rh	Rb	R ²	V	g	Iv	Cd
36,5	61,75	0,49	3,23	0,061	0,12	0,086	0,061	0,29	3,39	0,34	0,8

Calcul de coefficient de forme

Direction V1

$$C_f = C_{f,0} \times \psi\lambda$$

Avec :

C_{f,0} : Coefficient de force des constructions en considérant un élancement effectif infini,

ψλ : Facteur d'élancement donné par [Figure 4,1] en fonction de l'élancement effectif λ_e,

$$C_{f,0} = 1,2$$

$$\lambda_e = \text{Max} (l/b ; 70)$$

$$\lambda_e = \text{Max} \left(\frac{45,2}{62,6} ; 70 \right) = 70$$

Pour φ = 1 (pour construction fermé) et λ_e = 70

$$\psi\lambda = 0,92$$

$$C_{f1} = 1,9 \times 0,92 = 1,104$$

Direction V3

$$C_{f,0} = 2.35$$

$$\lambda_e = \text{max} (l/b ; 70) \rightarrow \lambda_e = \text{Max} \left(\frac{62,6}{45,2} ; 70 \right) = 70$$

Pour φ = 1 (pour construction fermé) et λ_e = 70 → ψλ = 0,92

$$C_{f1} = 2.35 \times 0,92 = 2.16$$

o **Calcul de la surface élémentaire Aréf**

$$A_{ref} = l \times h \text{ (Rectangle)}$$

On regroupe les résultats dans le tableau suivant :

Z(m)	L(m)	Aref(m ²)	Cd	Cf	qp(zj)(N/m ²)	Fw (N)
31.5	45,2	1423,8	0.77	1,104	740.25	1909901.85

Tableau III.11 : Les forces à l'aide des coefficients des forces (V1 / V2).**Tableau III.12** : Les forces à l'aide des coefficients des forces (V3 / V4).

Z(m)	L(m)	Aref(m ²)	Cd	Cf	qp(zj)(N/m ²)	Fw (N)
31,5	62,6	2060,1	0,8	2,16	740,25	2106589,34

▪ **Calcul des forces de frottement**

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

La Condition à vérifier : $2(d \times h) \leq 4(2b \times h)$.

Direction V1 : $2(62.6 \times 31.5) \leq 4(2(45,2) \times 31,5)$

$$3943.8 \leq 11390,4$$

la condition est vérifiée,

Direction V3 : $2(45,2 \times 31,5) \leq 4(2(62,6) \times 31,5)$

$$2847,6 \leq 15775,2$$

la condition est vérifiée,

Les conditions sont vérifiées, donc les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés dans notre cas.

Conclusion

Dans l'étude du vent pour notre structure qui est de forme L, on a essayé de bien garder la structure comme un bloc uni, par conséquent on a rencontré des difficultés de diviser les zones du vent et direction, ensuite pour ne pas divisées la structure en deux bloque séparer de forme rectangulaire comme le règlement **RNV2013** l'indique, **on a fait notre étude en supposant la structure comme un bloque rectangulaire.**

IV.1. Étude des escaliers ^{[10][5]}

VI.1.1. Introduction

Un escalier est une suite de marches qui permettent de passer d'un niveau à un autre, dont la largeur s'appelle l'embranchement, la largeur des marches s'appelle giron (g) et la hauteur des marches une contre marche (h). Il est composé de plusieurs éléments :

- Palier : c'est une aire plane située à chaque étage au départ et à l'arrivée d'une volée d'escalier, sa fonction est de permettre un repos pendant la montée.
- Palier intermédiaire : c'est un palier placé entre deux niveaux.
- Volée : une partie droite (ou courbe) d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- Marche : elles peuvent être encastres entre deux limons ou reposes sur un ou deux limons.

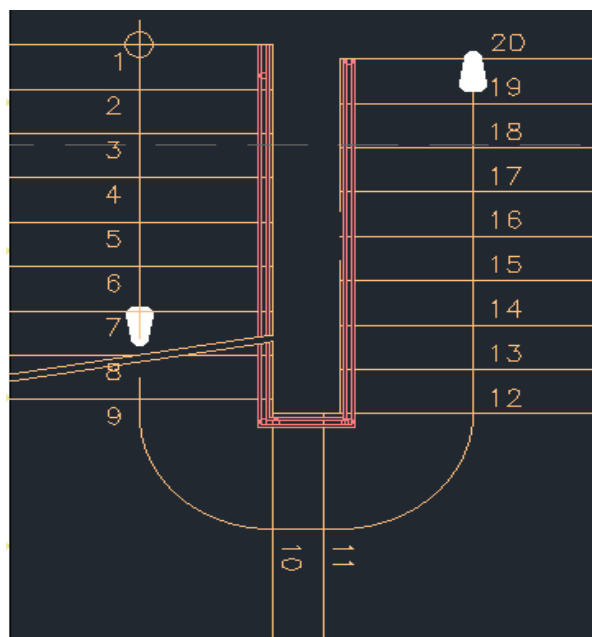


Figure.IV .1 : vue de l'escalier.

IV.1.1 Prédimensionnement des escaliers ^{[3][10]}

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

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

h : Varie de 14.5 cm à 18 cm.

g varie de 22 cm à 30 cm.

Hauteur d'étage 3,5 m \longrightarrow On prend : h = 17.5 cm et g = 30 cm.

- Vérification de la condition de BLONDEL

$$59 \leq (30 + 2(17.5)) \leq 66 \text{ cm} \rightarrow 59 \leq 65 \leq 66 \text{ Condition vérifiée.}$$

IV.1.2.1 le nombre de contre marche

$$n = \frac{H}{h} = \frac{175}{17.5} = 10 \rightarrow \text{(pour 2 volée RDC).}$$

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

- **La longueur de la ligne de foulée**

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

- **Angle d'inclinaison de la volée**

$$\alpha = \arctg(1.75/2.7) = 32.9^\circ \rightarrow \text{(pour 2 volée RDC).}$$

- **La longueur de la volée**

$$L_V = 1,75/\sin(\alpha) = 3.21 \text{ m} \rightarrow \text{(pour 2 volée RDC).}$$

IV.1.2.2 Prédimensionnement des éléments porteurs

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

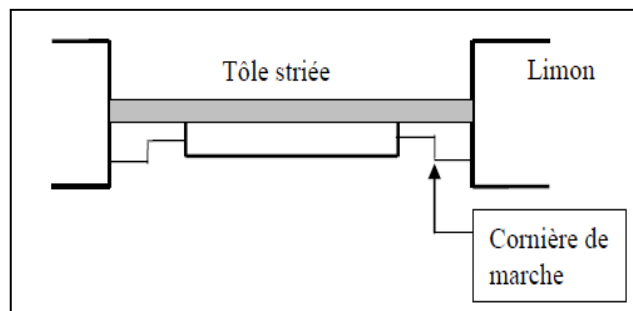


Figure IV.2 : Schéma d'une marche.

a- Pré dimensionnement des supports de marche

On modélise la marche comme une poutre simplement appuyée.

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

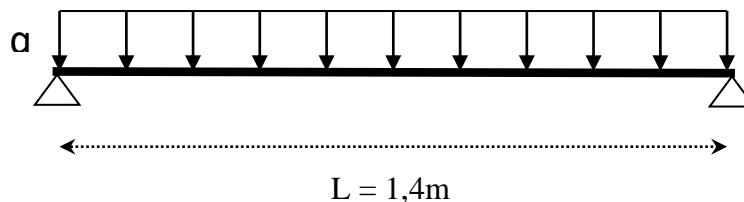


Figure IV .3 : les charges sur la cornière.

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

$$f = \frac{5ql^4}{384EI} \leq \bar{f} = \frac{l}{250} \Rightarrow I \geq \frac{5ql^3 \times 250}{384E} \quad I \geq \frac{5 \times 1.12 \times 140^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 4.4 \text{ cm}^4$$

On prend **L40x40x4** avec : $I_y = 4,47\text{cm}^4$

• **Vérification de la résistance**

On vérifie que : $M_{sd} < M_{pLRd}$

Poids propre du profilé choisit : $P_p = 0,0242\text{KN/m}$.

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

$$q_u = 1,35 [(1,25 \times 0,3) + 0,0242] + 1,5 (2,5 \times 0,3) = 1,66\text{kN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{1,66 \times 1,4^2}{8} = 0,37 \text{ kN.m}$$

$$M_{pLRd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{1,55 \times 355}{1,1} \times 10^{-3}$$

$$= 0,39\text{kN.m}$$

$M_{sd} = 0,35\text{kN.m} \leq M_{pLRd} = 0,5\text{kN.m}$ La condition est vérifiée.

b- Calcul du limon

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

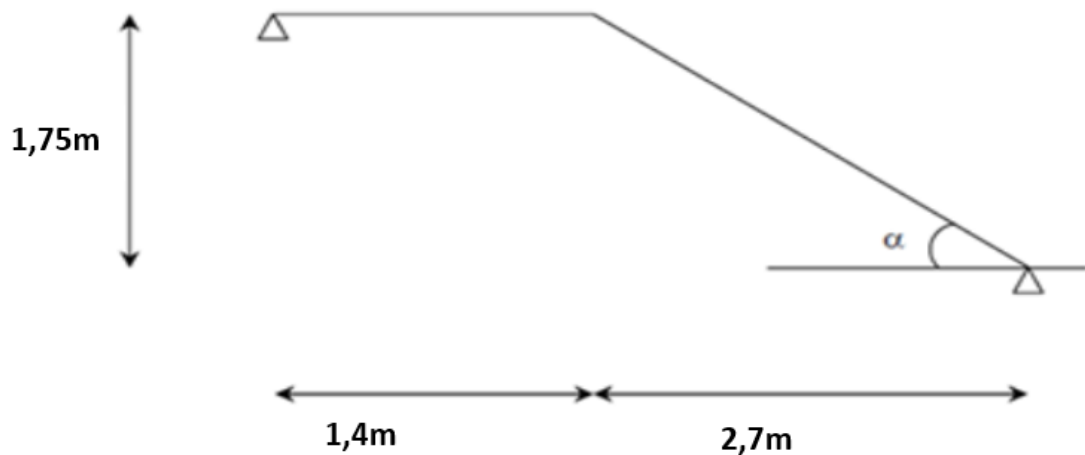


Figure IV.4 : charges appliques sur limon.

$$q_1 = 0,8(1,25 + 2,5) = 3\text{kN/ml} \quad q_2 = 0,8(2,5 + 2,5) = 4 \text{ kN/ml}$$

✓ **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 80** \longrightarrow $I_y = 106 \text{ cm}^4$.

• **Vérification de la résistance (ELU)**

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

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 : $M_{sd} < M_{pLRd}$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{4,73 \times 2,4^2}{8} = 3,4 \text{ kN.m}$$

$$M_{pLRd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{31,8 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 7,95 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} = 3,4 \text{ kN.m} \leq M_{pLRd} = 7,95 \text{ kN.m}$ La condition est vérifiée.

IV.1.2.3 Prédimensionnement 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.

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

$$G_{palier} = 2,5 \times \frac{1,3}{2} = 1,62 \text{ kN/ml.} \quad G_{total} = G_{volée} + G_{palier}$$

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

$$Q = 2,50 \times \frac{(1,3+3,21)}{2} = 5,63 \text{ kN/ml.} ; \quad q = (G_{total} + Q) = 3,62 + 5,63 = 9,25 \text{ kN/ml.}$$

- **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

$$I \geq 1404,76 \text{ cm}^4 \text{ On choisit un IPE 200 } I_y = 1943,17 \text{ cm}^4$$

- **Vérification de la résistance**

On vérifie que : $M_{sd} < M_{pLRd}$

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

$$q_u = 1,35 \times (3,62 + 0,224) + 1,5 \times 5,63 = 13,63 \text{ kN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{13.63 \times 4,51^2}{8} = 34.65 \text{ kN.m}$$

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

$M_{sd} = 34.65 \text{ kN.m} \leq M_{pl.Rd} = 55.16 \text{ kN.m}$ La condition est vérifiée.

V.1 Introduction^[3]

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 essentiellement horizontales imposées aux fondations, 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 **Autodesk Robot Structural Analyses Professional 2019** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

V.2 Etude sismique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibrations libres non- amorties.

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propres de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

V.2.1. Modélisation de rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- A tous les planchers nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués).

V.3 Choix de la méthode de calcul

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

1-La méthode statique équivalente.

2-La méthode d'analyse modale spectrale.

3-La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

V.3.1 La méthode statique équivalente

- **Principe**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Concernant l'ouvrage On constate que la condition n'est pas vérifiée vu que la hauteur de notre structure dépasse les 17m (irrégulier en plan), qui veut dire que l'utilisation de la méthode statique équivalente seulement n'est pas tolérable, (**article 4.1.2 des RPA99/2003** du coup on l'utilise la méthode d'analyse model spectrale.

V.3.2. La méthode modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Principe

Dans cette méthode on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.

- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la reponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_K \leq 0.20 \text{ sec}(4 - 14)$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et T_K la période du mode K.

Analyse spectrale ^[3]

Utilisation des spectres de réponse

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω).

Donc pour des accélérogrammes données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

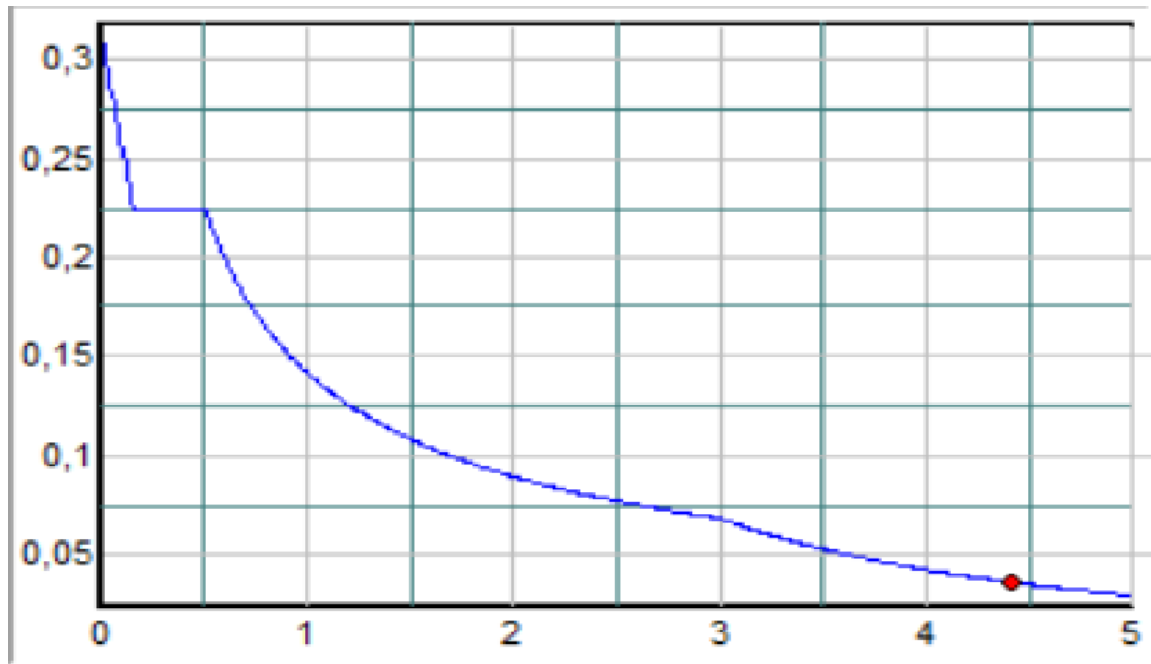


Figure.V.1 : : représentation de graphe pour un spectre de réponse

Avec :

- g : accélération de la pesanteur, ($g = 9,81N$)
- A : coefficient d'accélération de zone.
- R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.
- T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.
- Q : Facteur de qualité.
- η : facteur de correction d'amortissement.

V.4. Estimation de la période fondamentale de la structure (T)

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Les formules empiriques à utiliser dans notre cas selon le **RPA99/version 2003** sont

$$T = \min T = \begin{cases} 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} & \dots\dots\dots (4-6)\dots\dots (1) \end{cases}$$

$$T = C_T \times h_N^{3/4} \dots\dots\dots(4-7)\dots\dots(2)$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$\left\{ \begin{array}{l} D_x = 45.2m \\ D_y = 62.6m \end{array} \right.$$

h_N hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$\Rightarrow h_N = 31.5 \text{ m}$

C_T est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau 4.6 du RPA99/version2003.

$\Rightarrow C_T = 0,050$

\Rightarrow Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie.

Donc :

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \Rightarrow T_x = 0,09 \times \frac{31,5}{\sqrt{45,2}} = 0,42 \text{ s} \\ T_y = 0,09 \times \frac{31,5}{\sqrt{62,6}} = 0,36 \text{ s} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,05 \times 31,5^{3/4} = 0,66 \text{ s} \end{array} \right.$$

La valeur de T considère dans les deux directions

- Sens (x-x) : $T_x = \min (0,42 ; 0,66) \Rightarrow T_x = 0,42 \text{ s}$.

- Sens (y-y) : $T_y = \min (0,36 ; 0,66) \Rightarrow T_y = 0,36 \text{ s}$.

$T_{x\text{analytique}} = 0,920\text{s} \geq 1,3 T_{x\text{calculé}} = 1,3 \times 0,42 = 0,55\text{s}$

$T_{y\text{analytique}} = 0,822\text{s} \geq 1,3 T_{y\text{calculé}} = 1,3 \times 0,36 = 0,47\text{s}$

$$T = \begin{cases} T_{\text{empirique}} & \text{si } T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1,3T_{\text{empirique}} \\ 1,3T_{\text{empirique}} & \text{si } T_{\text{analytique}} \geq 1,3T_{\text{empirique}} \end{cases}$$

On prend $T = 1,3T_{\text{empirique}}$ dans les deux sens d'après l'article de MR TALEB

V.5. Résultats de l'analyse dynamique

V.5.1. Vérification de la structure selon le RPA99/V2003

Au cours d'étude de notre structure, on a passé par trois étapes et dans chaque étape on a étudié un modèle, telle que la différence entre les modèles étudiés est le système de contreventement utilisé.

V.5.1.1.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

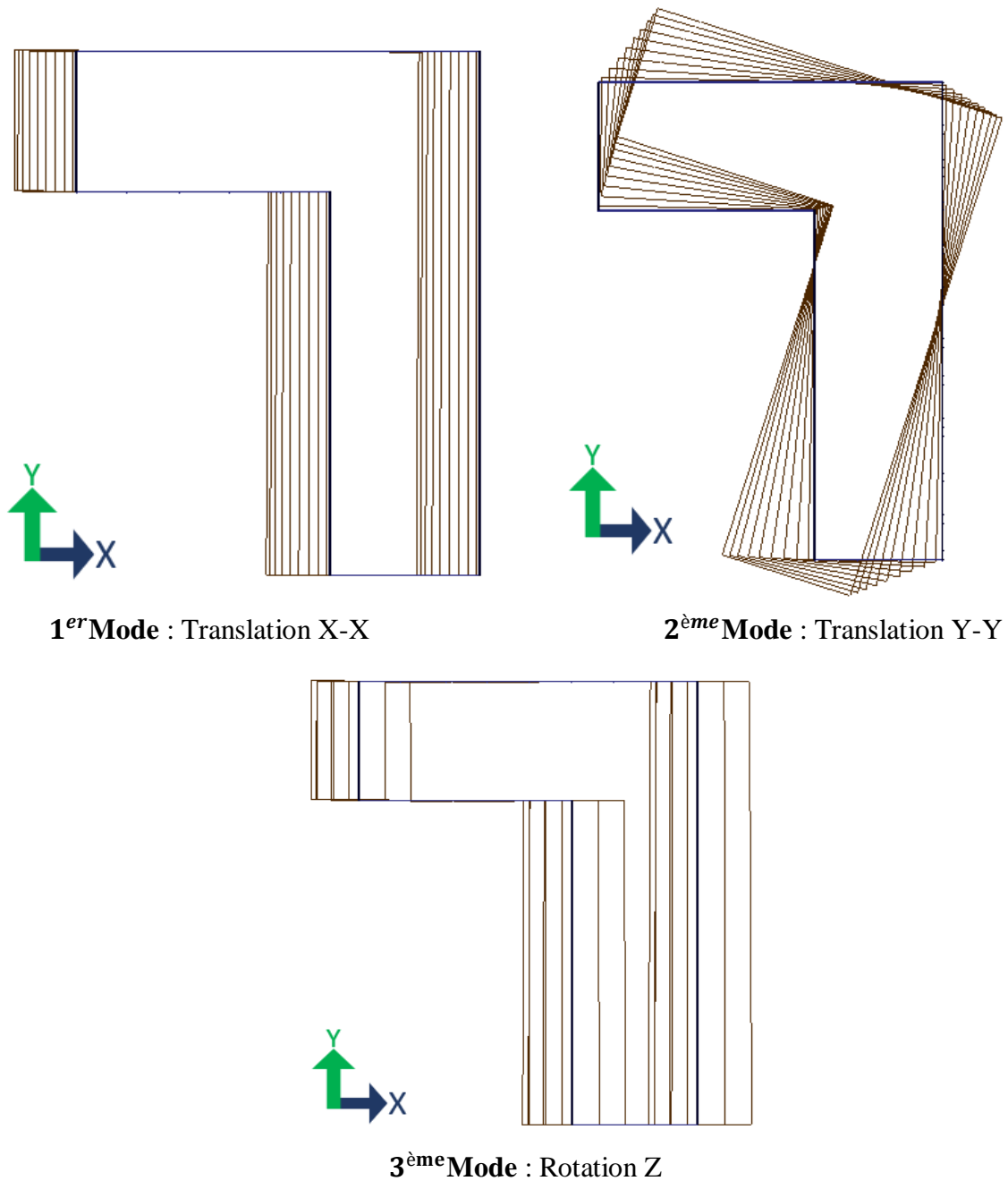


Figure.V.2 : les modes de vibration sans contreventement.

a- Les résultats du model initiale

L'analyse dynamique de la structure a conduit à

Une période fondamentale $T=6,86$ s

- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à x-x
- Le 2^{ème} mode est un mode de torsion.
- Le 3^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à y-y

Tableau. V.1 Valeurs des modes propres

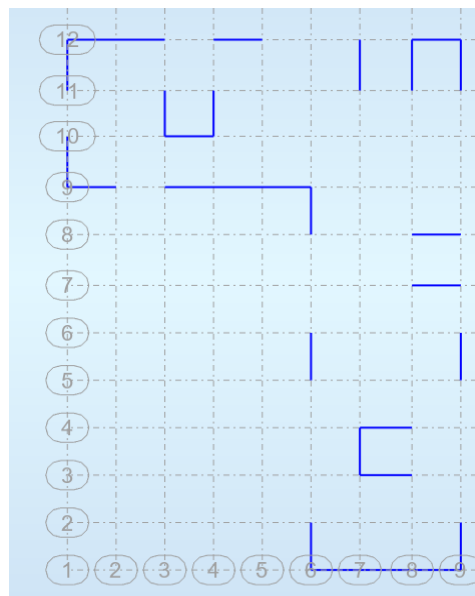
Modes	Période (s)	$\sum U_x(\%)$	$\sum U_y(\%)$	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	6,861	75,360	0,001	75,360	0,001
2	3,813	75,455	2,427	0,094	2,427
3	2,813	75,456	72,643	0,001	70,215
4	2,478	86,617	72,643	11,161	0,001
5	1,472	87,096	73,323	0,479	0,680
6	1,434	91,155	73,384	4,059	0,061
7	1,111	91,155	85,928	0,000	12,544
8	0,981	93,712	85,928	2,557	0,000
9	0,872	93,713	86,328	0,000	0,400
10	0,727	95,377	86,329	1,664	0,000
11	0,667	95,377	90,696	0,000	4,368

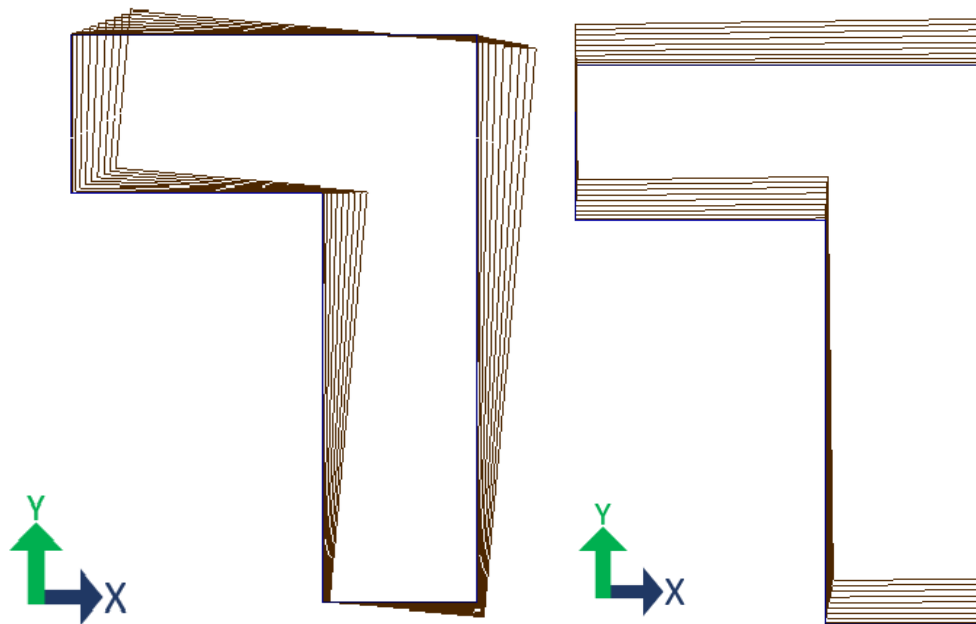
V.5.1.2. Modèle 2

Pour cette étape on a utilisé des palés triangulés en X comme il est indiqué dans la figure ci-dessous

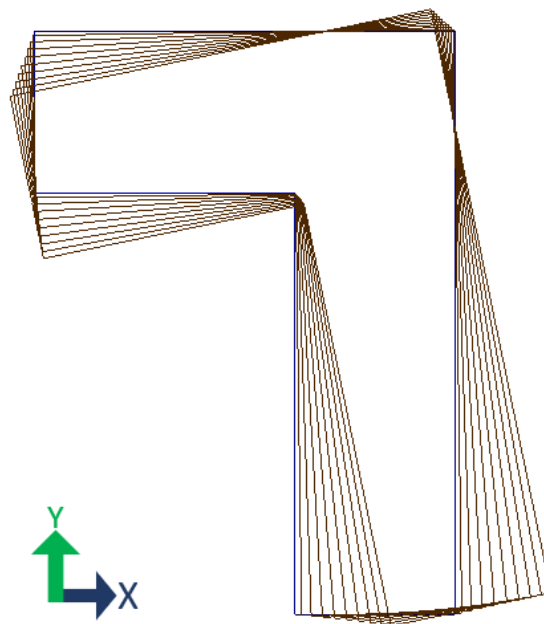
Système de contreventement

Palées triangulées en X Profilée TUBE CREUX (200*200*16)

**Figure V.3** : la disposition des contreventements.



1^{er} Mode : Translation X-X **2^{ème} Mode** : Translation Y-Y



3^{ème} Mode : Rotation Z

Figure. V.4 : les modes de vibrations avec palées triangulées en X.

a- Les résultats

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

Une période fondamentale $T = 2,418$ s

- Le 1^{er} mode est un mode de translation suivant x-x
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation suivant y-y
- Le 3^{ème} mode est un mode de torsion.

b- Caractéristiques dynamiques propres**Tableau V.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	2,418	91,045	0,559	91,045	0,559
2	1,684	91,597	64,571	0,552	64,012
3	1,419	91,689	84,675	0,091	20,104
4	0,709	98,542	84,678	6,853	0,002
5	0,538	98,551	92,303	0,009	7,625

c- Constatations

- Une période fondamentale : $T=2,418s$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 5^{ème} mode.
- Le premier mode et second mode sont des modes de translation (respectivement Parallèlement à x-x et à y-y).
- Le troisième mode est mode de torsion.

V.5.1.2. Etape 3

Pour cette étape on a utilisé des palés triangulés en X qui reprend des charges horizontales due au séisme et on augmente la section des poteaux comme il est indiqué dans la figure ci-dessous

niveaux	Poteaux
RDC ;1ere ;2eme	HEB 500
3eme ;4eme ;5eme	HEB 450
6eme ;7eme ;8eme	HEB 400

a- Système de contreventement

Après plusieurs essaie on apte cette disposition final de Palées triangulées en X Profilée TUBE CREUX (200*200*16)

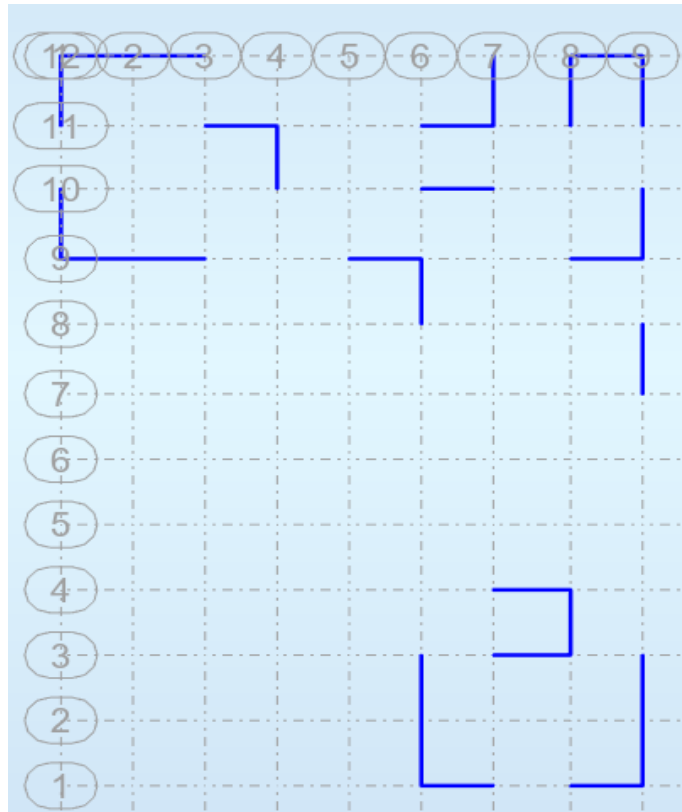
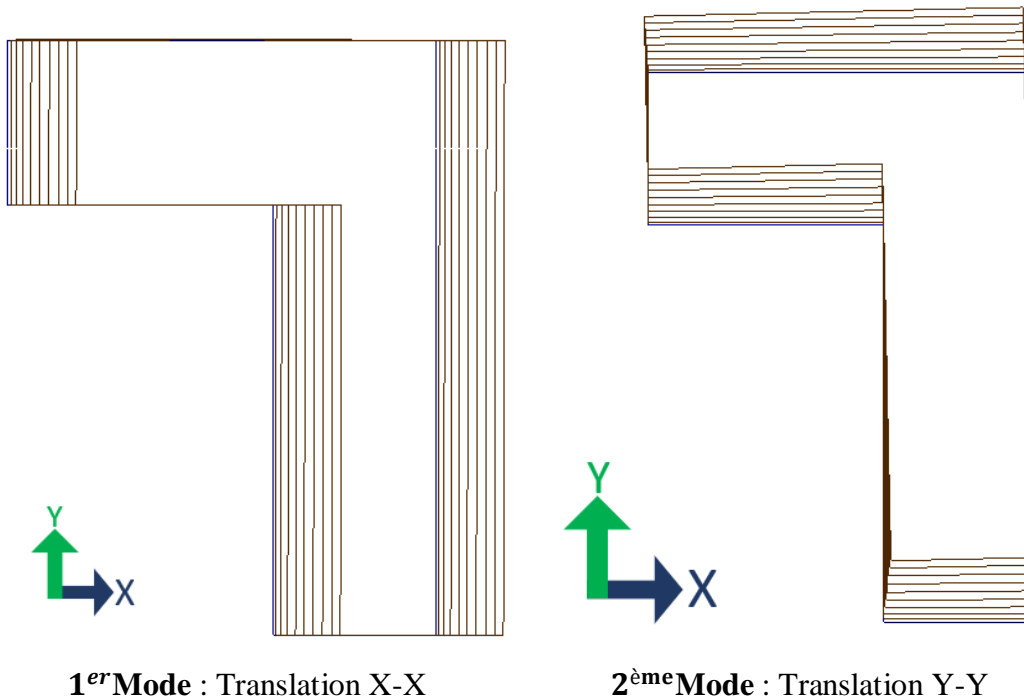
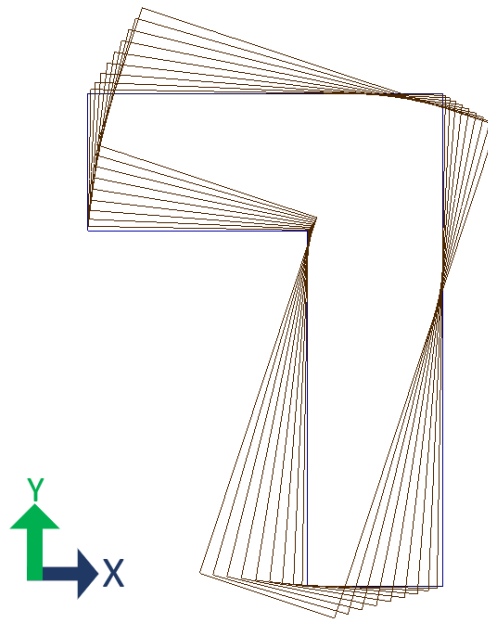


Figure. V.5 : vue en plans disposition des contreventements





3^{ème} Mode : rotation Z

Figure. V.6 : les trois formes de vibration de modèle final.

d- Les résultats

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

Une période fondamentale $T = 0,920s$

- Le 1^{er} mode est un mode de translation suivant x-x
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation suivant y-y
- Le 3^{ème} mode est un mode est un mode de torsion.

e- Caractéristiques dynamiques propres

Tableau V.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	0,920	70,567	0,000	70,567	0,000
2	0,822	70,568	71,294	0,000	71,293
3	0,680	70,572	71,621	0,004	0,327
4	0,235	90,847	71,621	20,276	0,000
5	0,220	90,848	90,456	0,001	18,835
6	0,181	90,919	90,489	0,071	0,033

V.6. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule citée dans le règlement parasismique :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération sur la zone sismique et le groupe d'usage.

Tableau. V.4 : Coefficient d'accélération en fonction de la zone

Groupe d'usage	ZONE		
	I	II	III
2	0,08	0,15	0,25

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

(formule (4.2) RPA 2003)

T1, T2 : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans le tableau 4.7 de RPA99/version 2003.

Tableau.V.5 : Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site

Site	S1	S2	S3	S4
T₁	0,15	0,15	0,15	0,15
T₂	0,30	0,40	0,50	0,70

$$\begin{cases} T_2 \leq T_x \leq 3s \Rightarrow D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \\ 0 \leq T_y \leq T \Rightarrow D_y = 2.5\eta \end{cases}$$

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0,7$$

η : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement différent à 5%)

Dans notre cas l'amortissement =5% ⇒ η = 1

$$\begin{cases} D_x = 2,34 \\ D_y = 2,5 \end{cases}$$

•

R : coefficient de comportement

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement.

Sa valeur est donnée par le **tableau (4.3) des RPA 99 v2003** et on a choisi le contreventement assuré par des palées triangulées en X un coefficient de comportement (R=4).

• **Q : facteur de qualité**

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée par le tableau **4.4(RPA 99/version 2003)**.

Tableau V.6: Facteur de qualité.

Critères	Pq	
	1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.00
2. Redondance en plan	0,00	Non observé
3. Régularité en plan	0.05	Non observé
4. Régularité en élévation	0	Observé
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	Observé
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	Observé
	$\sum_1^6 P_q = 0,15$	

$$Q//xx = 1 + (0.05+0.05+0.05+0+0+0.1) = \mathbf{1.15}$$

$$Q//yy = 1 + (0.05+0.05+0.05+0+0+0.1) = \mathbf{1.15}$$

▪ **W : poids de la structure**

On préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

- W_i : Le poids concentré au niveau du centre masse du plancher « i ».

- W_{Gi} : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau « i ».
- W_{Qi} : Surcharges d'exploitation au niveau « i ».
- β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5(RPA99/version 2003)

$\beta = 0,2$ bâtiment de bureaux.

$W = 89253,327 \text{ kN}$ (calcul automatique)

Sens	A	D	Q	R	W	V(KN)	0.8V(KN)
x-x	0.25	2.34	1.15	4	89253,327	15011.29	12009.032
y-y	0.25	2.5	1.15	4	89253,327	16037.70	12830.16

0.8 Vx	12009,032
Vdynamique	11345,174
0.8 Vy	12830,16
Vdynamique	12103,659

r	1.06
r	1.07

V.7.Vérification des déplacements inter étages

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99 version 2003**, concerne les déplacements latéraux inter- étages, selon l'article 5.10 du **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_y^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{Avec}$$

$\bar{\Delta}$ est le déplacement admissible

$$\bar{\Delta} = 0.01h_e \quad \text{où} \quad h_e \text{ est la hauteur de l'étage.}$$

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

$$\delta_x^k = R \cdot \delta_{ex}^k \quad \text{Et} \quad \delta_y^k = R \cdot \delta_{ey}^k$$

δ_e^k : Déplacement due aux forces sismiques E_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=4)

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à

$$\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \quad \text{Et} \quad \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Tableau. V.7 : Vérification déplacement inter étages sens X

Etage	U _x	dr U _x (cm)	H poteaux (cm)	Note
RDC	0,933	0,933	350	vérifier
1ere	2,417	1,484	350	vérifier
2éme	4,304	1,886	350	vérifier
3éme	6,496	2,193	350	vérifier
4éme	8,905	2,408	350	vérifier
5éme	11,434	2,529	350	vérifier
6éme	14,003	2,569	350	vérifier
7éme	16,541	2,538	350	vérifier
8éme	18,982	2,441	350	vérifier

Tableau. V.8 : Vérification déplacement inter étages sens y

Etage	U _y	dr U _y (cm)	H poteaux (cm)	Note
RDC	0,830	0,830	350	vérifier
1ere	2,218	1,388	350	vérifier
2éme	3,914	1,696	350	vérifier
3éme	5,852	1,938	350	vérifier
4éme	7,935	2,084	350	vérifier
5éme	10,079	2,143	350	vérifier
6éme	12,224	2,145	350	vérifier
7éme	14,301	2,077	350	vérifier
8éme	16,233	1,932	350	vérifier

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par « **RPA99version 2003** ».

V.8. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre)

Les effets de second ordre (l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1$$

Avec :

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

h_k : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

Tableau. V.9 : Vérification de l'effet P- Δ

Niveau	Total	$\Delta_k(mm)$		Effort tranchant		$h_k(m)$	θ	
		Sens x	Sens y	Sens x	Sens y		Sens x	Sens y
RDC	89253,3	0,93	0,83	12025,887	12950,91	3,5	0,002	0,002
1 ^{er}	79138,3	1,48	1,388	11707,83	12662,49	3,5	0,003	0,002
2 ^{ème}	69401,8	1,88	1,696	11058,18	12022,71	3,5	0,003	0,003
3 ^{ème}	59681,1	2,19	1,938	10187,97	11128,71	3,5	0,004	0,003
4 ^{ème}	49979,3	2,40	2,084	9225,71	10088,73	3,5	0,004	0,003
5 ^{ème}	40277,5	2,53	2,143	8199,44	8925,24	3,5	0,004	0,003
6 ^{ème}	30595,2	2,57	2,15	6991,54	7537,81	3,5	0,032	0,025
7 ^{ème}	20929,5	2,54	2,08	5387,60	5738,82	3,5	0,028	0,022
8 ^{ème}	11264,7	2,44	1,93	3193,54	3361,05	3,5	0,025	0,019

Vu les résultats obtenus, les conditions θ_x et $\theta_y \leq 0,1$ sont satisfaites, d'où l'effet P- Δ peut être négligé.

Conclusion :

D'après l'analyse dynamique de la structure, après avoir modéliser plusieurs modèles a fin de stabilisé notre structures qui est de forme (L) irrégulière sans joint séismique et le choix du méthode de calcul, on conclut que le choix et la disposition des éléments résistants aux efforts séismique joue un rôle sensible pour avoir des résultats satisfaisant qui respectent le code algérien ; Ce dernier contient seulement des structure simple par rapport a notre cas on peut dire que notre structure résiste bien à l'action sismique malgré qu'elle soit implantée en zone de forte sismicité ce qui explique bien le rôle des systèmes de contreventements utilisées.

VI.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.

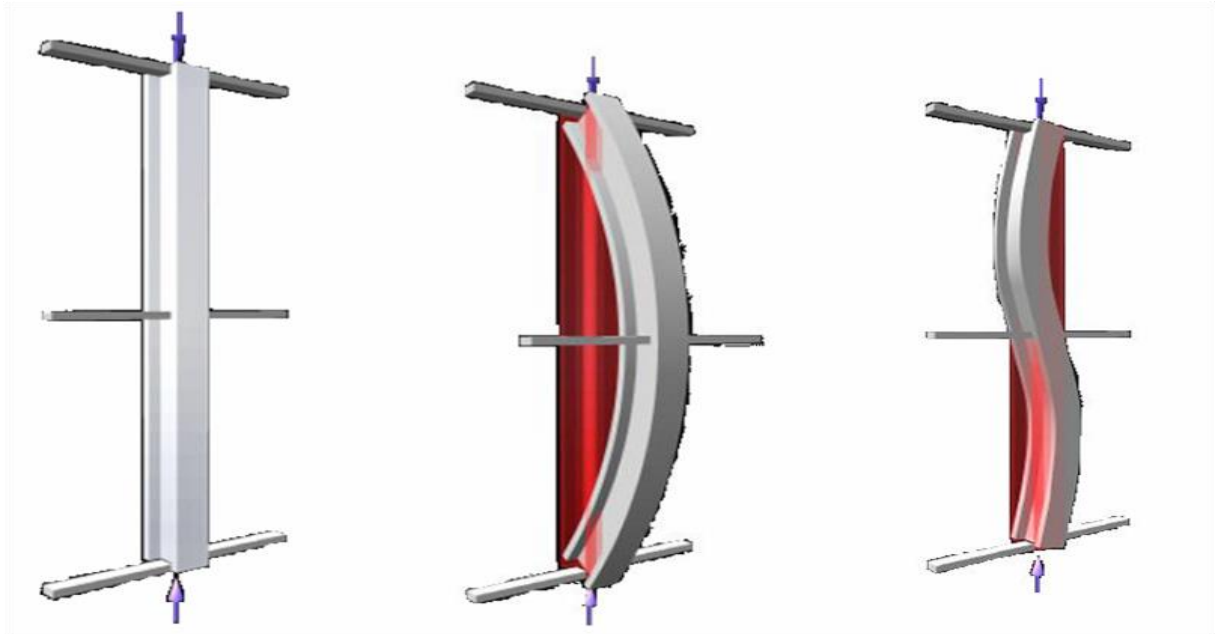


Figure. VI.1 Phénomène du flambement

➤ **Le déversement :**

Ce phénomène d'instabilité élastique se produit, d'une façon générale, lorsqu'une poutre fléchie 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.

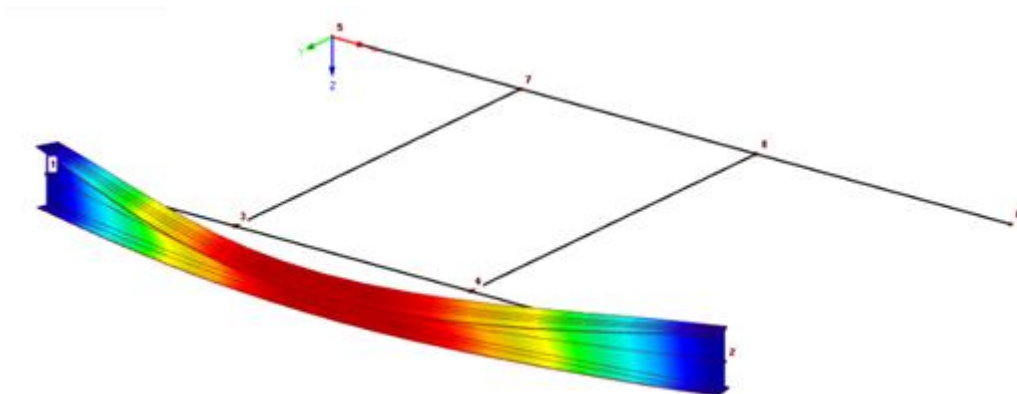


Figure.VI.2 Phénomène de déversement.

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**.

VI.2.1. Vérification des poteaux :

VI.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.^[3]

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations de calcul est :

- G + Q + E
- 1,35 G + 1,5 Q

Les différentes sollicitations doivent être combinées dans les cas les plus défavorables, qui sont :

Cas 1 : Une compression maximale N_{sd} et un moment $M_{y, sd}$ et $M_{z, sd}$ correspondant.

Cas 2 : Un moment $M_{y, sd}$ maximal et une compression N_{sd} et $M_{z, sd}$ correspondant.

Cas 3 : Un moment $M_{z, sd}$ maximal et une compression N_{sd} et $M_{y, sd}$ correspondant.

Les éléments sollicités en compression flexion doivent satisfaire à la condition suivante ^[1]:

Pour les sections de classe 1 et 2 :

$$\frac{N_{sd}}{\chi \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \times M_{y, sd}}{\frac{W_{pl, y} \times f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \times M_{z, sd}}{\frac{W_{pl, z} \times f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

Pour les sections de classe 3 :

$$\frac{N_{sd}}{\chi \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \times M_{y, sd}}{\frac{W_{el, y} \times f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \times M_{z, sd}}{\frac{W_{el, z} \times f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

Avec :

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} ; K_y \leq 1,5 \text{ Ou } \mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{M, y} - 4) + \left(\frac{W_{ply} - W_{el, y}}{W_{el, y}} \right) ; \mu_y \leq 0,90$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} ; K_z \leq 1,5 \text{ Ou } \mu_z = \bar{\lambda}_z \times (2\beta_{M, z} - 4) + \left(\frac{W_{pl, z} - W_{el, z}}{W_{el, z}} \right) ; \mu_z \leq 0,90$$

$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z)$ Sont les coefficients de réduction pour les axes y-y et z-z respectivement

$\beta_{M,y}$ et $\beta_{M,z}$ sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion.

Détermination de la longueur de flambement :

Mode d'instabilité à nœuds fixes

$$\frac{Lk}{L0} = \left[\frac{1 + 0.145 \times (\eta_1 + \eta_2) - 0.265\eta_1\eta_2}{2 - 0.364 \times (\eta_1 + \eta_2) - 0.247\eta_1\eta_2} \right]$$

η_1, η_2 : Facteurs de distribution pour poteaux continus.

$$\eta_1 = \frac{\sum K_{poteaux}}{\sum K_{poteaux} + \sum K_{poutres}} \quad \text{et} \quad \eta_2 = \frac{\sum K_{poteaux}}{\sum K_{poteaux} + \sum K_{poutres}}$$

Avec :

$K_{poteaux}$: sont les rigidités des poteaux = I / H

$K_{poutres}$: rigidité des poutres = I / L

Les efforts internes du logiciel ROBOT2019 sous la combinaison citée au-dessus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1. : Efforts internes des poteaux sous Nmax pour chaque niveau.

Niveau	Numéro	Combinaison	Nmax	Msd,y	Msd,z
8eme	388	G+Q+EX	43,431	208,528	18,025
7eme	387	G+Q+EX	510,391	111,039	12,654
6eme	386	G+Q+EX	923,779	104,805	14,151
5eme	385	G+Q+EX	1411,548	113,255	12,729
4 ^{eme}	384	G+Q+EX	1944,672	107,627	12,467
3eme	383	G+Q+EX	2519,325	92,460	11,551
2eme	382	G+Q+EX	3142,828	91,909	11,322
1 ^{er}	381	G+Q+EX	3780,477	93,128	7,746
RDC	315	G+Q+EY	4436,3	63,296	15,493

- Vérification pour les poteaux RDC

Détermination de la longueur de flambement ^[1]

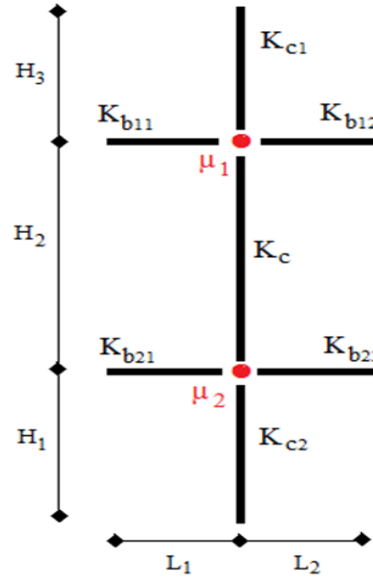


Figure. VI.3 : La rigidité (ou raidisseur) du poteau concerné.

Sens Y-Y

Sens Z-Z

$$K_C = \frac{107200 \times 10^4}{3500} = 306285,71 \text{mm}^3 \quad K_C = \frac{12620 \times 10^4}{3500} = 36057,14 \text{mm}^3$$

$$K_{C1} = \frac{107200 \times 10^4}{3500} = 306285,71 \text{mm}^3 \quad K_C = \frac{12620 \times 10^4}{3500} = 36057,14 \text{mm}^3$$

$$K_{12} = \frac{11770 \times 10^4}{6000} = 19616,67 \text{mm}^3 \quad K_{12} = \frac{1336 \times 10^4}{5600} = 2385,71 \text{mm}^3$$

$$\eta_1 = \frac{306285,71 \times 2}{(306285,71 \times 2) + (19616,67)} = 0,96$$

$$\eta_1 = 0,93$$

$$\eta_2 = 0 \text{ (encastrement)}$$

$$\eta_2 = 0 \text{ (encastrement)}$$

$$L_{fy} = 2415,66 \text{mm}$$

$$L_{fz} = 2390,62 \text{ mm}$$

Calcul de χ_{\min} :

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{2415,66}{211,9} = 11,4$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{2390,62}{72,7} = 32,88$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} \quad \text{Ou} \quad \beta_A = 1 \text{ section de classe (I)}$$

$$\lambda_1 = 86,81 \varepsilon \quad \text{avec} : \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \Rightarrow \lambda_1 = 79,86$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{79,86} = 0,14$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{79,86} = 0,411$$

$\bar{\lambda}_y < 0.2$ Pas de risque de flambement
flambement

$\bar{\lambda}_z > 0.2$ Il y'a risque de

$$\Phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] \quad \Phi_z = 0,5 \times [1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$\Phi_y=0.51$

$\Phi_z=0.62$

Avec : Courbe de flambement (Z-Z) b $\Rightarrow \alpha=0,34$

Courbe de flambement (Y-Y) a $\Rightarrow \alpha=0,21$

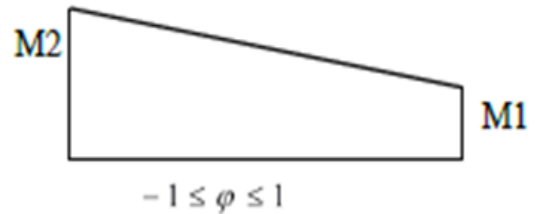
$$\chi_y = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 0.99$$

$\chi_z=0.92$

$\chi_{\min} = \text{Min}(0.99 ; 0.92) \Rightarrow \chi_{\min} = 0.92$

Calcul de K_y et K_z :

$$\beta_{M\phi y} = 1.8 - 0.7 \cdot \phi \text{ Avec } \phi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}}$$



$\phi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = -0,36 \dots\dots\dots B_{m y}=2,052$

$\phi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = 0.067 \dots\dots\dots B_{m z}=1,753$

$K=1 - \frac{\mu * N_{sd}}{\chi * A * \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1.5$ Avec $\mu = \bar{\lambda}_i * (2 * \beta M - 4) + (\frac{W_{pl-wel}}{w_{el}}) \leq 0.9$

$\mu_y = 0,13 < 0,90$

$\mu_z = 0,33 < 0,90$

$k_y = 0,89 < 1,5 \quad k_z = 0,73 < 1,5$

$$\frac{4436,3 \times 10^3}{0.92 \times 23560 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{0,89 \times 63.501 \times 10^6}{4815000 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{0.73 \times 15,492 \times 10^6}{1292000 \times \frac{275}{1,1}} = 0,90 < 1$$

Condition vérifiée.

Dans le cas de la flexion composer il y'a lieu aussi de vérifier la résistance du profilé au déversement :

VI.2.1.2 Vérification du déversement^[1] :

Calcul de χ_{LT} :

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \sqrt{\frac{\beta_w * W_{pl,y} * f_y}{M_{cr}}}$$

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(K * L)^2} \times \left\{ \sqrt{\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(K * L)^2 * G * I_t}{\pi^2 E I_z}} + (C_2 * Z_g - C_3 * Z_j)^2 - (C_2 * Z_g - C_3 * Z_j) \right\}$$

Avec: $\beta_w = 1$ section de classe 1

$$I_w = I_z * \left(\frac{h-t_f}{2}\right)^2 = 7,088 * 10^{12} \text{ mm}^4$$

$$I_t = \frac{1}{3} * (d * t_w^3 + 2b * t_f^3) = 3.517 * 10^6 \text{ mm}^4$$

$$K = K_w = 0.5$$

$$C_1 = 2.609$$

$$C_2 = 0$$

$$C_3 = 1.957$$

$$M_{cr} = 3,166 * 10^{11} \text{ N.mm}$$

$$\overline{\lambda}_{Lt} = 0.065 < 0.4 \Rightarrow \text{Donc y'a pas de risque de déversement.}$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Profile	l f / l		Les coefficients			Valeur final	Condition (≤ 1)
	$\frac{l_{f,y}}{l_0}$	$\frac{l_{f,z}}{l_0}$	x_{min}	K_y	K_z		
HEB 500	0,69	0,68	0,92	0,89	0,73	0,90	Vérifiée

Tableau VI.2 : vérification de flambement (Poteau HEB 500)

De la même méthode de calcul les résultats pour les autres poteaux :

Les efforts reprise par les poteaux sont résumé dans le **Tableau VI.1**.

HEB 450 (4,5,6ème étage) :

Profile	l f / l		Les coefficients			Valeur final	Condition (≤ 1)
	$\frac{l_{f,y}}{l_0}$	$\frac{l_{f,z}}{l_0}$	x_{min}	K_y	K_z		
HEB 450	0,98	0,96	0,92	1,027	0,73	0,907	Vérifiée

Tableau VI.3 : vérification de flambement (Poteau HEB 450)

Tableau VI.4 : vérification de flambement (Poteau HEB 400)

	l f / l	Les coefficients	Valeur	Condition
--	---------	------------------	--------	-----------

Profilé	$\frac{l_{f,y}}{l_0}$	$\frac{l_{f,z}}{l_0}$	x_{min}	K_y	K_z	final	(≤ 1)
HEB 400	0,94	0,95	0.84	1.02	0.9	0.4	Vérifiée

VI.3. Vérification des poutres :

Les poutres principales sont des éléments structuraux, qui supporte les charges des planchers et les transmettent aux poteaux, elles sont sollicitées principalement par un moment fléchissant.

VI.3.1 Poutre principale :

Vérification de poutre IPE330.

D'après le Logiciel **ROBOT**, on prend la combinaison la plus défavorable G+Q+EX .

Le moment et l'effort tranchant sollicitant ont pour valeurs

$$M_{sd} = -236.28 \text{ Kn.m}$$

$$V_{sd} = 134.77 \text{ Kn}$$

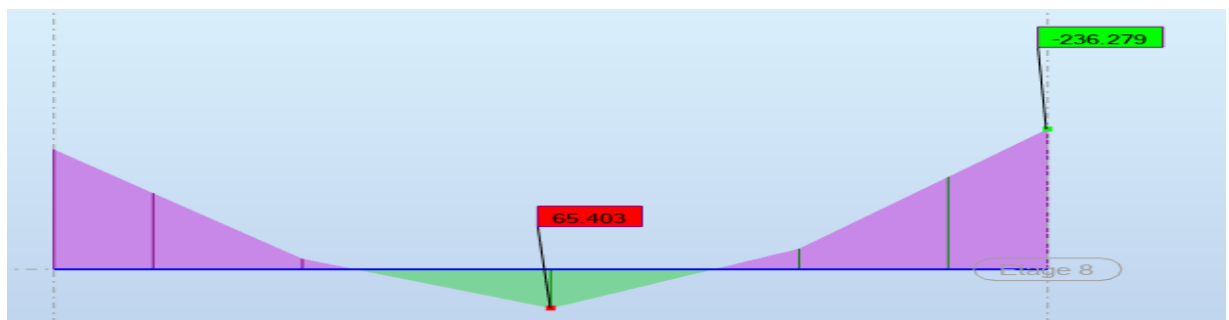


Figure VI.4 : Diagramme des moments du poutre plus sollicité.

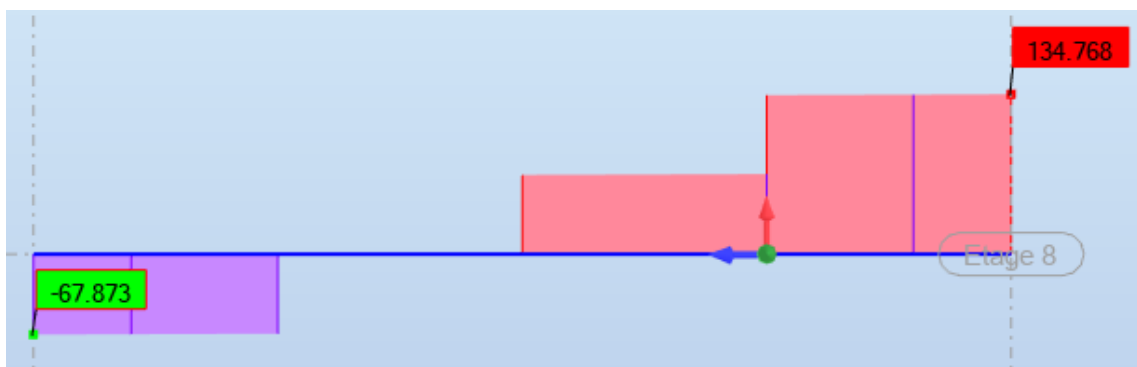


Figure VI.5 : Diagramme des efforts tranchants de la poutre plus sollicitée.

1- Vérification de la résistance^[1]

On doit vérifier que $M_{sd} < M_{pld}$

$M_{plrd} = 452.65 \text{ Kn.m}$ (déjà calculer)

$M_{sd} = 236.28 \text{ kN.m} < M_{pld} = 452.65 \text{ m}$

La condition est vérifiée.

2- Vérification de l'effort tranchant :

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

$V_{plrd} = 489.17 \text{ Kn}$

$V_{sd} = 134.77 < V_{plrd} = 489.17 \text{ kN}$

La condition est vérifiée

3- Vérification de l'interaction de l'effort tranchant :

$V_{sd} = 134.77 \text{ KN} < 0,5V_{plrd} = 244.58 \text{ KN}$ La condition est vérifiée

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

VI.4. Dimensionnement des contreventements :

VI.4.1. Dans les deux Direction :

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel sous la combinaison ^[3]

$G + Q + 1,25Ex$

$N_{sd} = 1090.14 \text{ Kn}$

Le profilé choisit **CARC 200 × 200 × 16**

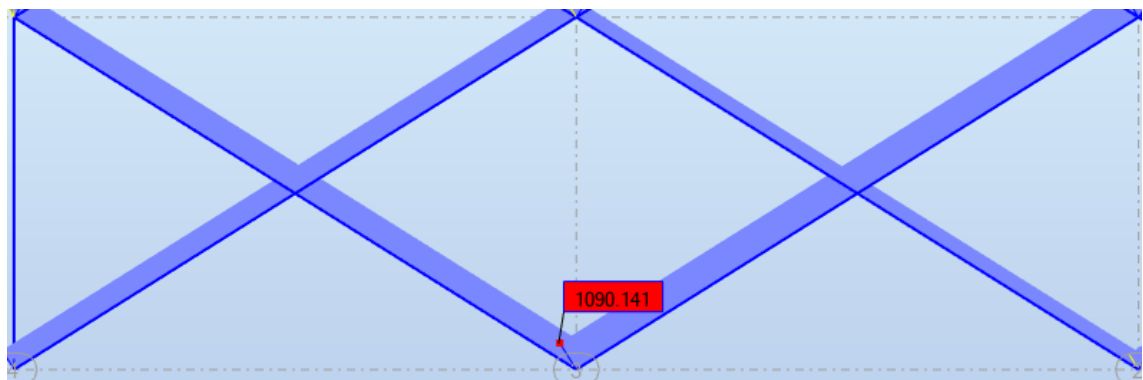


Figure VI.6 :contreventement en X dans le sens X et Y.

1- Vérifications à la traction simple^[1] :

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

$$N_{PLRD} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{11500 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 2875 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 1090.14 \text{ Kn} < N_{pl,Rd} = 2875 \text{ kN}$ Condition vérifiée.

2- Vérifications la compression simple

Il faut vérifier que $N_{sd} \leq N_R = \chi \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$

Avec

$\beta_A = 1$ Pour les sections classe 1 et 2.

$\gamma_{M1} = 1,1$

X Facteur de réduction pour le déversement.

$f_y = 275\text{MPa}$

$$L = l_f = \sqrt{3.5^2 + 5.6^2} = 6,60 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{660}{9.49} = 69.54 \rightarrow \bar{\lambda}_y = 0,8$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{660}{9.49} = 69.54 \rightarrow \bar{\lambda}_z = 0.8$$

On a $\lambda_y = \lambda_z \Rightarrow$ le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y).(X-X)

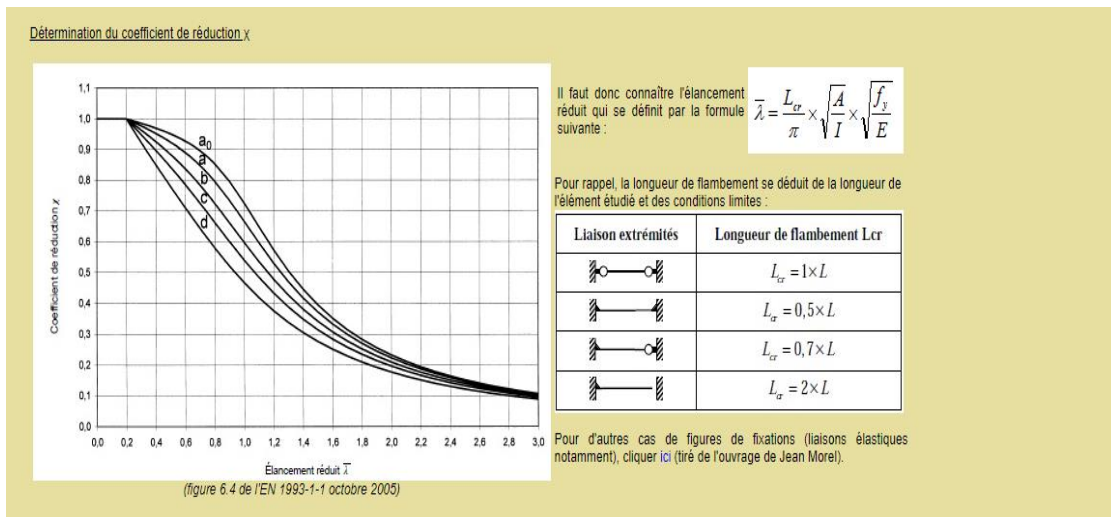


Figure VI.7 :courbe de flambement.

D'après la courbe $\chi = 0.8$

• Remarque

Pour les sections tubulaire la courbe de flambement est " a ".

VII.1. Introduction [1]

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 sollicitations parasites notamment de torsion. On distingue deux types de fonctionnement :

- **Fonctionnement par obstacle**

C'est le cas des boulons ordinaires non précontraints dont les tiges reprennent les efforts et fonctionnent en cisaillement.

- **Fonctionnement par adhérence**

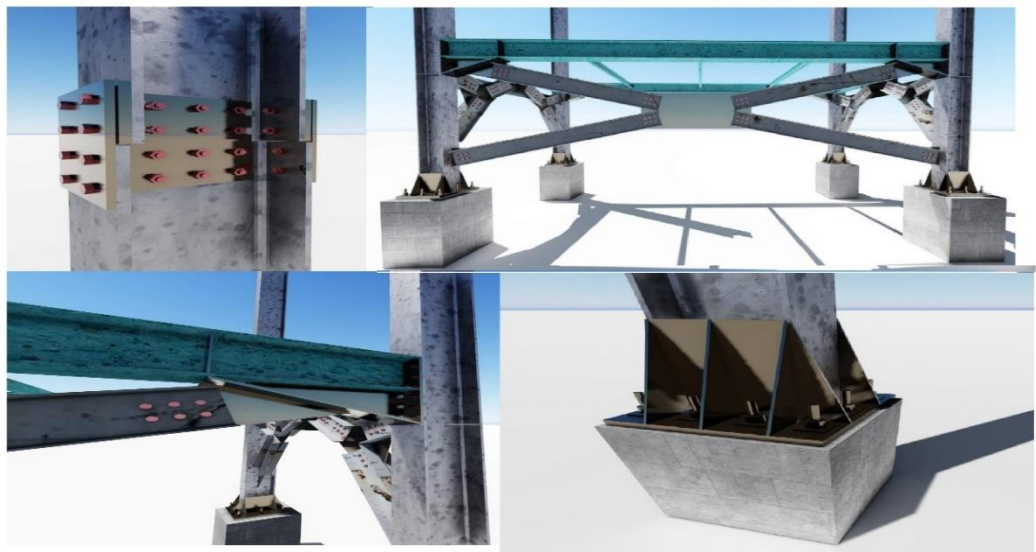
Dans ce cas la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage et le boulonnage par les boulons à haute résistance.

Dans notre projet nous aurons recours à trois types d'assemblages :

- Assemblages soudés.
- Assemblage par boulons ordinaires.
- Assemblage par boulons H-R.

Les assemblages concernant des éléments structurels poteau, poutre, diagonales de contreventement une fonction significative du cout d'une ossature métallique.

En plus de leur fonction de liaison, qui assure la continuité des efforts transmis, ils



jouent un rôle esthétique très important quand ils sont visibles.

Figure. VII.1.- Exemples des assemblages boulonnés.

VII.2 Le boulonnage ^[8]

Le boulonnage consiste le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur sites. Pour notre cas le choix à été porté sur le boulon de haute résistance (HR). Il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance :

Tableau VII-1 : Caractéristiques des boulons.

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.8
f_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	360	480	640	900
f_{ub} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	600	800	1000

- **Dispositions constructives des assemblages**

Tableau VII.2 : Normes des dimensions des trous de boulon

TROU \ BOULON	à / de M12	à / de M14	à / de M16	à / de M22	à / de M24	Au-delà M27
	Normalisé «d_o»	d + 1		d + 2		D + 3
Surdimensionné «d_o»	d + 3	d + 4			d + 6	d + 8
Oblong court	(d + 1) par (d + 4)		(d + 2) par (d + 6)		(d + 2) par (d + 8)	(d + 3) par (d + 10)
Oblong long	(d + 1) par 2.5 .d		(d + 2) par 2.5 .d			(d + 3) par 2.5 .d

d : diamètre nominal du boulon en mm

Facteur de corrélation approprié β_w

Tableau VII.3 : valeurs du Facteur de corrélation approprié β_w .

Nuance d'acier	Fe360 (S235)	Fe430 (S275)	Fe510 (S355)
β_w	0.8	0.85	0.9

- **Coefficients partiels de sécurité γ_{mw}**

Tableau VII.4 : valeurs du Coefficients partiels de sécurité γ_{mw} .

Nuance d'acier	Fe360 (S235)	Fe430 (S275)	Fe510 (S355)
γ_{mw}	1.25	1.3	1.35

- Leur dû coefficients réducteur K_s

Tableau VII.5: valeurs du coefficients réducteur K_s .

Type de trous	K_s
Normalisés	1.0
Surdimensionnés ou oblongs courts	0.85
Oblongs longs	0.7

- **Coefficient de frottement μ**

Le coefficient de frottement μ doit correspondre à sa valeur de calcul.

Tableau VII.6 : valeurs du Coefficient de frottement μ .

<ul style="list-style-type: none"> • - Le coefficient de frottement μ doit correspondre à sa valeur de calcul. • Classe du traitement 	Traitement de la surface de contact	μ
A	<ul style="list-style-type: none"> – Surface décapées par grenailage ou sablage, avec enlèvement de toutes les plaques de rouille non adhérentes et sans piqures de corrosion – Surfaces décapées par grenailage ou sablage et métallisées par projection d'aluminium. – Surfaces décapées par grenailage ou sablage et métallisées par projection d'un revêtement à base de zinc, garantissant un coefficient de frottement qui ne soit pas inférieur à 0,5. 	0,50
B	<ul style="list-style-type: none"> – Surfaces décapées par grenailage ou sablage et recouvertes d'une couche de peinture au silicate de zinc alcalin d'épaisseur 50 à 80 μm. 	0,40
C	<ul style="list-style-type: none"> – Surfaces nettoyées par brossage métallique ou à la flamme avec enlèvement de toutes les plaques de rouille non adhérentes 	0,30
D	Surfaces non traitées	0,20

VII. 3. Calcul des assemblages

Dans ce chapitre, 5 types d'assemblage seront traités qui sont :

- 1- Type 1 : Assemblage poutre- solive. (Manuelle)
- 2- Type 2 : Assemblage poteau-poutre. (Manuelle)
- 3- Type 3 : Assemblage poteau- poteau.
- 4- Type 4 : Assemblages diagonaux pour les palées de stabilités.
- 5- Type 5 : Assemblages de Pied de poteau.

VII.3.1. Assemblage Poteau –Poutre (HEB500-IPE330) selon [EC-3]

A- Vérification manuelle

VII.3.1.1 Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison $G + Q + 1.5E_y$ [3]

$M_{sd} = -303.25 \text{ Kn.m}$

$V_{sd} = 178.99 \text{ kN}$

VII.3.1.2 Calcul de la soudure poutre IPE330

a- Calcule de la semelle selon

l'épaisseur du cordon sur [EC-3]

$$\begin{cases} L_1 = 160 \text{ mm} \\ L_2 = 76.25 \text{ mm} \\ L_3 = 307 \text{ mm} \end{cases}$$

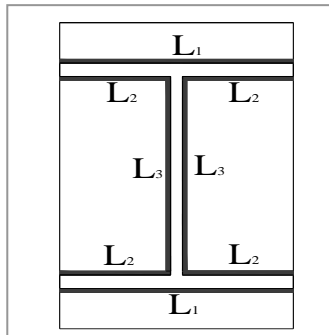


Figure VII.2 : Assemblage soudé poutres –platine.

h = la hauteur du profilé.

➤ La nuance d'acier utilisé est S275 donc $\begin{cases} \beta_w = 0,85 \\ \gamma_{mw} = 1,3 \\ f_u = 430 \end{cases}$

La longueur totale des cordons de soudure de la semelle $l_1 = 160 \text{ mm}$

$$\frac{\sqrt{2} \times M_{sd} \times \frac{h}{2}}{I_{sy}} \leq \frac{f_{us}}{\beta_w \times \gamma_{MW}}$$

$$I_{sy} = 2I_1 + 4I_2$$

$$I_1 = l_1 \times a \times \left(\frac{h}{2}\right)^2 = 160 \times \left(\frac{330}{2}\right)^2 \times a = 4.35 \times 10^6 \times a$$

$$I_2 = l_2 \times a \times \left(\frac{h}{2} - tf\right)^2 = 76.25 \times a \times \left(\frac{330}{2} - 11.5\right)^2 = 1.79 \times 10^6 \times a$$

$$I_{sy} = 2 \times 4.35 \times 10^6 \times a + 4 \times 1.79 \times 10^6 \times a = 15.86 \times 10^6 \times a$$

$$a_s \geq \frac{\sqrt{2} \times 303.25 \times 10^6 \times 165 \times 0.85 \times 1.3}{430 \times 15.86 \times 10^6} = 11.46 \text{ mm}$$

On prend $a_s = 12 \text{ mm}$

b- Calcul de l'épaisseur du cordon sur l'âme

$$a_w \geq \frac{\sqrt{3} \times V_{sd} \times \beta_w \times \gamma_{MW}}{2 \times l_3 \times f_u}$$

➤ La nuance d'acier utilisé est S275 donc $\begin{cases} \beta_w = 0,85 \\ \gamma_{mw} = 1,3 \\ f_u = 430 \text{ MPa} \end{cases}$

La longueur totale des cordons de soudure de l'âme $l_3 = 307 \text{ mm}$

$$a_w \geq \frac{\sqrt{3} \times 178.99 \times 10^3 \times 1.3 \times 0.85}{2 \times 307 \times 430} \times 10^3 = 1.3 \text{ mm}$$

On prend $a_w = a_s = 12 \text{ mm}$

VII.3.1.3 Choix de diamètre du boulon^[8]

Epaisseur de la platine : $ép = 20 \text{ mm}$

- $t \leq 10 \text{ mm}$ $d = (12 ; 14) \text{ mm}$
- $10 \leq t \leq 25 \text{ mm}$ $d = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm}$
- $t > 25 \text{ mm}$ $d = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm}$

On à l'épaisseur de la platine $t = 20 \text{ mm}$ alors on prend $\emptyset = 24 \text{ mm}$.

VII.3.1.4 Détermination du nombre de boulons nécessaires^[7]

Condition de la résistance au cisaillement des boulons :

$$F_{v, sd} \leq F_{v, rd} \quad F_{v, sd} = \frac{V_{sd}}{n}$$

$$F_{v, rd} = 0,6 f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb} \quad \text{Boulons HR classe 8.8}$$

$$n \geq \frac{V_{sd} \times \gamma_{Mb}}{0,6 \times A_s \times f_{ub}}$$

$$n \geq \frac{178,99 \times 1,25}{0,6 \times 353 \times 800} \times 10^3 = 1,32$$

On prend $n = 10$ (boulons) $\left\{ \begin{array}{l} n_2 = 2 \text{ (nombre de file)} \\ n_1 = 5 \text{ (nombre des boulons par ranger)} \end{array} \right.$

a- Disposition constructive

On a l'épaisseur de la platine égale à 20 mm alors on prend deux files de 5 boulons HR de diamètre $\varnothing = 24$ mm, classe 8.8

• **Distance entre axe des boulons** ^{[7][8]}

$$d_0 = \varnothing + 2 = 24 + 2 = 26 \text{ mm.}$$

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \Rightarrow 31.2 \text{ mm} \leq e_1 \leq 240 \text{ mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 57.2 \text{ mm} \leq p_1 \leq 200 \text{ mm (EC3.art.6.5.1.4)}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \Rightarrow 39\text{mm} \leq e_2 \leq 240 \text{ mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 78 \text{ mm} \leq p_2 \leq 200 \text{ mm}$$

$$p_1 = 140 \text{ mm}$$

$$p_2 = 150\text{mm}$$

$$e_1 = 80\text{mm}$$

$$e_2 = 70 \text{ mm}$$

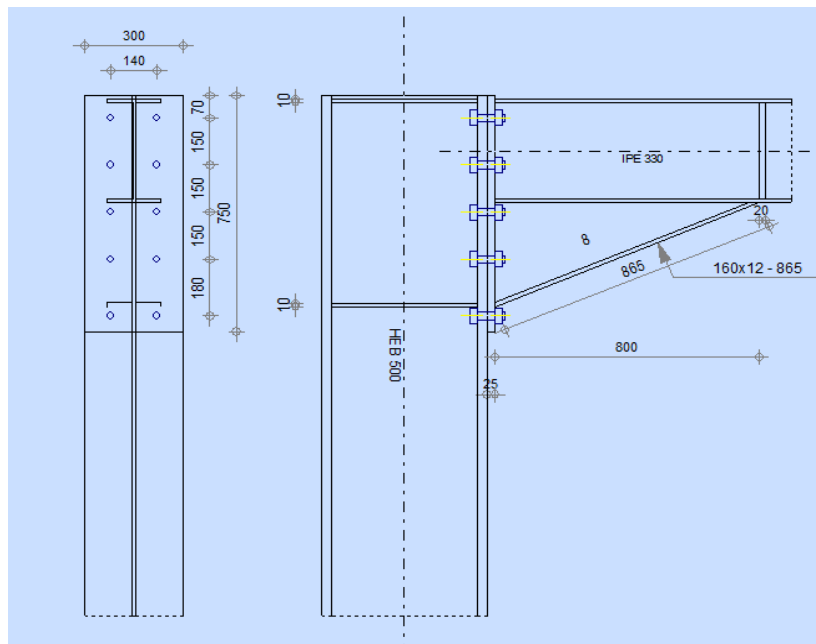


Figure.VII.4 : Assemblage poteau – poutre.

b- Détermination des efforts dans les boulons

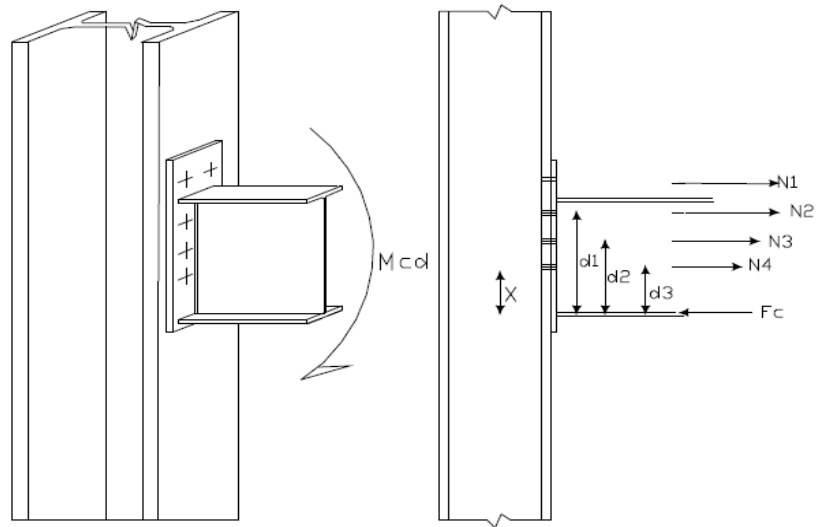


Figure VII. 3 :Distribution des boulons sur la platine d'extrémité.

• **Position de l'axe neutre**

$$X = t_f \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 11.5 \times \sqrt{\frac{160}{7.5}} = 53.11 \text{ mm}$$

$$N_i = \frac{M \cdot d_i}{\sum d_i^2} ;$$

$$d_1 = 680 \text{ mm}$$

$$d_2 = 530 \text{ mm}$$

$$d_3 = 380 \text{ mm}$$

$$d_4 = 230 \text{ mm}$$

$$d_5 = 50 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = 943.1 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$N_1 = \frac{M \cdot d_1}{\sum d_i^2} = \frac{303.25 \times 10^6 \times 680}{943.1 \times 10^3} = 218.65 \text{ KN}$$

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.

$$A_s = 353 \text{ mm}^2$$

$$N_1 = 218.65 \text{ KN} \leq 2 \times (0,7 \times 800 \times 353) = 395.36 \text{ KN} \text{ Donc la condition est vérifiée}$$

c- Moment résistant effectif de l'assemblage

$$M_{Rd} = \frac{N \times \sum d_i^2}{d_1}$$

$$N = F_{p,cd} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 197.68 \text{ kN} \text{ Pour un boulon.}$$

Pour une rangée (de deux boulons)

$$2 \times N = 197.68 \times 2 = 395.36 \text{ kN}$$

D'où

$$M_{Rd} = \frac{395.36 \times 10^3 \times 943.1 \times 10^3}{680} = 548.33 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 303.25 \text{ KN.m} \leq M_{Rd} = 548.32 \text{ KN.m} \text{ Donc la condition est vérifiée.}$$

d- La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant ^[7]

Condition à vérifier : $F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$

L'effort tranchant par boulon :

$$V_{sd} = 178.99 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{178.99}{10} = 17.899 \text{ KN}$$

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 brossage 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.

$F_p = 197.68 \text{ KN}$ la résistance du boulon.

$$F_{v,rd} = \frac{1 \times 197.68 \times 1 \times 0,3}{1,25} = 47.44 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 17.899 \text{ KN} \leq F_{v,rd} = 47.44 \text{ KN} \quad \text{Donc la condition est vérifiée.}$$

e- Résistance de l'âme du poteau en traction

Il faut vérifier que : $F_t \leq F_{t.Rd}$

$$F_{t.Rd} = f_y \times t_{wc} \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{M0}} \text{ (EC3.art.2.2.3)}$$

t_w épaisseur d'ame de poteau = 14.5 mm

b_{eff} entraxe rangées boulons = 140 mm

$$F_{t.Rd} = 275 \times 14.5 \times \frac{140}{1} = 558.25 KN$$

Avec $F_t = \frac{M}{h - t_f}$

$h = 500 \text{ mm}$ $t_f = 28 \text{ mm}$

Donc:

$$F_t = \frac{303.25 \times 10^6}{500 - 28} = 642.48 KN$$

$F_t > F_{t.Rd} \Rightarrow$ Condition non vérifiée (déformation de l'âme du poteau).

La condition n'étant pas satisfaite, on choisit un raidisseur d'épaisseur égale à $e_r = 10$ 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.

$$\sigma_n = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{w_{ely}}$$

$$\sigma_n = \frac{178.99 \times 10^3}{238.64 \times 10^2} + \frac{303.25 \times 10^6}{4287 \times 10^3} = 78.23 MPa$$

$\sigma_n = 78.23 \text{ Mpa} < f_y = 275 \text{ Mpa}$ 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) $h_p = 500 \text{ mm}$.

t_{wc} : épaisseur de l'âme (poteau) $t_{wc} = 14.5 \text{ mm}$

$$V_R = \frac{0,58 \times 275 \times 500 \times 14.5}{1} \times 10^{-3} = 1156.37 \text{ kN}$$

L'effort de cisaillement vaut

$$F_V = \frac{M}{h - t_f}$$

$$h = 500 \text{ mm} \quad t_f = 28 \text{ mm}$$

Donc

$$F_v = \frac{303.25 \times 10^6}{500 - 28} = 642.47 \text{ KN}$$

$$F_v = 642.47 \text{ KN} < V_R = 1156.37 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VII.4. Assemblage poutre IPE330 –solive IPE180

On va traiter cet assemblage manuellement.

VII.4.1. Assemblages par double cornière

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relie l'extrémité de la solive en **IPE180** avec l'âme de la poutre en **IPE330**, avec une file verticale de deux boulons.

- **Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques**

Poutre IPE 330

$$h = 330 \text{ mm}; b = 160 \text{ mm}; t_f = 11.5 \text{ mm}; t_w = 7.5 \text{ mm}; A = 62.61 \text{ cm}^2$$

Solive IPE 180

$$h = 180 \text{ mm}; b = 91 \text{ mm}; t_f = 8 \text{ mm}; t_w = 5.3 \text{ mm}; A = 23.95 \text{ cm}^2$$

- **Données de calcul**

- Effort tranchant : $V_{sd} = 49.82 \text{ KN}$

VII.4.1.1 Choix de diamètre du boulon

Cornière 100×100×10mm

Épaisseur 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 $\varnothing = 18 \text{ mm}$, classe 5.6

Le choix des boulons

On choisit 4 boulons de diamètre ($\varnothing 18$) de classe 5.6

$$d_0 = d + 2\text{mm} = 20\text{mm}$$

a- Distance entre axe des boulons [5]

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad \mathbf{24\text{mm} \leq e_1 \leq 150\text{mm}}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow \quad \mathbf{44 \text{ mm} \leq p_1 \leq 200\text{mm}} \quad (\text{EC3.art.6.5.1.4})$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad \mathbf{30\text{mm} \leq e_2 \leq 180\text{mm}}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \quad \mathbf{60\text{mm} \leq p_2 \leq 200\text{mm}}$$

$$e_1 = 35\text{mm} ; p_1 = 60\text{mm}$$

$$e_2 = 35\text{mm}; p_2 = 60\text{mm}$$

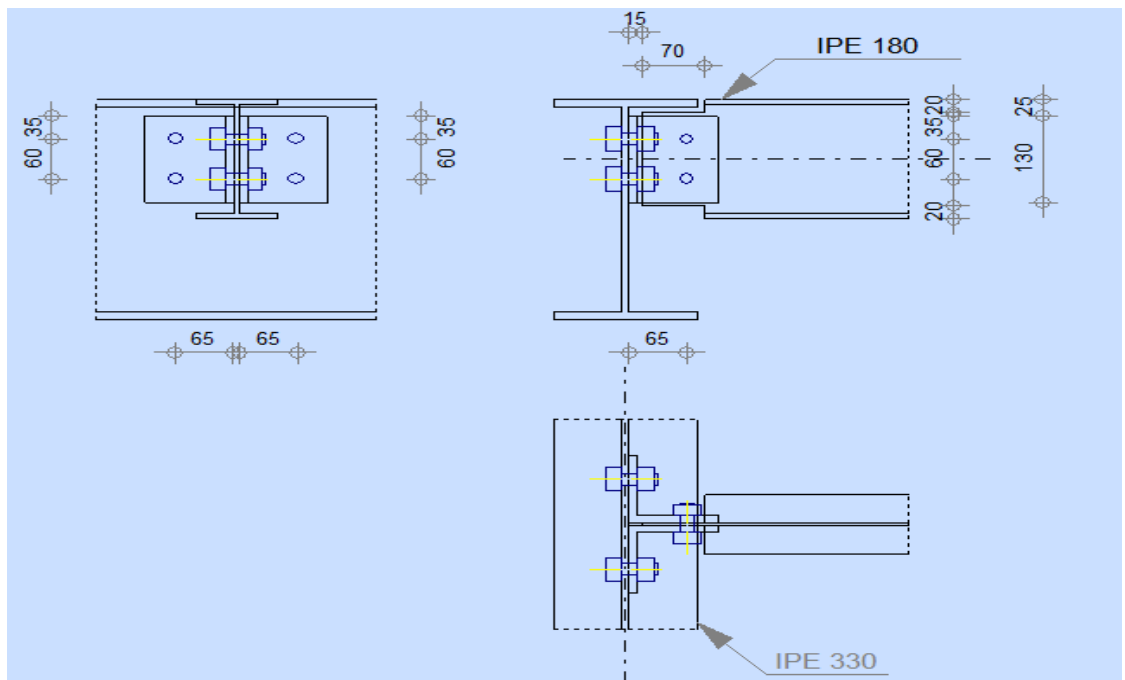


Figure.VII.5 : Assemblage solive-poutre.

b- Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement :

Il faut vérifier que $V_{sd} \leq F_{v,rd}$

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} \quad (\text{EC3. tab. 6.5.3})$$

$$f_{ub} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Section résistante en traction

$$A_s = 192 \text{ mm}^2$$

Résistance des boulons à la traction $\gamma_{Mb} = 1,25$

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6 \times 500 \times 192}{1,25} = 46.08 \text{ kN}$$

Il y a 2 boulons en double cisaillement donc

$$F_{v,rd} = n \times F_{v,rd} = 2 \times 46.08 = 92.16 \text{ kN}$$

$V_{sd} = 49.82 \text{ kN} < F_{v,rd} = 92.16 \text{ kN}$ Donc la condition est vérifiée

e- Vérification de la pression diamétrale

Il faut vérifier que : $F_{v,rd} \leq F_{b,rd}$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5\alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}} \text{ (EC3. tab. 6.5.3)}$$

$F_{b,rd}$: résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon

$F_{v,rd}$: Effort de cisaillement de calcul par boulon

f_u : La résistance à la traction des cornières

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \times d_0}, \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right\} = \min (0.58 ; 0.75 ; 1.16 ; 1) = 0.58$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0.58 \times 430 \times 18 \times 10}{1,25} = 89.784 \text{ kN}$$

Pour un boulon on a

$F_{v,rd} = \frac{V_{sd}}{4} = 12.45 \text{ kN} < F_{b,rd} = 89.784 \text{ kN}$ Donc la pression diamétrale est vérifiée.

VII.5 Assemblages poteau HEB500 - poteauHEB500

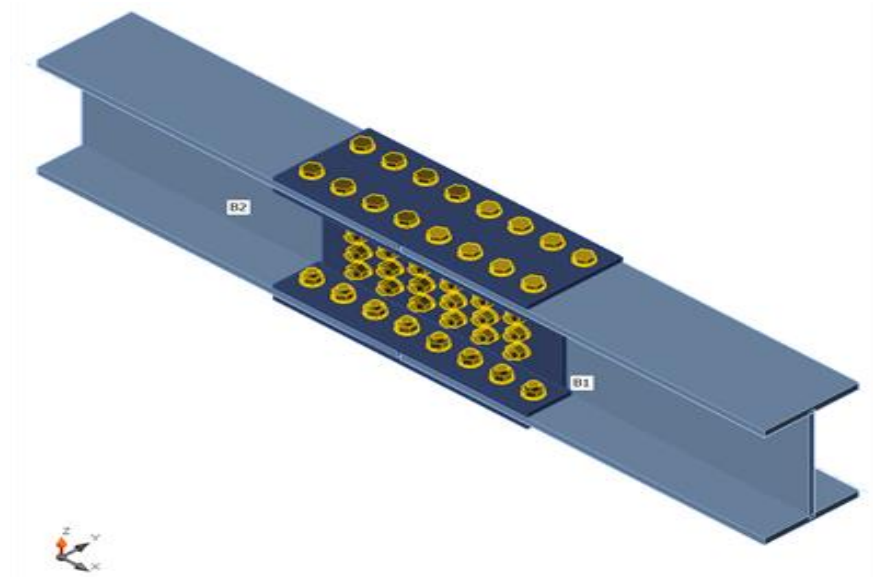


Figure.VII.6 : Assemblage poteau-poteau.

Sections transversales

Nom	Matériau
2 - HEB500	S 275
3 - HEB500	S 275

Boulons

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	f_u [MPa]	Superficie brute [mm ²]
M30 8.8	M30 8.8	30	800,0	707

Chargements (équilibre n'est pas exigé)

Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	B1	3197,5	-3,3	-153,8	0,0	261,7	0,0

Vérification

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100,0%	OK
Platines	0,3 < 5%	OK
Boulons	77,5 < 100%	OK
Voilement	Pas calculé	

VII.6. Assemblage de contreventement

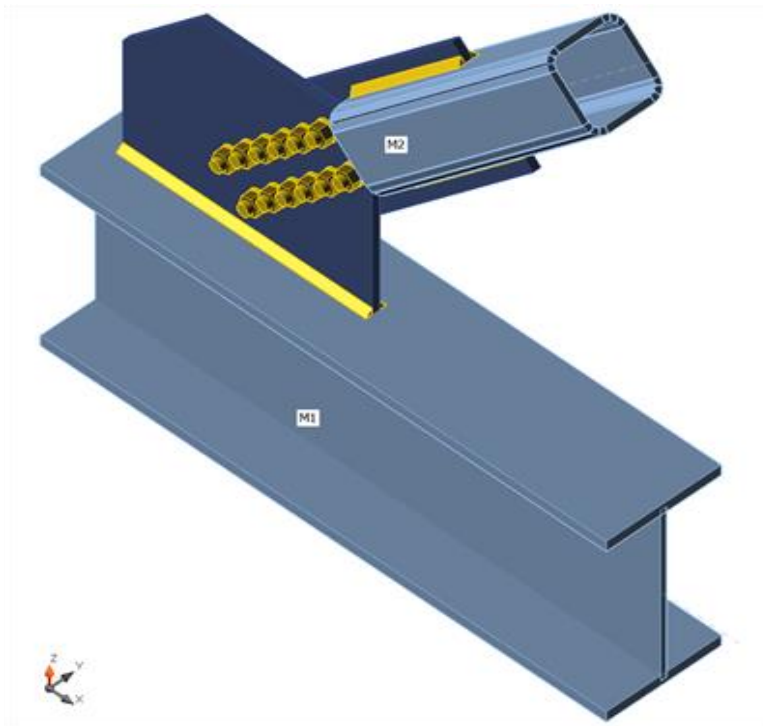


Figure VII.7 : assemblage de contreventement.

Sections transversales

Nom	Matériau
3 - HEB500	S 275
4 - SHS(Ce)200/200/16.0	S 275

Boulons

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	fu [MPa]	Superficie brute [mm ²]
M30 8.8	M30 8.8	30	800,0	707

Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	M2	1098,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Vérification

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100,0%	OK
Platines	3,2 < 5%	OK
Boulons	72,1 < 100%	OK
Soudures	97,5 < 100%	OK
Voilement	Pas calculé	

VII.7. Assemblage pied de poteau

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009



Ratio
0,910

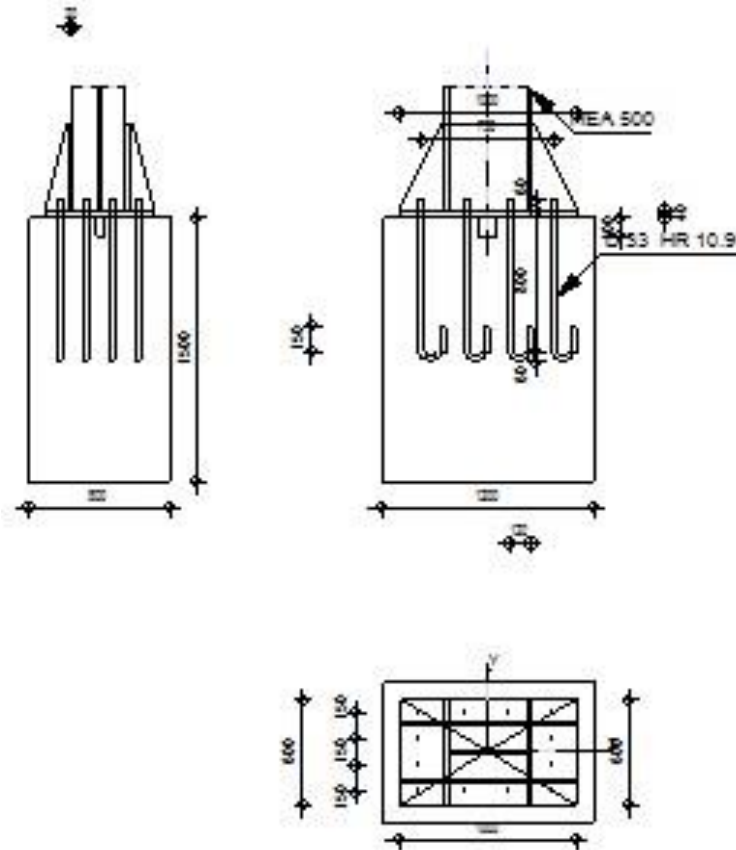


Figure.VII.8 : Assemblage pied de poteau.

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,910

VIII.1. Introduction^[4]

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmise toutes les charges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent une partie essentielle de l'ouvrage.

VIII.2. Fonctions assurées par les fondations

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, dû à l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la

Cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VIII.3. Classification des fondations

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes ou radier général).
- Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits ou pieux).

VIII.4. Choix de type de fondation

Le choVIII de type de fondation se fait suivent trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure. La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible =2 bars)

Sur le quel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous a conduit dans un premier temps à considérer les semelles isolées comme solution.

VIII.5. Calcul des fondations

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N_{ser}}{S_{néc}} \leq \sigma_{sol} \rightarrow S_{néc} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol $\sigma_{sol} = 2$ bars

$S_{néc}$: Surface de la fondation;

N_{ser} Effort normal appliqué sur la fondation.

VIII.6. Choix de type de semelle

VIII.6.1. Semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au a b

Rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés : $a=b$ donc $A=B \Rightarrow S= A^2$

A est déterminé par: $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \left(\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}\right)$

Avec: $A = \sqrt{S}$; $\sigma_{sol} = 2$ bars

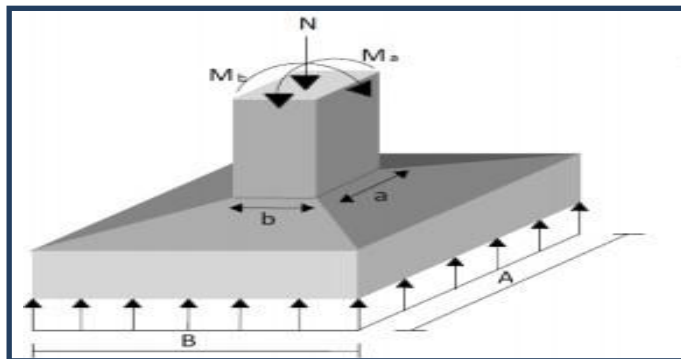


Figure VIII.1: Dimensions de la semelle isolée.

On prend le poteau de section (60x60) avec :

$$N_{ser}^{max} = 3479.82 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$$

$$\frac{N_{ser}}{S_{néc}} \leq \sigma_{sol}$$

AN :

$$A \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{3479.82}{200}} = 4.17 \text{ m}$$

On prend : A= 4.5 m

Vérification de l'interférence entre deux semelles

Il faut vérifier que $L_{min} \geq 1,5 \times A$

Tel que : L_{min} l'entre axe minimum entre deux poteaux.

A: Largeur maximale de la semelle (A=4 m).

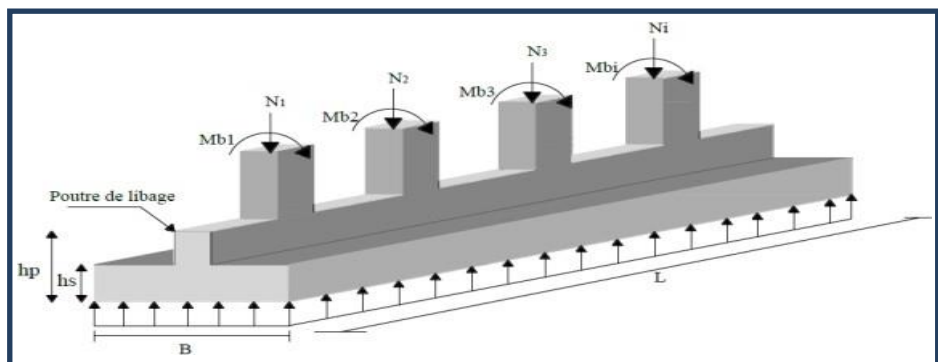
On a $L_{min} = 5.6 < 1,5 \times 4.5 = 6.75\text{m}$ Non vérifié

Conclusion

Non vérifié D'après ces résultats, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VIII.6.2. Semelles filantes :

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les unes des autres de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des



efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

Figure VIII.2 : Schémasemellefilantes

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$ Tel que $N = \sum Ni$ de chaque fil de poteaux .

$$S = B \times L$$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur du fil considéré.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_{ser}}{L \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit :

Tableau VIII.1 : Sections des semelles filantes.

file	N(KN)	L(m)	B(m)	B(choisi)	S(m2)
1	10787.41	62.6	0.86	1	62.6
2	11192.94	62.6	0.9	1	62.6
3	10817	62.6	0.86	1	62.6
4	13693.36	62.6	1.1	1.5	93.9
5	12896.67	62.6	1.03	1.5	93.9
6	21279.31	62.6	1.7	2	125.2
7	30969.22	62.6	2.5	3	187.8
8	27516.77	62.6	2.2	2.5	156.5
9	22440.031	62.6	1.8	2	125.2

Vérification :

Il faut vérifier que :

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{1649.5}{62.6 \times 45.2} = 58\% > 50\%$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

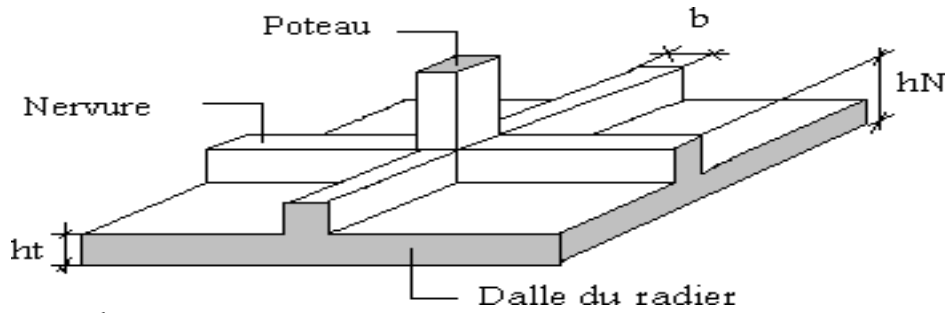
- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels ;
- La facilité d'exécution ;

VIII.6.3. Radier général :

VIII.6.3.1. Introduction :

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée, dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique) renversé. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de



tous les poteaux.

Figure VIII.3 : Schéma d'un radier.

VIII.6.3.2 Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier il faut que:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de superstructure et de sous-sol.

Pour: $\left\{ \begin{array}{l} N=179869,470Kn \\ \sigma_{sol}= 2 \text{ bars} \end{array} \right.$

On trouve: $S \geq 897.34 \text{ m}^2$

La surface du bâtiment $S_b=2829.52\text{m}^2$ Donc la surface totale du radier est 2829.52 m^2 .

VIII.6.3.3. Pré dimensionnement de radier

1. Dalle

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes:

a. Condition forfaitaire:

$$h_1 \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec:

L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L = 6 \text{ m}$$

$$\Rightarrow h_1 \geq 30 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h_1 = 40 \text{ cm}$$

b. Condition de cisaillement

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 f_{c28}; 4 \text{MPa}) = 2,5 \text{MPa}$

$$\text{Avec: } T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u \text{ 1ml}}{S_{rad}}$$

$$N_{ser} = 179869,470 \text{ KN}$$

$$L = 6 \text{ m} ; b = 1 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{ql}{2bd} = \frac{N L \text{ 1ml}}{2 S_{rad} b (0,9h)} \leq \tau$$

$$h \geq \frac{N u L \text{ 1ml}}{2 S_{rad} b (0,9\tau)} = 20,5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h_2 \geq 14,90 \text{ cm}$$

Conclusion: $h \geq \text{Max}(h_1, h_2) = 40 \text{ cm}$

2. Nervures

a. Condition de coffrage:

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{10} \text{ donc on prends } b = 65 \text{ cm}$$

Pour des raisons constructives on adopte $b = 65 \text{ cm}$.

b. La hauteur de nervure

b.1 Condition de la flèche:

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche:

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_n \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

On a: $L_{\max} = 6 \text{ m}$ $40 \text{ cm} < h, < 60 \text{ cm}$

On prend: $h = 60 \text{ cm}$

b.2 Condition de la raideur:

- Condition de la raideur

Pour étudier la raideur de la nervure, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}} > L_{max} \frac{\pi}{2}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40$ MPa

L_{max} : La distance maximale entre deux voiles successifs.

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h \geq \sqrt[3]{(2/(\pi) \cdot L_{max})^4 \cdot 3K/E}$$

I : Inertie de la section du radier ($b=1$ m)

E : Le module de Young

Pour un chargement de longue durée ; $E = 3700 \sqrt[3]{f_c 28} = 10818,86$ MPa, donc :

$$h \geq \sqrt[3]{(2/(\pi) \cdot 6)^4 \cdot 3 \times 40 / 10818,86} = 1,1 \text{ m}$$

On a : $h_1 \geq 1,38 \text{ cm} \Rightarrow 1,40 \text{ cm}$

On prend: $h = 1.1$ m

Le choix final:

- Epaisseur de la dalle du radier
 - Les dimensions de la nervure
- $$\left\{ \begin{array}{l} h=40 \text{ cm} \\ h_N=1.1 \text{ m} \end{array} \right.$$

$b=65$ cm

VIII.6.3.4 Caractéristiques géométriques du radier

a. Position du centre de gravité:

$$\left\{ \begin{array}{l} X_G = 23.1 \text{ m} \\ Y_G = 31.8 \text{ m} \end{array} \right.$$

b. Moments d'inertie :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_X = 990448.90 \text{ m}^4 \\ I_{YY} = 522638.97 \text{ m}^4 \end{array} \right.$$

VIII.6.3.5 Vérifications Nécessaires

VIII.6.3.5.1 Vérification de la Stabilité du Radier

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de l'ouvrage vis à-vis des efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité $\left(1,5 \frac{M_s}{M_R} > 1,5\right)$

Avec :

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement des Terres ;

M_R : Moment de renversement du aux forces sismique ;

M_0 : Moment à la base de la structure;

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

V_0 ; L'effort tranchant à la base de la structure ;

h: Profondeur de l'ouvrage de la structure

Sens x-x :

$$M_0 = 278423.32 \text{ KNm} ; ; V_0 = 12025.887 \text{ kN}$$

$$h = h_e + h_N = 7 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M_R = 380568.412 \text{ KN.m}$$

$$N = N_G + N_Q$$

N_{G1} : Poids propre de la structure.

N_{G2} : Poids propre du radier

N_Q : poids de la surcharge d'exploitation de la structure.

On a :

$$N_{G1} = 142423.5 \text{ KN}$$

$$N_{G2} = \rho b . S . h = 29150 \text{ KN}$$

$$N_Q = 49244 \text{ KN}$$

Donc :

$$N = 220818.27 \text{ kN}$$

$$M_s = N . x_G = 4990492.9 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 12.36 > 1,5 \dots\dots\dots \text{ Vérifiée}$$

Sens y-y :

$$M_0 = 298546.33 \text{ Kn.m} ; V_0 = 12950.91 \text{ Kn}$$

$$h = 7 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } M_R = 403767.67 \text{ KN.3}$$

$$N = 220818.27 \text{ Kn}$$

$$M_s = N \cdot y_G = 6911611.85 \text{ Kn.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 17.11 > 1,5 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

• **Conclusion**

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5 ; donc notre structure est stable dans les deux sens.

VIII.6.3.5.2. Vérification des Contraintes Sous le Radier :

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais in situ et au laboratoire : $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$

Les contraintes du sol sont données par :

a. Sollicitation du premier genre :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{220818.27}{2829.52} = 78.04 \text{ KN} \leq \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

b. Sollicitation du second genre:

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec :

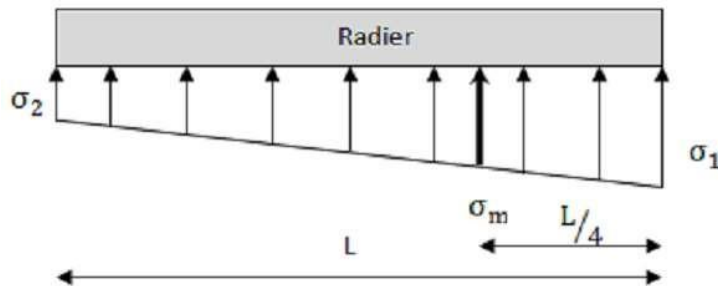
$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

On vérifie que :

σ_1 : ne doit pas dépasser $1,5 \sigma_{sol}$

σ_2 : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.



$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Rester toujours inférieur à } 1,33 \sigma_{sol}$$

Figure VIII.4 : Contraintes sous le radier.

➤ **ELU :**

$$N_u = 1,35 G + 1.5Q = 305491.26 \text{ KN}$$

$$M_{rx} = 380568.412 \text{ KN.m}$$

$$M_{ry} = 403767.67 \text{ KN.m}$$

$$S_{rad} = 2829.52 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

Tableau VIII.2: Contraintes sous le radier à l'ELU.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma(\frac{L}{4}) \text{ KN/m}$
Sensx-x	112.84	95.09	108. 4
Sensy-y	128.53	79.4	116. 2
Vérification	$\sigma_{1\max} < 1,5\sigma_{sol} = 300$	$\sigma_{\min} > 0$ 2	$\sigma(\frac{L}{4}) < 1,33 \sigma_{sol}$ = 116.25

Conclusion

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

➤ **ELS :**

$$N_{ser} = 220818.27 \text{ Kn}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

Tableau VIII.3: Contraintes sous le radier à l'ELS.

	σ_1 (kN/m^2)	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma(\frac{L}{4}) \text{ KN/m}$
Sensx -x	84.02	66.27	79. 58
Sensy -y	99.71	50.58	78. 42
Verif	$\sigma_{1\max} < 1,5\sigma_{sol}$	$\sigma_2 \min > 200$	$\sigma(\frac{L}{4}) < 1,33 \sigma_{sol}$

ication n	= 300		=266
--------------	-------	--	------

Conclusion

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

c. Détermination des sollicitations les plus défavorable :

$$\text{ELU} : \sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 116.25 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS} : \sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 87.42 \text{ KN/m}^2$$

VIII.6.3.6. Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

La fissuration est considérée préjudiciable

a. Ferrailage de la dalle du radier

- Valeur de la pression sous radier
- ELU : $q_u = \sigma^u \cdot 1\text{m} = 116.25 \text{ KN/m}$
- ELS : $q_{\text{ser}} = \sigma^{\text{ser}} \cdot 1\text{m} = 87.42 \text{ kN/m}$

a.1 Calcul des efforts :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur quatre (04) cotés.

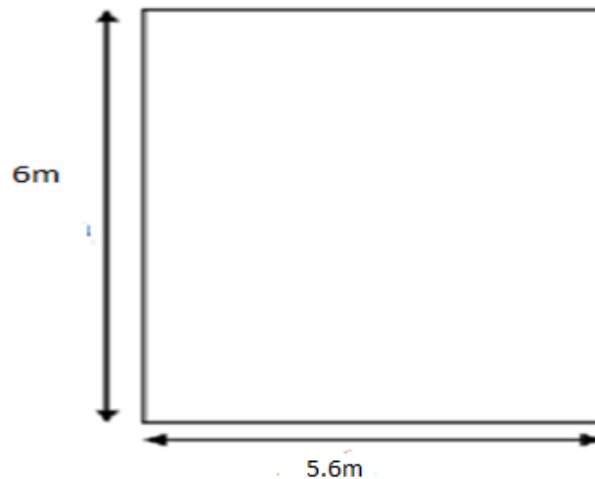


Figure VIII.5. : Panneau de la dalle du radier.

a.1 Calcul des moments:

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q L^2$
- Dans le sens de la grande portée: $M_y = \mu_y q$

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν

$$\nu : \text{Coefficient de poisson} \quad \left\{ \begin{array}{l} 0 \text{ à l'ELU} \\ 0,2 \text{ à l'ELS} \end{array} \right.$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "BAEL91 modifié 99 "

$$\left. \begin{array}{l} \mu_x = 0,0456 \\ \rho = 0,90 \Rightarrow \\ \mu_y = 0,7834 \end{array} \right\}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 0,0456 \times 116,25 \times (5,6)^2 = 166,24 \text{ KNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0,7834 \times 166,24 = 130,23 \text{ KN.m}$$

A. Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 124,68 \text{ KNm}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 97,67 \text{ KNm}$$

B. Moment en appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 83,12 \text{ KNm}$$

C. Ferrailage de la dalle :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm} ; d = 36 \text{ cm} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

C.1 Section minimale :^[4]

$$\text{Sens y-y : } 0,08\% b.h = 3,2 \text{ cm}^2 ;$$

$$\text{Sens x-x : } A_{s \text{ min}} = 1,2 (A_{\text{min}} \text{ suivant y-y}) = 3,84 \text{ cm}^2.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.4: Ferrailage des panneaux du radier.

Position	Sens	M_u (KNm)	μ	A_s'	α	Z(cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{ad} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	124.68	0.0679	3,84	0,0879	34,7	10.32	6T16	12.06	20
	y-y	97.67	0,0532	3,2	0,068	35.01	8.02	5T16	10.06	
Appuis	x-x	83.12	0,0394	3,84	0,05	35.28	5.9	5T16	10.06	20
	y-y									

$$Esp \leq \text{Min}(3h ; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(120\text{cm} ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Sens x-x :

- **En travée :**

$$S_t = \frac{100}{6} = 16,66 \text{ cm} \leq 33\text{cm}$$

On opte pour $S_t = 20 \text{ cm}$

Sens y-y :

$$Esp \leq \text{Min}(4h ; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(160\text{cm} ; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \leq 40\text{cm}$$

On opte pour $S_t = 20\text{cm}$

- **Aux appui :**

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \leq 33\text{cm}$$

On opte $S_t = 20\text{cm}$

C.3 Vérification nécessaire :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,34 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{\min} = 4,34 \text{ cm}^2 \leq A_{s \text{ adopté}} = 10.06 \text{ cm}^2$$

Donc condition est vérifiée.

- Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\left. \begin{array}{l} \mu_x = 0,0528 \\ \rho = 0,90 \Rightarrow \\ \mu_y = 0,8502 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \text{Acier : } \sigma_s = \frac{M_{ser}}{I} (d - Y) \leq \sigma_s = 201,63 \end{array}$$

Avec :

- $\frac{b}{3} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$
- $I = \frac{b}{3} y^3 + 15A (d - y)^2$

Tableau VIII.5 : Vérification des contraintes.

	Sens	Mser (kNm)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σb (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σs (MPa)	σ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	10 8.5 6	12.0 6	11. 52 5	1593 90.9	7.85	15	16.6 7	201,63	Verifié
	y-y	92. 3	10.0 6	10. 70 1	1374 28.1 6	7.18	15	16,9 9	201,63	Verifié
Appuis	x-x	72. 37	10.0 6	10. 70 1	1374 28.1 6	5.63	15	13.3 2	201,63	Verifié
	y-y									

-Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_c; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{116.25 \times 6}{2} = 348.75 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{348.75 \times 10^3}{1000 \times 360} = 0.96 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots \text{Vérifier}$$

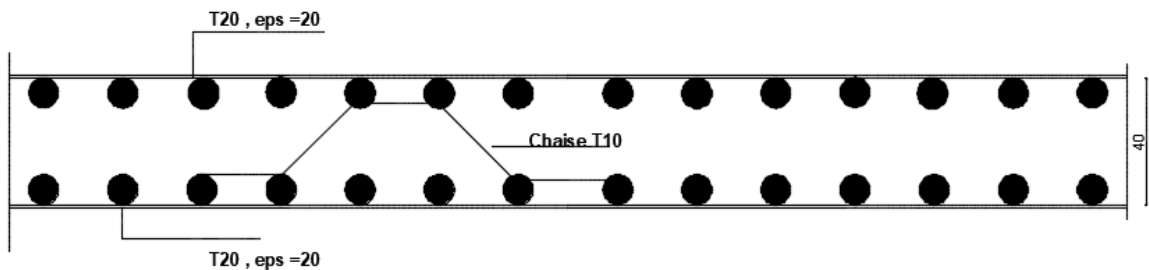


Figure VIII.6 : Schéma de ferrailage la dalle de radier

b. Ferrailage des nervures**b.1 Calcul des efforts :**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire « **BAEL91 modifier 99** »

$$\text{On a : } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

En travée : $M_t = 0,75 M_0$

En appuis : $M_a = 0,5 M_0$

b.2 Calcul des armateurs :

$b = 65\text{cm}$, $h = 110\text{ cm}$, $d = 99\text{ cm}$

- **Sens porteur** : $L = 6\text{ m}$; $q = 116.25\text{kN/m}$

Tableau VIII.6 : Ferrailage des nervures (sens porteur).

Position	M_u (KNm)	μ	α	Z	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	392.34	0,0435	0,0556	967.98	11.65	8T16	16,08
Appuis	261.56	0,029	0,0368	975.42	7.70	5T16	10,05

s non porteur : $L = 5.6\text{ m}$; $q = 116.25\text{kN/m}$

Tableau VIII.7 : Ferrailage des nervures (sens non porteur).

Position	M_u (KNm)	μ	α	Z	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	341.77	0,0378	0,0481	970.95	10.99	6T16	12.06
Appuis	227.85	0,0252	0,0319	977.37	7.28	5T16	10,05

b.3 Vérification nécessaire :**1. Condition de non fragilité :**

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 7,77\text{ cm}^2$$

Tableau VIII.8 : Vérification de la condition non fragilité .

	Position	A_s^{adp} (cm ²)	A_s^{min}	Vérification
Sens Y	Travée	16,08	7.77	Oui
	Appuis	10,05	7.77	Oui
Sens X	Travée	12,06	7.77	Oui

	Appuis	10,05	7.77	Oui
--	---------------	-------	------	-----

2. Vérification des contraintes à ELS :

Tableau VIII.9 : Vérification des contraintes à l'ELS.

	Position	M _{ser} (Kn.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Sens Y-Y	Travée	295.05	16.08	28.095	1.69×10 ⁶	4,9	15	12.38	201,6	OUI
	Appuis	196.7	10,05	23	1.13×10 ⁶	4	15	13.23		OUI
Sens X-X	Travée	257.01	12.06	24.877	1.33×10 ⁶	4.80	15	14.32	201,6	OUI
	Appuis	171.34	10.05	23	1.13×10 ⁶	3.48	15	11.52		OUI

3. Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min} (0,1f_c; 28; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_U = \frac{q_u L}{2} = \frac{116.25 \times 6}{2} = 348.75 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{348.75 \times 10^3}{650 \times 990} = 0,54 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

4. Armatures transversales :

- **BAEL 91 modifié 99 [1] :**

* $\frac{A_t}{b_0 s_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e}$ (k = 1 pas de risque de bétonnage)

* $S_t \leq \text{Min} (0,9 d ; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$

* $\frac{A_t f_e}{b_0 s_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}, 0,4 \text{ MPa} \right) = 0,4 \text{ MPa}$

- **RPA99 version 2003 [2] :**

$\frac{A_t}{s_t} \geq 0,003 b_0$

* $S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12 \phi_1 \right) = 19,2 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale}$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 55 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_1 \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10} \right) = 1,6 \text{ cm}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}; \sigma_u = 0,54 \text{ MPa}; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}; b = 100 \text{ cm}; d = 99 \text{ cm}$$

On trouve :

$$S_t = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{zone nodale.}$$

$$S_t = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{zone courante.}$$

Tableau VIII.10 : Choix des armatures transversale

	Section	Zone	St (cm)	ϕ_t	At calculée	ChoVIII des armatures	At (cm ²)
Nervures	65x110	Courant	30	1,6	5,85	6T12	6,65
		Nodale	55		2,92	5T12	5,65

5. Armateur de peau :

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins 3 cm² /ml par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

$$h = 140 \text{ cm}$$

$$A_p = 3 \times 110 = 3.3 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choisit : } A_p = 3T14 = 4,62 \text{ cm}^2$$

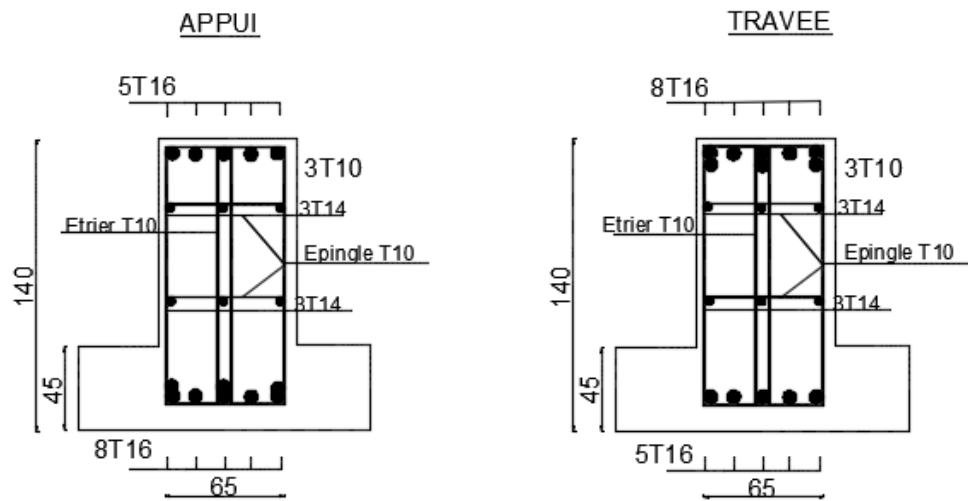


Figure VIII.7 : schéma de ferrailage des nervures Y-Y

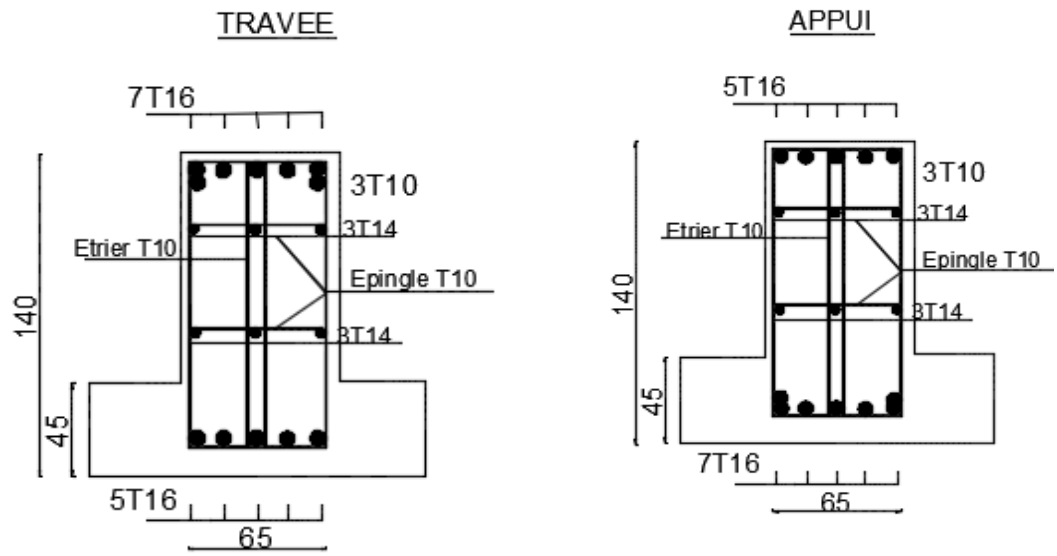


Figure VIII.8 : schéma de ferrailage des nervures x-x.

VIII.7. Etude du voile périphérique**VIII.7.1 Prédimensionnement**

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 modifié en 2003**, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base.
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - Epaisseur $e \geq 15$ cm
 - Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).
 - Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

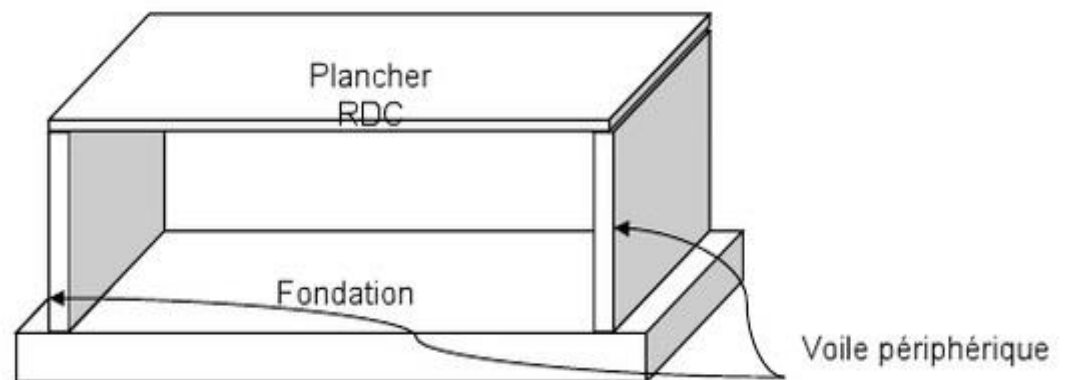


Figure. VIII.9 : Voile périphérique

- **Évaluation des charges**

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$$L_x = 3,5 \text{ m ;}$$

$$L_y = 6 \text{ m ;}$$

$$e = 6/25 = 25 \text{ cm}$$

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

BAEL91 modifié 99, la charge de poussées des terres est donnée par :

$$Q_u = \{(1.35 \cdot \gamma \cdot H) + (1.5 \cdot \rho)\} \cdot A$$

Avec : Q_u : Contrainte à la base sur une bande de 1m.

A : Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma_n = 18 \text{ kN/m}^3$).

ρ : surcharge sur remblai ($\rho = 10 \text{ kN/m}^3$)

H : Hauteur du voile ($H = 3,5 \text{ m}$).

$$\phi = 30 \Rightarrow A = f(\phi) = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0,334$$

Donc : $Q_u = \{(1.35 \cdot \gamma \cdot H) + (1.5 \cdot \rho)\} \cdot A \rightarrow Q_u = 33.41 \text{ Kn/m}$

$Q_{ser} = \{(\gamma \cdot H) + \rho\} \cdot A \rightarrow Q_{ser} = 24.38 \text{ Kn/m}$

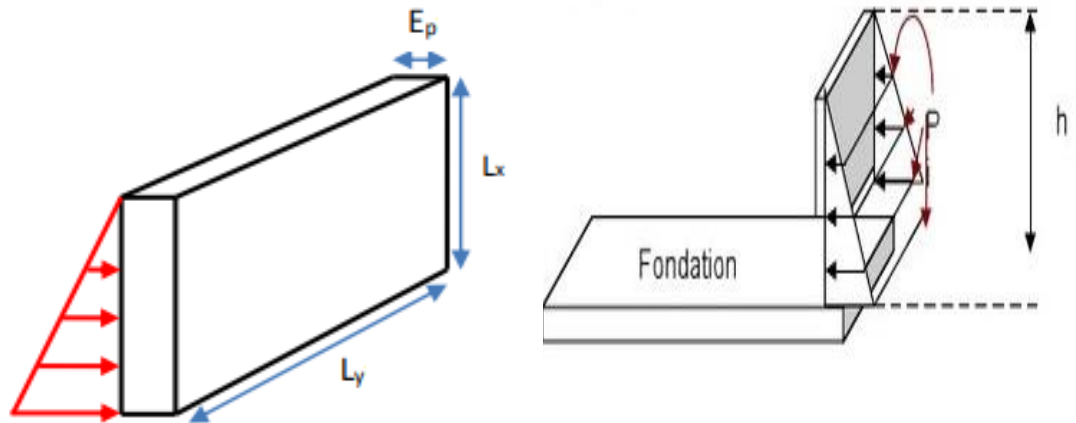


Figure VIII.10 : Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité

- **Effort dans la dalle**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,5}{6} = 0,6 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

Ce voile travaille comme une dalle soumise à des efforts horizontaux « les poussées des terres » donc le calcul se fait à flexion simple.

pour l'étude on prend une bande de 1m.

$$\rho = 0,6 \begin{cases} \mu_x = 0,081 \\ \mu_y = 0,305 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \times q_u l_x^2 = 0,081 \times 33,41 \times 3,5^2 = 33,15 \text{Kn.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0,305 \times 33,15 = 10,11 \text{Kn.m}$$

Pour le calcul, on suppose que le panneau est partiellement encastré aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- Moment en travée :(Mt=0.75.M).
- Moment sur appuis de rive :(Ma1=0.3.M).
- Moment sur appuis intermédiaire :(Ma2=0.5M)

Tableau VIII.11 : des moments aux appui et travée.

	Moment (Kn.m)			
	En travée		En appuie	
	ELU	ELS	ELU	ELS
Sens x-x	24,86	18,47	16,57	12,31
Sens y-y	7,58	5,05	5,63	3,75

VIII.7.3. Calcul de ferrailages ^[4]

B = 100 cm ; h = 25cm; d = 0.9h=22,5cm; f_e=400mpa ; f_{c28}=25mpa ; f_{t28}=2,1mpa ; σ_s=348mpa ; F_{bc}=14,2mpa.

Section minimale des armatures :

Selon que l'on utilisera des fils de diamètre supérieur ou égale à 6 mm, les sections minimales d'armature dans les deux directions :

$\phi \geq 6mm$

Avec : $\rho_0 = 0,0008$ pour les barres de FeE400^[4]

Sens y : $A_y^{min} = 0,0008 \times 25 \times 100 = 2cm^2/ml$

Sens x : $A_x^{min} = 2 \left(\frac{3-0,6}{2} \right) = 2,4cm^2/ml$

Remarque:

(CBA93) dans le sens de la petite portée, ces valeurs doivent être majorées de 20% :

$A_{sx,min} = 2,88cm^2/ml$

$A_{sy,min} = 2cm^2/ml$

Vérification de l'existence des armatures comprimés A' :

Pour les armatures longitudinales on utilise des acier HA de nuance FE400 :

Avec : $\mu_{lim} = 0,391$

$\mu < \mu_{lim}$ Section sans armatures comprimées.

Tableau VIII.12 : Ferrailage du voile périphérique

	Sens	M (KNm)	μ	α	Z(cm)	As' (Cm ²)	As ^{cal} (Cm ²)	Choix	As ^{adp} (Cm ²)	Esp (Cm)
Travée	X-X	24,86	0.034	0.043	22,11	2,88	3,17	6HA12	6,79	22
Appui	Y-Y	5,63	0.01	0.13	21,33	2	1,02	4HA12	4.52	52
Appui	X-X	16,575	0.023	0.03	22,23	2,88	2,14	4HA12	4.52	52

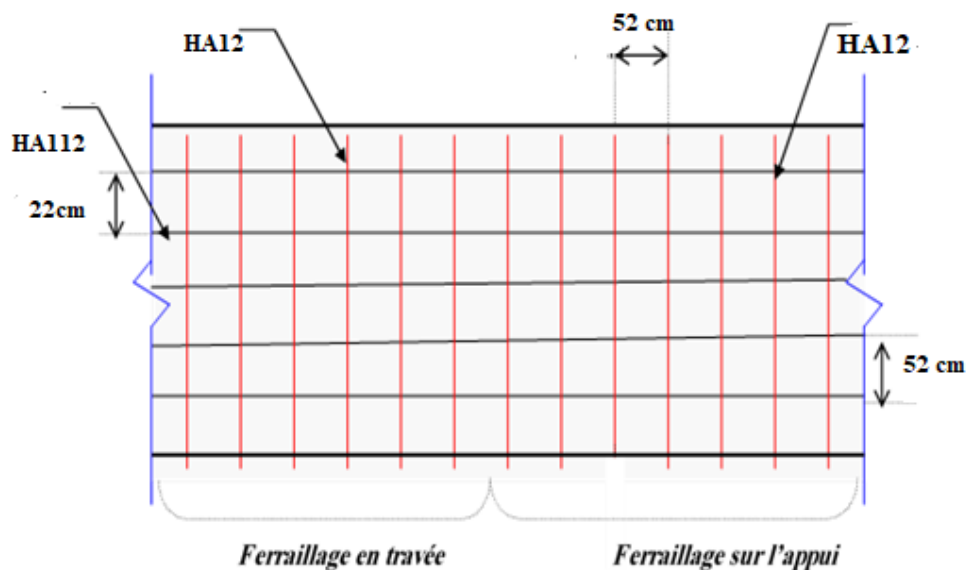


Figure VIII.11 : Ferrailage du voile périphérique.

- **Conditions exigées par le RPA99/version 2003^[3]**

L'RPA99 préconise un pourcentage minimum de 0,08% de la section dans les deux sens et seradisposé en deux nappes.

$$A_l = 0,08\% * 100 * 40 = 4 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,08\% * 100 * 40 = 4 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

D'après RPA99 version 2003 on a : h=e=25cm ; b=100cm

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{min}; & A_x^{min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{min}; & A_y^{min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

➤ **En travée**

$$\begin{cases} A_x = 6,79 \text{ cm}^2 > A_x^{min} = 2,88 \text{ cm}^2 \\ A_y = 4.52 \text{ cm}^2 > A_y^{min} = 2 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

➤ **Sur appuis :**

$$\begin{cases} A_x = 4.52 \text{ cm}^2 > A_x^{min} = 2,88 \text{ cm}^2 \\ A_y = 4.52 \text{ cm}^2 > A_y^{min} = 2 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

- **Vérification de l'espacement**

Dans le sens le plus sollicité :

$$a_1 \leq \min \{ 3h \text{ et } 33 \text{ cm} \}$$

$$a_1 < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

Il faut vérifier que

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{33.41 \times 3.5 \times 6}{2 \times 3.5 + 6} = 53,97 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 38.97 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 53.97 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{53.97 \cdot 10^3}{1000 \times 360} = 0,14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$$

= 1.25 MPa..... **Condition Vérifiée**

- **Vérification à L'ELS**
 - **Evaluation des sollicitations à l'ELS**

$$Q_{\text{ser}} = 24.38 \text{ kN/ml}$$

Tableau VIII.13 : des moment au appuies et travées.

Panneaux	L _x (m)	L _y (m)	Q _{ser} (KN/m)	M _{ser} (Kn.m)	M _t (Kn.m)	Ma ₁ (Kn.m)	Ma ₂ (Kn.m)
3.5x6	3.5	6	24.38	24,19	18,14	9,07	7,25

- **Vérification des contraintes**

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau VIII.14 :Vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérificat-ion
Travée	Y-Y	18,14	6.79	3,43	15	187,65	200	OK
Appuis de rive	X-X	9,07	4.52	1,75	15	97,092	200	OK
Appuis intermédiaire	X-X	7,25	4.52	1.41	15	78,21	200	OK

Remarque 1

1-Pour le ferrailage des voiles du sous-sol on est amené du point de vue théorique et pratique à uniformiser les armatures, afin d'assurer la continuité des barres (c'est à dire même nombre de barre).

2-Les résultats de ferrailage trouvés nous donnent plusieurs modèles de ferrailage. La mise en œuvre de ces modèles sur chantier exige des moyens importants tels que la main d'œuvre qualifiée. Pour éviter tout risque de lacune dans la réalisation on choisira un modèle de ferrailage simple, uniforme, qui répond aux exigences réglementaires.

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, le radier était le type de fondation le plus adéquat considérant les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour les autres types de fondations. Nous avons adopté un radier nervuré pour des raisons économiques, les nervures ont été utilisées pour rigidifier la dalle du radier

Conclusion Générale

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet de fin d'étude nous a permis d'élargir nos connaissances dans le domaine de la construction qui est un domaine très vaste et d'acquérir de nouvelles connaissances complémentaires nécessaires pour notre formation et d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

La nécessité d'un logiciel de calcul nous a poussé à débiter et d'avoir certaines connaissances sur le logiciel d'analyse des structures « ROBOT », TEKLA, Autocad, IDEA Statica, Word office, nous sommes parvenus à un certain nombre de constatations également au cours de notre étude.

Cette étude représente la première expérience dans notre profession à apprendre les différentes réglementations à appliquer et à respecter, ainsi que le contact avec les différentes entreprises qui nous a permis de trouver des solutions économiques et rationnelles aux difficultés rencontrées.

Ce projet de fin d'étude nous a donné l'occasion de côtoyer des personnes de différents horizons qui nous ont fait progresser dans son avancement.

Nous avons remarqué et nous sommes convaincus que l'utilisation de l'outil informatique en générale et les logiciels d'analyse des structures « logiciel ROBOT » permet d'obtenir des résultats précis, gagner du temps et faciliter l'étude technique. La maîtrise de ces outils aujourd'hui est indispensable.

Références bibliographiques

- [1] • Règles de conception et de calcul des structures en acier "CCM 97"(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.44).
- [2] • Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT « RNV 99 », version 2013.
- [3] • Règle parasismique Algérienne RPA99 version 2003 (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).
- [4] • Le BAEL99, D.T.U, Béton armé aux états limites 91, modifié 99.
- [5] • EC3, Calcul des structures en acier, partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments.
- [6] • Charges permanentes et charges d'exploitation (DTR B.C 2.2).
- [7] • Cours charpente métallique 1, Mr MENNADI. (4ème année).
- [8] • EC3, Calcul des structures en acier, partie 1-8, Calcul des assemblages.
NF DTU 39 P4 Travaux de vitrerie-miroiterie
- [9] • Eurocode 4 «Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton» partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments.
- [10] • Cours des escalier pour Mm.Halfaya. (4ème année).