



**UNIVERSITE SAAD DAHLEB BLIDA -1-**

جامعة البليدة -1-

**Faculté de Technologie**

كلية التكنولوجيا

Département de Génie Civil

دائرة الهندسة المدنية



## **MEMOIRE DE MASTER**

Spécialité : Constructions métalliques et mixtes

**ETUDE D'UN HOTEL EN CHARPENTE METALLIQUE**

**R+10+2Sous-Sol**

**Par**

**Boukraid AHLEM.**

**Laggoun HOUDA.**

Devant les jurys composés de :

.....	U. saad Dahleb-Blida	President
.....	U. saad Dahleb-Blida	Examineur
Mr. AHMED ZAHAF	U. saad Dahleb-Blida	Promoteur

Blida, Juillet 2023

## INTRODUCTION

Pour n'importe quel projet de construction, différents procédés de conception et de calculs sont utilisés, selon des normes et des codes qui doivent être respectés.

Le développement que le monde est en train de vivre, nous pousse à innover et aller plus vite dans tous les secteurs et surtout dans le domaine du bâtiment « chercher à aller plus haut, plus rapidement et plus léger ».

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

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

Le projet est subdivisé en plusieurs chapitres présentant chacun une partie spécifique, ou le **1<sup>er</sup> chapitre** comprend la présentation complète de l'ouvrage et sa conception, et les différentes caractéristiques des matériaux. L'objectif du **deuxième chapitre** est de pré-dimensionner les éléments du bâtiment, tel que l'étude climatique qui sera présentée dans le **chapitre trois** selon le règlement neige et vent (RNV2013), alors que le **quatrième chapitre** est consacré pour le pré-dimensionnement des éléments secondaires, le **cinquième chapitre** va comporter la modélisation et l'étude dynamique en zone sismique du bâtiment qui satisfait les critères imposés par les règles parasismique algériennes (RPA99/version2003), ensuite dans le **sixième chapitre** on va calculer les vérifications des éléments structuraux, et après dans le **septième chapitre** l'assemblage sera calculé selon l'eurocode3, le **huitième chapitre** est destiné pour l'étude des éléments du sous-sol, Le **dernier chapitre** sera consacré à l'étude de l'infrastructure.

Et enfin nous terminerons notre travail par une conclusion générale qui le résume.

# CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

## I.1- Introduction

Dans le cadre de l'étude de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un Hôtel composé de dix (10) niveaux sur rez-de-chaussée avec une terrasse inaccessible et deux (02) niveaux sous-sol (R+12+2SS).

L'étude de ce projet comprend la partie conception des éléments tels que, les poteaux, poutres, contreventement, fondations ainsi que l'étude sismique de la structure, qui permet d'évaluer son comportement lors d'un séisme.

Le calcul sera fait conformément aux règles Parasismiques Algériennes (RPA99 version 2003) et aux règles de charpente métallique CCM97, EUROCODE3 et EUROCODE4.

## I.2- Localisation et données concernant le site

- Ce projet est implanté à **CHENOUA** wilaya de **TIPAZA** classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/version2003) comme une zone de sismicité forte (**Zone III**).
- L'ouvrage est d'importance moyenne à usage **d'habitation (1<sup>er</sup> jusqu'au 10<sup>ème</sup> étages) + usage multiple au niveau de RDC**, qui appartient donc au groupe d'usage **1B**.
- Le site considéré comme meuble (**S3**), et la contrainte du sol est **1.8 bars**.
- Zone de neige : **Zone B**.
- Zone de vent : **Zone I**.

## I.3- Données géométriques du projet

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

- Longueur totale ..... 36.45 m
- Largeur totale ..... 31 m

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

- Hauteur du rez-de-chaussée..... 3.74 m
- Hauteur de mezzanines ..... 3.23 m
- Hauteur des étages courants .....3.23 m
- Hauteur des sous-sol ..... 2.89 m

- Hauteur totale du bâtiment ..... 39.27 m

#### I.4- 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/V-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.5- Caractéristiques 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.5.1- Acier :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction. Nous utilisons les types d'aciers suivants :

###### a) Etat limite ultime ELU :

On adoptera un diagramme contraintes déformations déduit des diagrammes précédents par affinité parallèle à la tangente à l'origine dans le rapport  $1/\gamma_s$ .

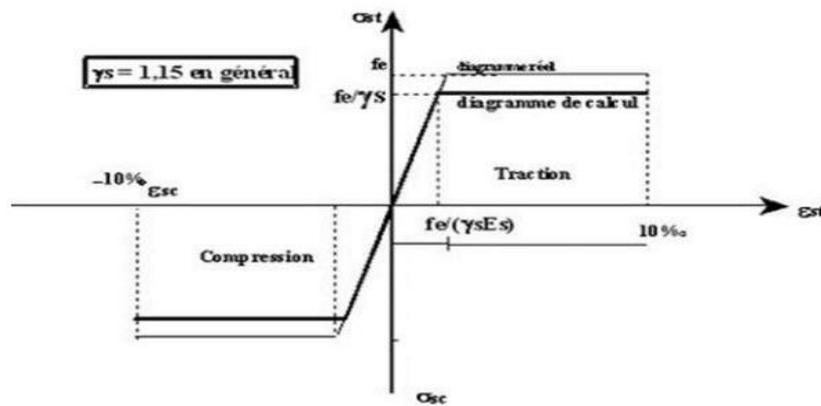
-  $\sigma_s$  : contrainte de l'acier..... $\sigma_s = f_e/\gamma_s$

-  $\gamma_s$  : coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :

$\gamma_s = 1.15$  cas d'actions courantes.

$\gamma_s =$

1.00 cas  
d'actions



accidentelles.

**Figure I.1:** Diagramme contraintes / Déformations de l'Acier.

b) Etats limites de service ELS :

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

- Fissuration nuisible : Pas de limitation de contrainte.
- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_s = \min [ 2/3 f_e ; 150\eta ]$ .
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s = \min [ 1/2 f_e ; 110\eta ]$

Avec :

$\eta$  : Coefficient de fissuration tel que :

$\eta = 1$  pour des aciers ronds lisses.

$\eta = 1.6$  pour des aciers de H.A.

- Acier de Charpente métallique : [2]

Les différentes caractéristiques mécaniques des aciers de Charpente métallique sont :

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

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

Nuance Nominale de l'acier	Epaisseur t [mm]			
	t ≤ 40		40 < t ≤ 100	
	Fy [MPa]	Fu [MPa]	Fy [MPa]	Fu [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

- Acier pour ferrailage :

Pour le ferrailage en utilisé des armatures et des treuillés à soudé de type HA et de dont les caractéristiques sont :

- Module d'élasticité longitudinale :  $E = 2.1 \times 10^5$  MPa
- Contrainte limite d'élasticité :  $f_e = 500$  MPa

**Tableau I.2 :** Valeurs nominales de  $f_y$  pour le ferrailage

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

### I.5.2- Béton :

Le béton est un assemblage de matériaux de nature généralement minérale. Il met en présence des matières inertes, appelées granulats (gravier, sable...etc.) et un liant (ciment, argile...etc.) et de l'eau.

Le béton de ciment présente une résistance à la compression assez élevée, de l'ordre de 25 à 40 MPa mais sa résistance à la traction est faible. De l'ordre de 1/10 de sa résistance en compression.

#### 1- Résistance de béton :

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

##### ➤ La résistance à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{cj}$  à j jours d'âge est déterminée à partir sur des éprouvettes 16cm x 32 cm.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité  $f_{c28}$ . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à J jours définies à partir de  $f_{c28}$ .

$$f_{cj} = \frac{J}{4.76 + 0.83j} f_{c28} ; \quad \text{pour } f_{c28} < 40 \text{MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{J}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \quad ; \text{pour } f_{c28} > 40 \text{MPa}$$

##### ➤ 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 :

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

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  $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$ .

## 2- 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 :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ D'ou : } E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa.}$$

- **Module de déformation différé**

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

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ D'ou : } E_{v28} = 10818,87 \text{ MPa.}$$

## 3- Coefficient de poisson :

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

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

Selon le BAEL [6] :

- $\nu = 0$  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).

#### 4- Contraintes limites :

##### a. L'état limite ultime ELU

L'état limite ultime correspond à la valeur maximale de la capacité portante :

- Résistance de la structure ou de l'un de ces éléments.
- Equilibre statique.
- Stabilité de forme. La contrainte ultime du béton en compression est donnée par la formule suivante :

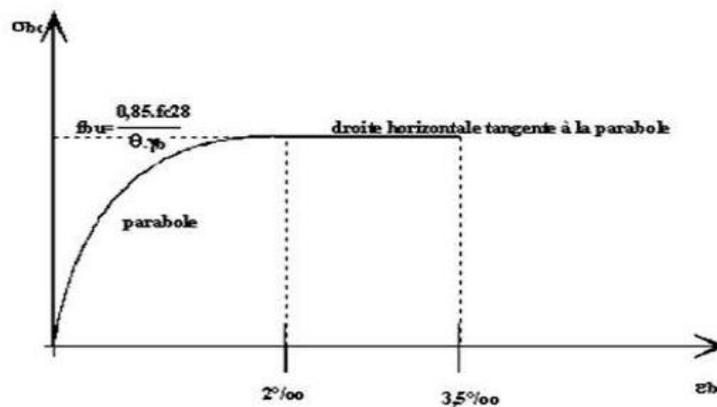
$$\sigma_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :  $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1.5$  cas des actions courantes transitoires.

$\gamma_b$

= 1.15 cas des actions accidentelles



**Figure I.2:** Diagramme contraintes-déformation ELU.

##### b. Etat limite de service

ELS Qui constitue les frontières au délai des quelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de l'un de ses éléments ne sont plus satisfaites :

- Ouverture des fissures
- Déformations excessives des éléments porteurs
- Vibration inconfortable pour les usages etc.

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

## I.6.- Conception de l'ouvrage

### I.6.1- Conception architecturale :

Notre bâtiment est composé d'un RDC et 10 étages avec deux sous-sol.

- ✓ Sous-sol sera aménagé en parking.
- ✓ RDC sera aménagé pour usage multiple (bureaux – Agence de voyage ... )
- ✓ 1<sup>er</sup> jusqu'au 10eme étage seront destinés pour usage d'habitation.
- ✓ Terrasse inaccessible

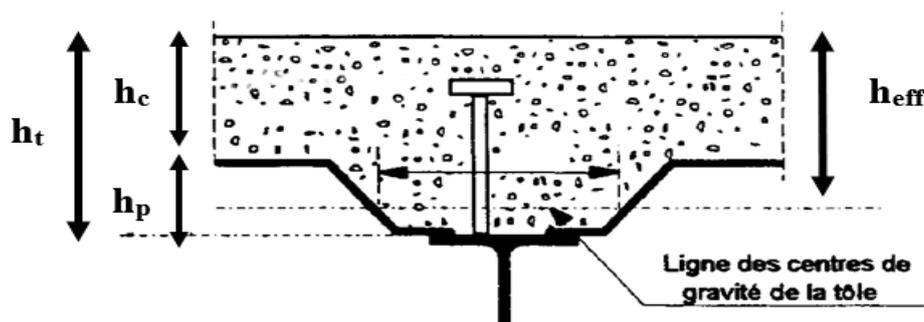
### I.6.2- Conception structurel :

#### I.6.2.2- LES Planchers

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.3 :** coupe du plancher collaborant.

- Épaisseur de la dalle ( $h_{eff}$ ) :

Pour  $h=150\text{mm}$

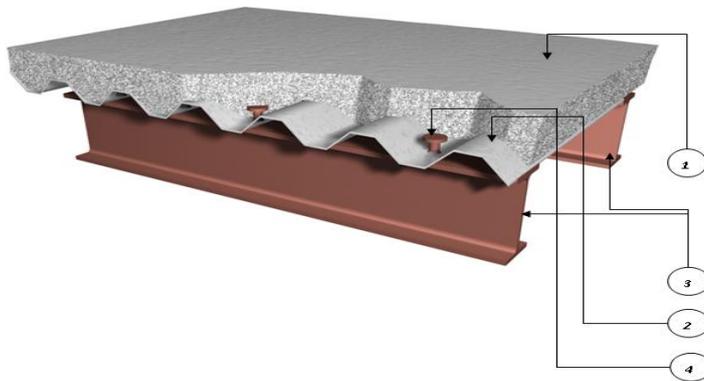
On aura :  $\frac{h_p}{h_c} = \frac{55}{105} = 0.62$ , et  $h_c = (150-55) = 95 > 40 \text{ mm}$

D'où :

$$h_{eff} = h_c + 0.5h_p \times \left[ \frac{l_1 + l_2}{l_1 + l_3} \right]$$

$$h_{eff} = 95 + 0.5 \times 55 \times \left[ \frac{88.5+61.5}{88.5+61.5} \right] = 122.5\text{mm}$$

Pour  $h_{eff} = 122.5\text{mm} \rightarrow$  donc on prend  $h_{eff} = 150 \text{ mm}$ .



**Figure I.4:** 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** (Annex 1)

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

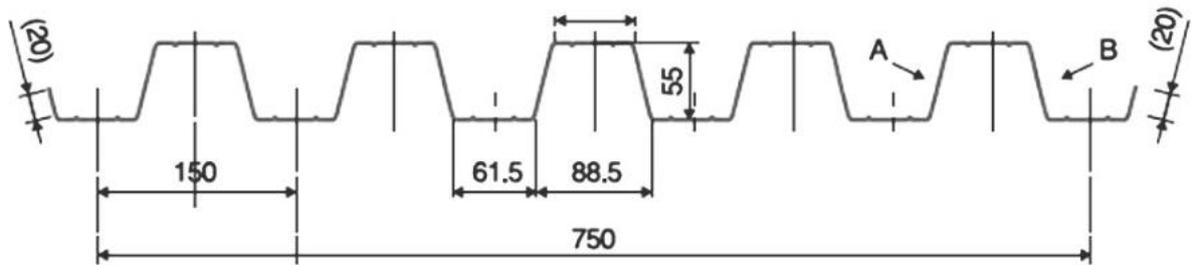


figure ci-dessous :

**Figure I.5:** Bac d'acier type Hi Bond 55

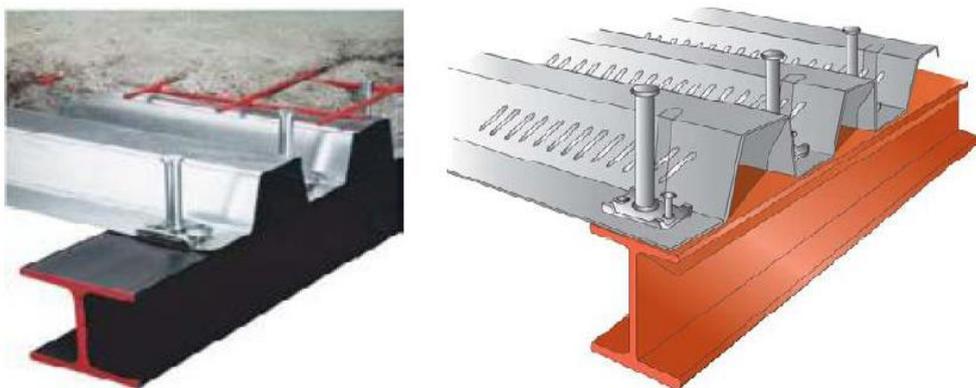
- Les planchers reposent sur un ensemble des poutres et solives métalliques.
- La liaison entre la dalle, le bac en acier collaborant et la structure porteuse est assurée par des connecteurs :

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=95mm** et de diamètre **d=22mm**, qui sont



assemblés par soudage (voir figure ci-dessous) :

### **Figure I.6 : Goujon soudée.**

- Les solives :

Les solives sont des poutrelles IPE ou bien UPN travaillent à la flexion simple, leur espacement est compris ente 1.5m et 4m.

- Les poutres :

Les poutres, sont des éléments généralement horizontaux (IPE) ou bien (HEA) qui doivent reprendre essentiellement les efforts de flexion. Leur section doit par conséquent présenter une inertie adaptée dans le sens de flexion et donc une certaine hauteur.

- Les poteaux :

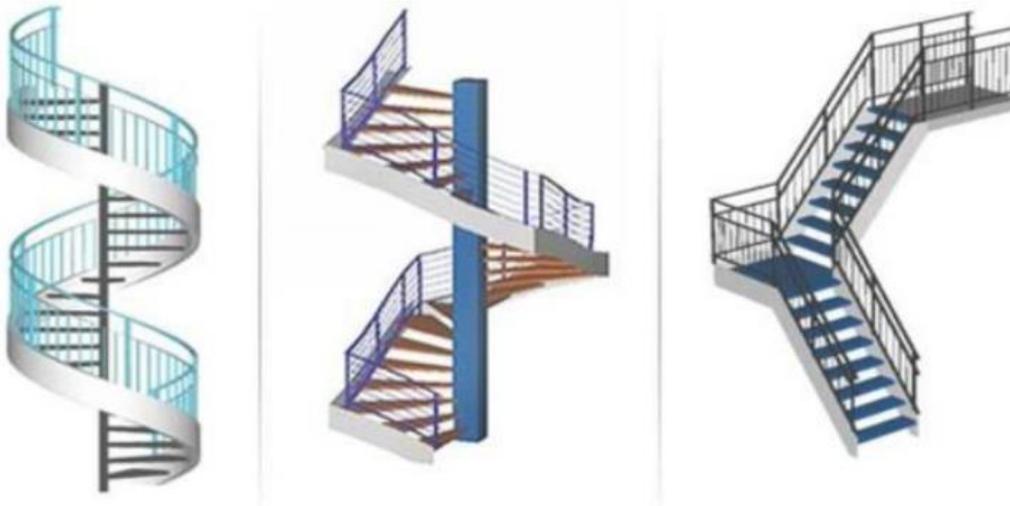
Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à réaliser aux charges axiales de compression. On les utilisé pour supporter les plancher, ils permettent aussi de transmette les actions gravitaires (poids propre, charges permanentes, charge de neige et surcharges d'exploitation) jusqu'aux fondations.

- OSSATURE contreventée par palé de stabilité type V

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

- 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.7** : escalier en charpente métallique

○ 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.

○ 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

## **CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX**

### **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 [9]

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 [1]

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.

A- Charge permanente : [1]

➤ Plancher terrasse inaccessible :

**Tableau II.1 :** Evaluation de la charge permanente pour plancher terrasse

<b>Charge permanente de terrasse</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>
Protection en gravillon	0.85
Étanchéité multicouches	0.2
Forme de pente (e=10cm)	2,2
Isolation thermique	0.16
Dalle en béton armé (t=15)	2.964
Bac d'acier (HIBON55) (e=0,75)	0.0956
Faux plafond	0.2
<b>Totale</b>	<b>6.67</b>

➤ Planchers étages courant (habitation, commerce) :

**Tableau II.2 :** Evaluation de la charge permanente d'étage courant

<b>Charge permanente de terrasse</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>
Revêtement en carrelage	0.405
Mortier de pose	0.4
Lit de sable (18*0.03)	0,54
Dalle en béton armé (t=15)	2.964
Bac d'acier (HIBON55) (e=0,75)	0.0956
Faux plafond	0.2
Distribution cloison	1
<b>Totale</b>	<b>5.60</b>

B- Les charge d'exploitation :[1]

Action permanente	Charge d'exploitation (KN/m <sup>2</sup> )
Terrasse inaccessible	1
De 1ère jusqu'à 10ème étage (habitation)	1.5
RDC (agence de voyage)	2.5

**Tableau II.3** : Evaluation de charge d'exploitation de terrasse +Etage courant

II.3.1. Prédimensionnement des solives

Les solives sont généralement des profilés en IPE, IPN, leur espacement est compris entre 1,5 et 4m selon le type du bac d'acier utilisé. Le pré dimensionnement se fait selon le critère de résistance ou le critère de flèche, mais dans notre cas, on utilise une formule approchée et simplifiée qui est en fonction de la hauteur de profilé et la portée de la solive.

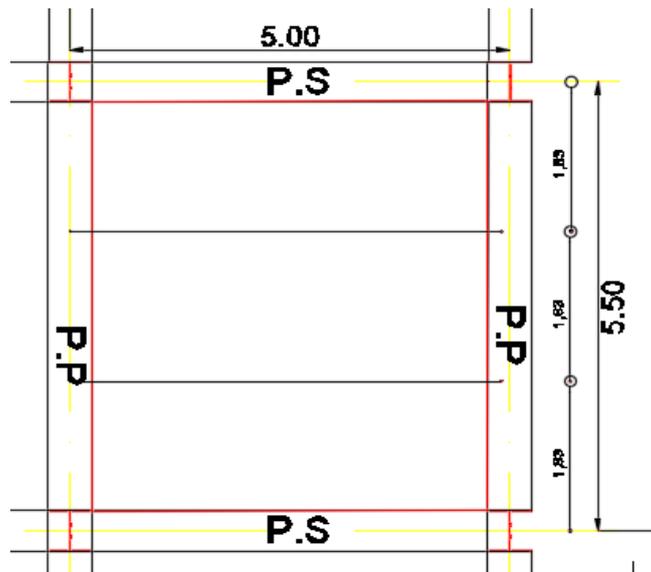
On pré-dimensionnera la solive la plus sollicitée pour chaque plancher.



**Figure II.1** : Schéma de solive.

- Plancher terrasse inaccessible

La solive la plus sollicitée à une longueur  $L=5$  m, On constate que la portée est importante, donc on place des étaitements à la mi-travées Tel que  $L=2.5$  m dans la phase de constructions avec un espacement de 1.83m.



**Figure II.2 :** La poutre secondaire.

- Condition de la flèche :

$$\frac{L}{25} \leq H \leq \frac{L}{15}$$

Avec :

- H : la hauteur du profilé
- L : la longueur de la solive

$$\frac{L}{25} \leq H \leq \frac{L}{15} \leftrightarrow \frac{2500}{25} \leq H \leq \frac{2500}{15}$$

$$100 \leq H \leq 166.66$$

On choisit un **IPE 160**.

### 1. Phase de construction

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

- Poids propre du profilé (IPE160)..... $g_p = 0.158$  KN/ml.

- Poids propre du béton frais..... $G_b = 3.75 \text{ KN/m}^2$ .
- Poids du bac d'acier (fiche technique  $e=0,75$ ) ..... $g = 0,15 \text{ KN/m}^2$ .
- Surcharge de construction (ouvrier)..... $q_c = 0,75 \text{ KN/m}^2$ .

### 1.1 Combinaisons des charges

#### ELU

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1,35 \times [g_p + (G_b + g) \times 1,83] + 1,5 \times q_c \times 1,83$$

$$q_u = 11,907 \text{ KN/ml.}$$

#### ELS

$$q_s = G + Q$$

$$q_{sr} = [g_p + (G_b + g) \times 1,83] + q_c \times 1,83$$

$$q_{ser} = 8,6675 \text{ KN/ml.}$$

#### ▪ Vérification :

#### ➤ Moment fléchissant :

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

$$M_{sdy} \leq M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma M_0}$$

- Le moment appliqué :

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = 9,30 \text{ KN.m}$$

Moment résistant plastique :

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{123.9 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = 30.975 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{plrd} \leftrightarrow \text{condition vérifiée} \quad r = 30.02\%$$

#### ➤ L'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{plrd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma M_0}$$

Où :

**Vpl.Rd** : effort tranchant de plastification de la section.

$$V_{sd} = \frac{q_u l}{2} = 14,88 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma M_0} = \frac{275 \times 2009 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1.1} = 318.971 \text{ KN}$$

$$V_{sd} < V_{plrd} \leftrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$r = 4.66\%$$

$$V_{sd} < 0.5V_{plrd} \leftrightarrow 14.88 \text{ KN} < 159.485 \text{ KN}$$

➤ La rigidité :

Il faut vérifier que :

$$f_{\max} \leq f^{\text{adm}} = \frac{L}{250} = 10 \text{ mm.}$$

$$f_{\max} = \frac{5 q_{\text{ser}} l^4}{384 EI}$$

$$F_{\max} = \frac{5 \times 8.66 \times 2500^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 869.3 \times 10^4} = 2.41 \text{ mm.}$$

$$f_{\max} < f^{\text{adm}} \quad \text{Condition Vérifiée} \quad r = 4.25\%$$

➤ Vérification du déversement :

On doit vérifier que

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

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

Avec

$\beta_w = 1$  classe I

$\gamma_{M_1} = 1,1$

$M_{sd}$  est le moment appliqué  $\Rightarrow M_{max} = M_{sd} = 9.30 \text{ KN.m}$

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

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

$$\lambda_{LT} = \frac{2500/1.84}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{2500/1.84}{\frac{160}{7.4}}\right)^2\right]^{0,25} \sqrt{1,132}} = 97,241$$

$$\lambda_{LT}^- = \frac{\lambda_{LT}}{93,9\varepsilon}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92 \Rightarrow \lambda_{LT}^- = 1.03 > 0,4 \Rightarrow \text{il y a un risque de déversement.}$$

$$\varphi_{LT} = 0,5[1 + \alpha_{LT}(\lambda_{LT}^- - 0,2) + \lambda_{LT}^{-2}] = 1.12$$

$$\Rightarrow \chi_{LT} = 0,64$$

Avec :

$$M_{b,Rd} = \frac{0,64 \times 123,9 \times 275 \times 10^{-3}}{1,1} = 16,961 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 9.30 \text{ KN.m} < M_{b,Rd} = 16.961 \text{ Kn.m}$  Donc la condition de déversement est

Vérfiée.

## 2. Phase finale

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

- Poids propre du profilé (IPE160)..... $g_p = 0.158 \text{ KN/ml}$ .
- Charge permanente..... $G = 6.67 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation..... $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$ .

2.1. Combinaisons des charges :

**ELU**

$$q_u = 1,35 [g_p + (G \times 1,83)] + 1,5 Q \times 1,83$$

$$q_u = 19.44 \text{ KN/ml.}$$

**ELS**

$$q_{ser} = [g_p + (G \times 1,83)] + Q \times 1,83$$

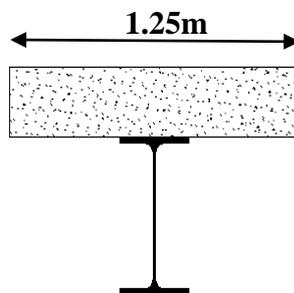
$$q_{ser} = 14.19 \text{ KN/ml.}$$

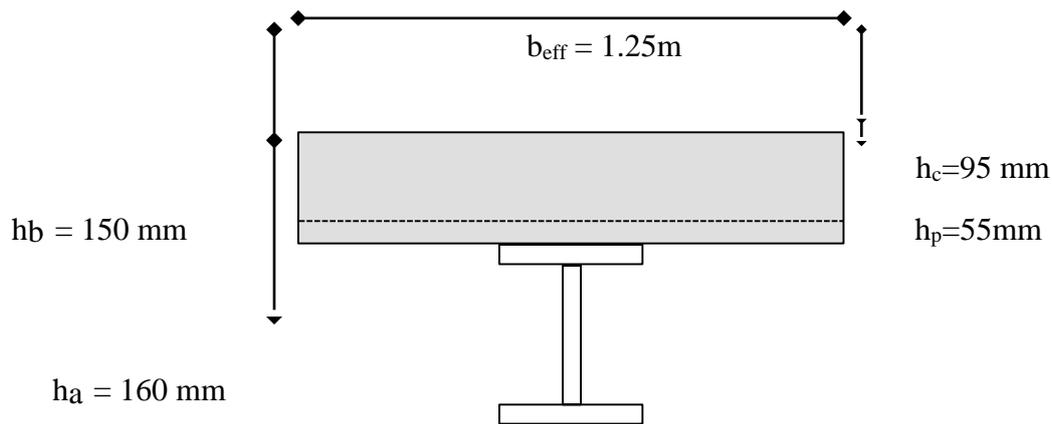
2.2 Largueur de la dalle collaborant (Largueur Effective)

Dans les calculs des poutres mixtes, on prendra en compte de chaque côté de l'axe de la poutre, une largeur de la dalle égale à la plus faible des valeurs suivantes : [9]

$$b_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2l}{8} = \frac{2 \times 5}{8} = 1.25m \\ e = 1.83m \end{array} \right.$$

$$b_{eff} = 1.25m$$





**Figure II.3** : largeur participante de la dalle.

### 2.3 Position de l'axe neutre plastique

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c = (0,57 \times 25 \times 1250 \times 95) \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{béton}} = 2523.43$$

$$R_{\text{acier}} = 0,95 \times f_y \times A_a = (0,95 \times 275 \times 2009) \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{acier}} = 524.85 \text{KN.}$$

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

Axe neutre se trouve dans la dalle en béton, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

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

#### - Les vérifications

➤ Moment fléchissant :

$$M_{plrd} = 524.85 \times \left[ \frac{150}{2} + 150 - \left\{ \frac{524.85}{2523.43} \times \frac{95}{2} \right\} \right] \times 10^{-3} = \mathbf{96.719 \text{ kN.m}}$$

$$M_{sd} = \frac{qu \times L^2}{8} = \mathbf{60.73 \text{ kN.m}}$$

$M_{sd} < M_{pl,rd}$  condition vérifiée

Avec  $r = 62.79\%$

➤ L'effort tranchant :

$$V_{plrd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_b} = 318.97 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{qu \times l}{2} = 48.59 \text{ KN}$$

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

$V_{sd} < 0,5V_{plrd} \Rightarrow 48.59 \text{ KN} < 159.485 \text{ KN}$  Donc Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

➤ Vérification de la rigidité

$$f^{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_c} \leq \bar{f}$$

Il faut vérifiée que :

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

$$V = \frac{A_a}{b_{\text{eff}} \times h_c} = 0.009$$

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

$$I_c = \mathbf{37.662 \times 10^6 \text{ mm}^4}$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f^{\max} = 1.46 \text{ mm}$$

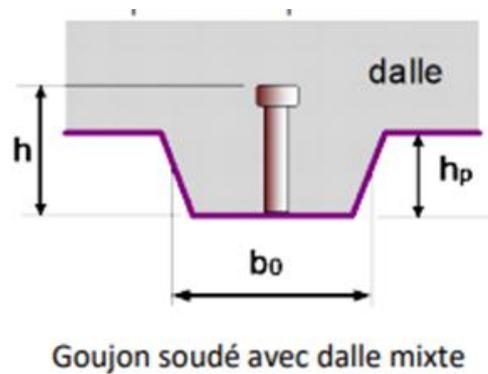
La valeur de la flèche admissible est :

$$\underline{f} = 20 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 1.46 \text{ mm} < \underline{f} = 20 \text{ mm} \text{ Condition Vérifiée.}$$

$$r = 7.3\%$$

- Calcul des connecteurs [09]



**Figure II.4** : Goujon soudé avec dalle mixte

Type goujon      Hauteur :     $h = 95 \text{ mm.}$

                         Diamètre :    $d = 22 \text{ mm.}$

### 3.1- Détermination de $P_{rd}$ (Resistance au cisaillement)

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,29\alpha \times d^2 \times \sqrt{\frac{f_{ck} \times E_c}{\gamma_v}} \\ 0,8f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4\gamma_v} \end{array} \right.$$

$$\alpha = \begin{cases} 0,2 \left( \frac{h}{d} + 1 \right) & \text{Si } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \\ \alpha = 1 & \text{Si } \frac{h}{d} > 4 \end{cases}$$

$f_{ck}$ : Résistance caractéristique de béton (25 MPa).

$E_c$ = Module de Young de béton (30,5 KN /mm<sup>2</sup>).

$F_u$ = Résistance caractéristique des connecteurs (450 MPa).

$\gamma_v=1,25$

$$\frac{h}{d} = \frac{95}{22} = 4,32 > 4 \Rightarrow \alpha = 1$$

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times 1 \times 22^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30,5 \times 10^3}}{1,25} = \mathbf{98.05KN} \\ 0,8 \times 450 \times \frac{\pi \times 22^2}{4 \times 1,25} = \mathbf{109,42KN} \end{array} \right.$$

$$P_{rd} = \mathbf{98.05KN}$$

### 3.2- Détermination de RL

Dans le cas d'une connexion totale, l'effort total de cisaillement de calcul RL auquel sont tenus de résister les connecteurs entre le point de moment fléchissant positif maximal et un appui d'extrémité est calculé selon la formule suivante :

$$R_L = \inf(R_b ; R_a)$$

$$R_L = \inf(2523.43 \text{ KN} ; 524.85 \text{ KN})$$

$$R_L = 524.85 \text{ KN.}$$

$$K_t = \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left( \frac{h}{h_p} - 1 \right)$$

$N_r = 1$  Pour coefficient de réduction veut de 0,75.

$$K_t = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \times \frac{88,5}{55} \times \left( \frac{95}{55} - 1 \right) = 0,82 < 1$$

$$P_{rd} = 0,82 \times 98.05 = \mathbf{80,401 \text{ KN}}$$

### 3.3- Nombre des connecteurs (par demi travée)

$$N_{\text{connecteur}} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{524.85}{80.401} = 6.52 \approx \mathbf{7 \text{ connecteurs}}$$

Soit  $N = 7$  goujons sur la demi longueur de la poutre, c'est-à-dire 14 connecteurs sur toute la longueur totale de la solive.

### 3.4- L'espacement minimal

$$E_{\min} > 5 \times d \rightarrow 5 \times 22 = \mathbf{110 \text{ mm}}$$

$$E_{\max} > 6 \times h_{sc} \rightarrow 5 \times 95 = \mathbf{570 \text{ mm}}$$

$$Esp = \frac{L}{N_{\text{connecteurs}} - 1} = \frac{5000}{14 - 1} = \mathbf{384.615 \text{ mm}}$$

$$E_{\min} \leq 384.615 \leq E_{\max}$$

On prend espacement de **350 mm**

De la même manière, nous avons étudiés le plancher courant (habitation) et tous les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

- Solive plancher habitation (1ère Etage → 10<sup>ème</sup> étage) :
- Phase de construction : les mêmes résultats avec plancher terrasse
- Phase finale : on suit les mêmes étapes que précédemment :

Avec :

$$Q_u = 18.17 \text{ KN/ml}$$

$$Q_s = 13.15 \text{ KN/ml}$$

**Tableau II.4** : Résultat de 1<sup>er</sup> au 10<sup>ème</sup> étage.

<b>1ère Etage → 10<sup>ème</sup> étage</b>		
Msd = 56,76 kN.m	Mpl,rd = 96,71 kN.m	Ratio : 58.69%
Vsd = 45.14kN	Vpl,rd = 318.97kN	Ratio : 14.15%
f max = 1.35 mm	fadm = 20 mm	Ratio : 6.75%

- Donc le choix de profilé **IPE160** convient les planchers d'habitation.

- Solive plancher RDC (Agence de Voyage) :
- Phase de construction : les mêmes résultats avec plancher terrasse
- Phase finale : on suit les mêmes étapes que précédemment :

Avec :

$$Q_u = 20.91 \text{ KN/ml}$$

$$Q_s = 14.98 \text{ KN/ml}$$

**Tableau II.5** : Résultat de RDC.

<b>Plancher RDC</b>		
Msd = 65.34 kN.m	Mpl,rd = 96,71 kN.m	Ratio : 67.56%
Vsd = 52.27kN	Vpl,rd = 318.97kN	Ratio : 16.38%
f max = 1.54 mm	fadm = 20 mm	Ratio : 7.7%

- Donc le choix de profilé **IPE160** convient les planchers e RDC.

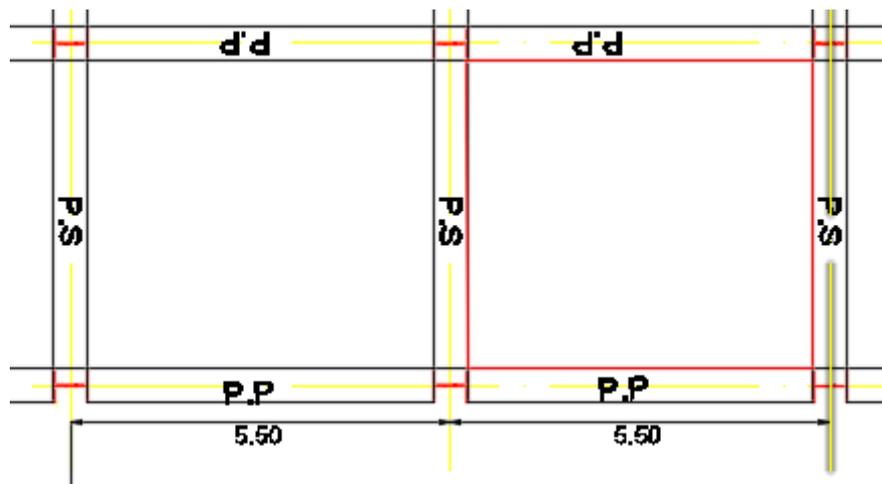
- Remarque :

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

La poutre secondaire a 5 m de longueur.

### II.3.2 Prédimensionnements des poutres principales :

La poutre la plus sollicités, que ce soit pour le plancher terrasse ou habitation à une portées de **5.5m** et un espacement de **5m**.



Elle reprend **2** charges concentrées qui représentent les réactions des solives, et une charge uniformément répartie due à son poids propre et le poids de béton frais sur la largeur de la semelle.

**Figure II.5 :** La poutre principale

- La condition de la flèche :

$$\frac{5500}{25} < H < \frac{5500}{15}$$

220 < H < 366.66 le choix de profilé **IPE240**  
**Tableau II.6** : Caractéristiques du profilé (HEA240).

Profilé	G Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>w</sub> mm	t <sub>f</sub> mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>ply</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
<b>HEA240</b>	60.3	76.84	230	240	7.5	12	7763	744.6	10.05	6

- Plancher terrasse :

1. Phase de construction

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

- Poids propre du béton frais..... $G_b = 3.75KN/m^2$
- Poids du bac d'acier..... $g = 0.15KN/m^2$
- Surcharge de construction (ouvrier) ..... $Q = 0.75KN/m^2$
- Poids propre de profilé HEA240..... $G_p = 0.603KN/m^2$

- 1.1. Combinaison des charges :

**ELU**

$$qu = [1,35 \times G + 1,5 \times Q]$$

$$qu = [0.12 \times (3.75 + 0,15) + (0.603)] \times 1.35 + 1.5 (0.75 \times 0.12)$$

$$qu = 1.69KN/ml$$

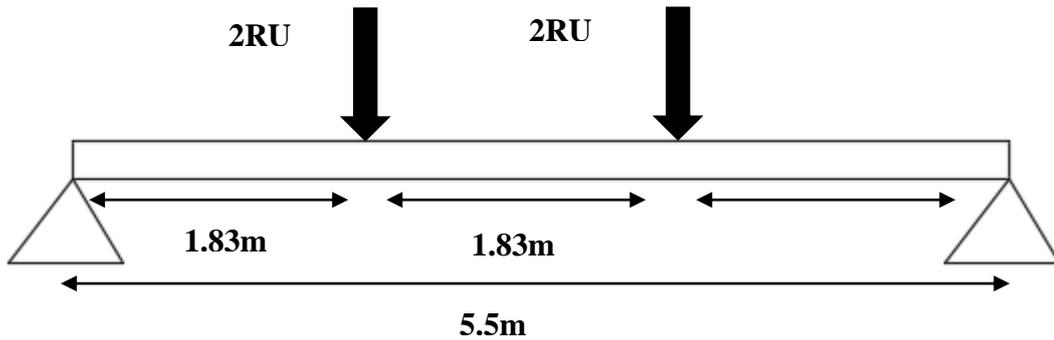
**ELS**

$$qser = [G + Q]$$

$$qser = [0.12 \times (3.75 + 0,15) + (0.603)] + (0.75 \times 0.12)$$

**qser = 1.24 KN/ ml.**

1.2. Les réactions des solives :



**Figure II.6 :** Schéma statique de réaction des solives sur la poutre principale.

**ELU**

$$R_u = \frac{q_{u_{solive}} \times l_{solive}}{2} \times 2 = \frac{11.9 \times 5}{2} \times 2 = 59.5KN$$

**ELS**

$$R_u = \frac{q_{s_{solive}} \times l_{solive}}{2} \times 2 = \frac{8.66 \times 5}{2} \times 2 = 43.3KN$$

1.3. Les vérifications :

- Moment fléchissant :

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

$$M_{sd} \leq M_{plrd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m_0}}$$

$$M_{plrd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m_0}} = 91.65KN.m$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{5 \times R_u \times l}{3} = 108.036KN.m$$

$$M_{sd} \leq M_{plrd} \quad \text{condition vérifiée} \quad r = 42.13\%$$

- Effort tranchant :

$$v_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} + R_u = 65.95KN$$

$$V_{plrd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}} = 564.65KN$$

$$V_{sd} < V_{plrd} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$V_{sd} < 0.5V_{plrd} = 554.544 \quad \text{condition vérifiée} \quad r = 18.90\%$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment donc on n'a pas besoin de réduire la résistance à la flexion.

- Vérification de la rigidité :

Il faut vérifier que :

$$f_{max} \leq f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{5500}{250} = 22mm$$

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

$$f^1 = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1.24 \times 5500^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 3892 \times 10^4} = 1.81mm$$

$$f^2 = \frac{23pl^3}{648EI} = \frac{23 \times 43.3 \times 5500^3}{648 \times 2.1 \times 10.5 \times 7763 \times 10^4} = 0.031mm$$

$$f_{max} = f^1 + f^2 = 1.84mm \leq f_{adm}=22mm \quad \text{condition vérifiée}$$

$$r = 5.07\%$$

## 2. Phase finale :

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

- Poids propre du profilé (HEA 240).....gp = 0.603 kN/m
- Charge permanente.....G = 6.67 kN/m<sup>2</sup>
- Surcharge d'exploitation.....Q = 1 kN/m<sup>2</sup>.

### 2.1. Combinaison des charges :

**ELU**

$$q_u = 1.35 \times [(G \times bp) + g_p] + 1.5 \times Q \times bp$$

$$q_u = 2.66 \text{ KN/ml}$$

**ELS**

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

$$q_{ser} = 1.94 \text{ KN/ml}$$

## 2.2. Les réactions des solives :

**ELU**

$$R_u = \frac{q_{u\text{solive}} \times l_{\text{solive}}}{2} \times 2 = 97.2\text{KN}$$

**ELS**

$$R_u = \frac{q_{s\text{solive}} \times l_{\text{solive}}}{2} \times 2 = 70.95\text{KN}$$

## 2.3. Largeur participante de la dalle :

$$b_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2l}{8} = \frac{2 \times 5.5}{8} = 1.375\text{m} \\ b = 5\text{m} \end{array} \right.$$

$$b_{eff} = 1.375\text{m}$$

## 2.4. Position de l'axe neutre plastique :

$$R_b = 0.57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times hc$$

$$R_b = 1861.406$$

$$R_a = 1022.01\text{KN}$$

$$R_b > R_a$$

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

$$- M_{plrd} = R_{acier} \times \left[ \frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left( \frac{R_a}{R_b} \times \frac{h_c}{2} \right) \right]$$

$$M_{plrd} = 249.288\text{KN.m}$$

$$M_{sd} = 174.61\text{KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{plrd} \quad \text{condition vérifiée} \quad r = 58.031\%$$

- Effort tranchant :

$$V_{sd} = 106.37\text{KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma M_0} = 564.65\text{KN}$$

$$V_{sd} < V_{plrd} \leftrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$V_{sd} < 0.5V_{plrd} \leftrightarrow 106.37\text{KN} < 282.325\text{KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

- La rigidité :

$$\rho_{max} = \frac{5q_s l^4}{384EI_c} \leq \bar{\rho} = 22$$

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

$$v = \frac{A_a}{b_{eff} \times h_c} = 0,030$$

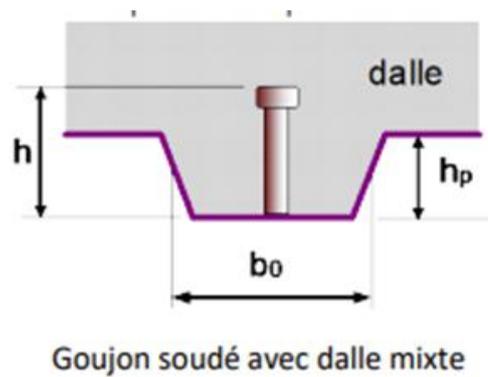
$$m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = 179.033 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\rho_{max} = 0.61 \text{ mm}$$

$$0.61 < 22 \quad \text{condition vérifiée} \quad r = 2.77\%$$

Calcul des connecteurs [09]



**Figure II.7 :** Goujon soudé avec dalle mixte

Type goujon      Hauteur :     $h = 95 \text{ mm}$ .

                         Diamètre :     $d = 22 \text{ mm}$ .

### 3.5- Détermination de $P_{rd}$ (Resistance au cisaillement)

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,29\alpha \times d^2 \times \sqrt{\frac{f_{ck} \times E_c}{\gamma_v}} \\ 0,8f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4\gamma_v} \end{array} \right.$$

$$\alpha = \begin{cases} 0,2 \left( \frac{h}{d} + 1 \right) & \text{Si } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \\ \alpha = 1 & \text{Si } \frac{h}{d} > 4 \end{cases}$$

$f_{ck}$ : Résistance caractéristique de béton (25 MPa).

$E_c$ = Module de Young de béton (30,5 KN /mm<sup>2</sup>).

$F_u$ = Résistance caractéristique des connecteurs (450 MPa).

$\gamma_v=1,25$

$$\frac{h}{d} = \frac{95}{22} = 4,32 > 4 \Rightarrow \alpha = 1$$

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times 1 \times 22^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30,5 \times 10^3}}{1,25} = \mathbf{98.05KN} \\ 0,8 \times 450 \times \frac{\pi \times 22^2}{4 \times 1,25} = \mathbf{109,42KN} \end{array} \right.$$

$$P_{rd} = \mathbf{98.05KN}$$

### 3.6- Détermination de RL

Dans le cas d'une connexion totale, l'effort total de cisaillement de calcul RL auquel sont tenus de résister les connecteurs entre le point de moment fléchissant positif maximal et un appui d'extrémité est calculé selon la formule suivante :

$$R_L = \inf(R_b ; R_a)$$

$$R_L = \inf(1861.406 \text{ KN} ; 1022.01 \text{ KN})$$

$$R_L = 524.85 \text{ KN.}$$

$$K_t = \frac{0.6}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left( \frac{h}{h_p} - 1 \right)$$

$N_r = 1$  Pour coefficient de réduction veut de 0,75.

$$K_t = \frac{0.6}{\sqrt{1}} \times \frac{88,5}{55} \times \left( \frac{95}{55} - 1 \right) = 0,702 < 1$$

$$P_{rd} = 0,702 \times 98.05 = \mathbf{68.83 \text{ KN}}$$

### 3.7- Nombre des connecteurs (par demi travée)

$$N_{\text{connecteur}} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{1022.01}{68.83} = 14.84 \approx \mathbf{15 \text{ connecteurs}}$$

Soit  $N = 15$  goujons sur la demi longueur de la poutre, c'est-à-dire 30 connecteurs sur toute la longueur totale de la poutre.

### 3.8- L'espace minimal

$$E_{\min} > 5 \times d \rightarrow 5 \times 22 = \mathbf{110 \text{ mm}}$$

$$E_{\max} > 6 \times h_{sc} \rightarrow 5 \times 95 = \mathbf{570 \text{ mm}}$$

$$E_{sp} = \frac{L}{N_{\text{connecteurs}} - 1} = \frac{5500}{30 - 1} = \mathbf{189.65 \text{ mm}}$$

$$E_{\min} \leq 189.65 \leq E_{\max}$$

On prend espacement de **185 mm**

De la même manière, nous avons étudiés le plancher courant (habitation) et **ts**

les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

- Poutre principale plancher habitation (1ère → 10<sup>ème</sup> étage) :
- Phase de construction : les mêmes résultats avec plancher terrasse
- Phase finale : on suit les mêmes étapes que précédemment :

Avec :

$$Q_u = 2.37 \text{ KN/ml}$$

$$Q_s = 1.72 \text{ KN/ml}$$

**Tableau II.7 :** Résultat de 1<sup>er</sup> au 10<sup>ème</sup> étage.

<b>1ère =&gt; 10<sup>ème</sup> étage</b>		
Msd = 124,730 kN.m	Mpl,rd = 249.288 k.m	Ratio : 9.95%
Vsd = 90.71 kN	Vpl,rd = 564.65 kN	Ratio : 18.68%
f max = 1.03mm	fadm = 22mm	Ratio : 20.6%

Donc le choix de profilé **HEA240** convient plancher habitation.

- Poutre principale plancher RDC (Agence de Voyage) :
- Phase de construction : les mêmes résultats avec plancher terrasse
- Phase finale : on suit les mêmes étapes que précédemment :

Avec :

$$Q_u = 2.67 \text{ KN/ml}$$

$$Q_s = 1.92 \text{ KN/ml}$$

**Tableau II.8 :** Résultat de RDC.

<b>Plancher RDC</b>
---------------------

Msd = 126.091 kN.m	Mpl,rd =249.288 k.m	Ratio : 67.56%
Vsd = 91.703kN	Vpl,rd = 564.65 kN	Ratio : 16.38%
f max = 1.54 mm	fadm = 22 mm	Ratio : 7.7%

- Donc le choix de profilé **HEA240** convient les planchers e RDC.

### II.3.3 Prédimensionnement des poteaux :

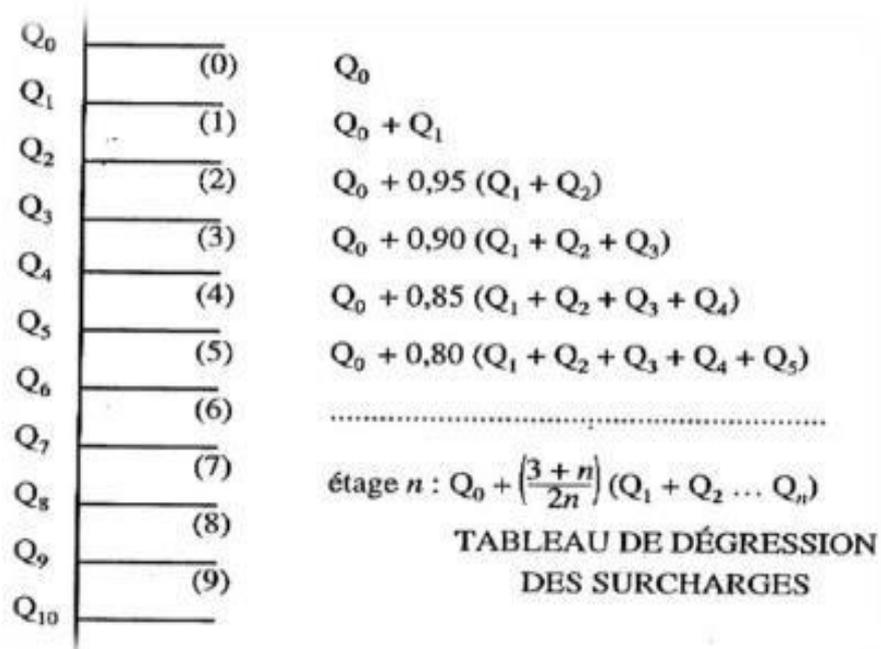
- Définition :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui doivent reprendre les charges verticales transmises par les plancher. 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 axial (flambement simple) suivant l'Eurocode 3 Partie1-1.

- Loi de dégression : [1]

Lorsque la charge d'exploitation n'est pas la même pour tous les étages, on applique pour leur détermination la loi de dégradation qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 5 % jusqu'à 0.5Q.

Q : charge d'exploitation.



**Figure II.8 :** Loi de dégression de la surcharge d'exploitation.

**Tableau II.9 :** Tableau des charges permanentes et d'exploitation.

Etage	Surcharges Q(KN/m <sup>2</sup> )		G(KN/m <sup>2</sup> )	Q cumulé (KN/m <sup>2</sup> )	G cumulé (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Terrasse</b>	Q0	1	6.67	1	6.67
<b>10<sup>ème</sup></b>	Q1	1.5	5.6	2.5	12.27
<b>9<sup>ème</sup></b>	Q2	1.5	5.6	3.85	17.87
<b>8<sup>ème</sup></b>	Q3	1.5	5.6	5.05	23.47
<b>7<sup>ème</sup></b>	Q4	1.5	5.6	6.1	29.07
<b>6<sup>ème</sup></b>	Q5	1.5	5.6	7	34.67
<b>5<sup>ème</sup></b>	Q6	1.5	5.6	7.75	40.27
<b>4<sup>ème</sup></b>	Q7	1.5	5.6	10.18	45.87
<b>3<sup>ème</sup></b>	Q8	1.5	5.6	11.5	51.47

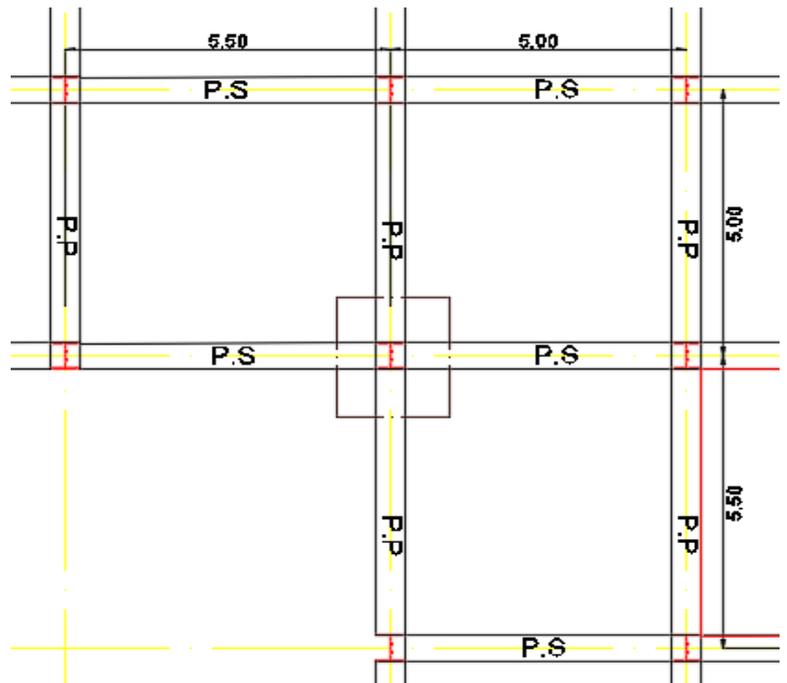
2 <sup>ème</sup>	Q9	1.5	5.6	14.5	57.07
1 <sup>ère</sup>	Q10	1.5	5.6	19.75	62.67
Mezzanine	Q11	1.5	5.6	36	68.27
RDC	Q12	2.5	5.6	42.15	73.87

1. Poteau central : (F-3)

La surface qui revient au poteau central est de :

$$S = \left(\frac{5.5}{2} + \frac{5}{2}\right) \times \left(\frac{5.5}{2} + \frac{5}{2}\right)$$

$$S = 27.56m^2$$



➤ Plancher terrasse

Les charges appliquées dans cette surface c'est :

- Poids propre du plancher terrasse.....G= 6.67\*27.56=183.825KN.
- Poids propre de la poutre porteuse (HEA240)..... G= 0.603\*5.5= 1.688KN
- Poids propre de la poutre Non porteuse (IPE160) .....G = 0.158\*5= 0.79KN.
- Poids propre des solives (IPE160).....G= 0.158\*5\*2= 1.58KN.

$$G_{totale} = 187.883KN.$$

$$Q = 1 * 27.56 = 27.56KN$$

1. a. La descente des charges :

$$N_{sd} = 1.35G + 1.5Q$$

**Tableau II.10** : descente des charges.

Etage	Q(KN)	G(KN)	Nsd(KN)
<b>Terrasse</b>	27.56	187.883	294.982
<b>10<sup>ème</sup></b>	68.9	343.747	567.408
<b>9<sup>ème</sup></b>	106.106	498.083	831.571
<b>8<sup>ème</sup></b>	139.178	652.419	1089.532
<b>7<sup>ème</sup></b>	168.116	806.755	1341.293
<b>6<sup>ème</sup></b>	192.92	961.091	1586.852
<b>5<sup>ème</sup></b>	213.59	1115.427	1826.211
<b>4<sup>ème</sup></b>	280.560	1269.763	2135.021
<b>3<sup>ème</sup></b>	316.94	1424.099	2397.943
<b>2<sup>ème</sup></b>	399.62	1578.435	2730.317
<b>1<sup>ère</sup></b>	544.31	1732.771	3155.705
<b>Mezzanine</b>	992.16	1887.107	4035.834
<b>RDC</b>	1232.56	1902.53	4417.255

1. b. Prédimensionnement du poteau :

$$N_{sd} < N_{crd} = \frac{A \times Fy}{\gamma_{m_0}}$$

$$A = \frac{N_{sd} \times \gamma_{m_0}}{Fy} = \frac{343.747 \times 1.1}{275} = 22.69 \text{ mm}^2$$

Pour la réalisation il faut que la largeur de poteau égal à la largeur de poutre donc profilé adopter HEA240 → A choisi= 76.84cm<sup>2</sup> {b Poteau (HEA240) = 240mm ≥ b Poutre (HEA240) = 240 mm }

**Tableau II.11** : Tableau des charges permanentes et d'exploitation.

Niveau	Etage	Nsd (KN)	A calculé(cm <sup>2</sup> )	A profilé (cm <sup>2</sup> )	Profilé
39.28	10 <sup>ème</sup>	567.408	22.69	76.84	HEA240
36.05	9 <sup>ème</sup>	831.571	33.26	76.84	HEA240
32.82	8 <sup>ème</sup>	1089.532	43.58	76.84	HEA240
29.53	7 <sup>ème</sup>	1341.293	53.65	76.84	HEA240
26.36	6 <sup>ème</sup>	1586.852	63.47	76.84	HEA240
23.13	5 <sup>ème</sup>	1826.211	73.048	76.84	HEA240
19.9	4 <sup>ème</sup>	2135.021	85.40	86.82	HEA260
16.67	3 <sup>ème</sup>	2397.943	95.92	97.26	HEA280
13.44	2 <sup>ème</sup>	2730.317	109.212	112.5	HEA300
10.21	1 <sup>ère</sup>	3155.705	126.228	133.5	HEA340
6.98	Mezzanine	3726.513	131.182	133.5	HEA340
3.74	RDC	4035.834	161.433	178.0	HEA450

1.c- Vérification de poteau :

Pour le niveau **36.05 m** de L= 3.23m. (Encastrée - Articulé)

Il faut vérifier que :

**Avec :** 
$$N_{sd} \leq N_{bRd} = \chi \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

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

$\xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92.$

Avec :  $f_y = 275$  MPa

$\lambda_1 = 93.91 * \epsilon = 86.39$

Avec :  $X_{\min} \{X_y ; X_z\} \leq 1$ .

➤ Longueur flambement

$l_{fy} = 0,7l_0$  (Encastrée - Articulé)

$$l_{fy} = 0,7 \cdot 3,23$$

$$l_{fy} = 2261 \text{ mm}^2$$

➤ Elancement maximale

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 100,51 \text{ mm}^2$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{2261}{100,51} = 22,49 \text{ mm}.$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = 60,02 \text{ mm}^2$$

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{2261}{60,02} = 37,66 \text{ mm}.$$

$\lambda_y < \lambda_z \rightarrow$  plan de flambement y-y

Axe de flambement z-z

➤ Elancement réduit

$$\underline{\lambda} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = 0,43 > 0,2 \text{ y'a un risque de flambement.}$$

➤ Vérification de flambement

Choix de la courbe de flambement

$$\frac{h}{b} = \frac{240}{120} = 2 > 1,2$$

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

$\Rightarrow$  Courbe de flambement b  $\Rightarrow \alpha = 0,34$

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

$$\phi = 0,66$$

$$\chi = \frac{1}{(\phi + \sqrt{\phi^2 - \underline{\lambda}^2})} = 0,86$$

$$N_{sd} = 567.408 \text{ kN} < N_{brd} = 1655.036 \text{ Kn} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Remarque :

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

**Tableau II.12 :** choix et vérifications des poteaux de centre.

Niveau	Profilé	Nsd (KN)	Nbrd (kN)	Vérifier	Profilé	Nbrd(KN)	Vérifier
10 <sup>ème</sup>	HEA240	567.408	<b>1655.036</b>	Oui			
9 <sup>ème</sup>	HEA240	831.571	<b>1802.75</b>	Oui			
8 <sup>ème</sup>	HEA240	1089.532	<b>1802.75</b>	Oui			
7 <sup>ème</sup>	HEA240	1341.293	<b>1802.75</b>	Oui			
6 <sup>ème</sup>	HEA240	1586.852	<b>1802.75</b>	Oui			
5 <sup>ème</sup>	HEA240	1826.211	<b>1802.75</b>	Non	HEA260	<b>2105.385</b>	Oui
4 <sup>ème</sup>	HEA260	2135.021	<b>2105.385</b>	Non	HEA280	<b>2382.87</b>	Oui
3 <sup>ème</sup>	HEA280	2397.943	<b>2382.87</b>	Non	HEA300	<b>2756.25</b>	Oui
2 <sup>ème</sup>	HEA300	2730.317	<b>2756.25</b>	Oui			
1 <sup>ère</sup>	HEA340	3155.705	<b>3270.75</b>	Oui			
Mezzanine	HEA340	3726.513	<b>3270.75</b>	Non	HEA400	<b>3899.5</b>	Oui
RDC	HEA450	4035.834	<b>4361</b>	Oui			

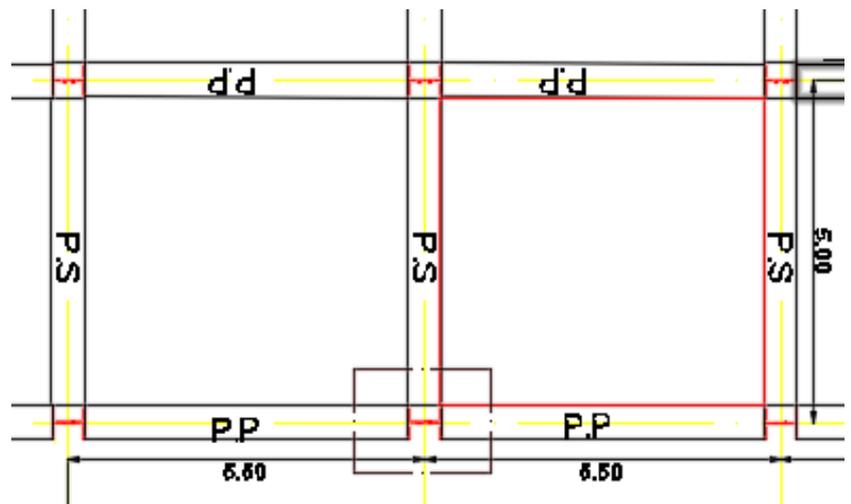
1- Poteau de rive (H-4)

La surface qui revient

Au poteau central est de :

$$S = \left( \frac{5.5 + 5.5}{2} \right) * \left( \frac{5}{2} \right)$$

$$S = 13.75 \text{ m}^2$$



❖ Remarque :

Le calcul et les vérifications se fait de la même manière que le poteau central.

**Tableau II.13 :** choix et vérifications des poteaux de rive.

Niveau	Profilé	Nsd (KN)	Nbrd (kN)	Vérifier	Profilé	Nbrd(KN)	Vérifier
10ème	HEA240	286.865	<b>1655.036</b>	<b>Oui</b>			
9ème	HEA240	418.659	<b>1805.75</b>	<b>Oui</b>			
8ème	HEA240	547.359	<b>1805.75</b>	<b>Oui</b>			
7ème	HEA240	672.965	<b>1805.75</b>	<b>Oui</b>			
6ème	HEA240	795.477	<b>1805.75</b>	<b>Oui</b>			
5ème	HEA240	914.896	<b>1805.75</b>	<b>Oui</b>			
4ème	HEA240	1068.964	<b>1805.75</b>	<b>Oui</b>			
3ème	HEA240	1200.139	<b>1805.75</b>	<b>Oui</b>			

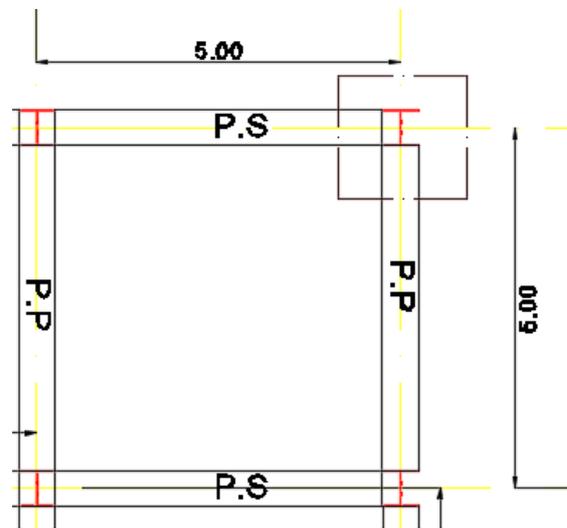
<b>2ème</b>	HEA240	1365.964	<b>1805.75</b>	<b>Oui</b>			
<b>1ère</b>	HEA240	1578.196	<b>1805.75</b>	<b>Oui</b>			
<b>Mezzanine</b>	HEA240	1711.016	<b>1805.75</b>	<b>Oui</b>			
<b>RDC</b>	HEA240	2017.302	<b>1805.75</b>	<b>Non</b>	HEA280	<b>2334.24</b>	<b>Oui</b>

## 2- Poteau d'angle (H-1)

La surface qui revient au poteau central est de :

$$S = \left(\frac{5}{2}\right) * \left(\frac{5}{2}\right)$$

$$S = 6.25 \text{ m}^2$$



### ❖ Remarque :

Le calcul et les vérifications se fait de la même manière que le poteau central.

**Tableau II.14:** choix et vérifications des poteaux d'angle.

Niveau	Profilé	Nsd (KN)	Nbrd (kN)	Vérifier	Profilé	Nbrd(KN)	Vérifier
<b>10ème</b>	HEA240	134.506	<b>1655.036</b>	<b>Oui</b>			
<b>9ème</b>	HEA240	194.412	<b>1805.75</b>	<b>Oui</b>			

<b>8ème</b>	HEA240	252.912	<b>1805.75</b>	<b>Oui</b>			
<b>7ème</b>	HEA240	310.006	<b>1805.75</b>	<b>Oui</b>			
<b>6ème</b>	HEA240	365.694	<b>1805.75</b>	<b>Oui</b>			
<b>5ème</b>	HEA240	419.975	<b>1805.75</b>	<b>Oui</b>			
<b>4ème</b>	HEA240	490.006	<b>1805.75</b>	<b>Oui</b>			
<b>3ème</b>	HEA240	549.631	<b>1805.75</b>	<b>Oui</b>			
<b>2ème</b>	HEA240	625.006	<b>1805.75</b>	<b>Oui</b>			
<b>1ère</b>	HEA240	721.475	<b>1805.75</b>	<b>Oui</b>			
<b>Mezzanine</b>	HEA240	846.012	<b>1805.75</b>	<b>Oui</b>			
<b>RDC</b>	HEA240	921.068	<b>1882.58</b>	<b>Oui</b>			

❖ Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons fait le pré dimensionnement des éléments principaux en appliquant les formules existantes dans les règlements.

Cette étude nous a permis de choisir les éléments adéquats qui peuvent tenir la structure stable, le choix des profilés finals est comme suit :

- Les poutres principales HEA 240
- Les poutres secondaires IPE 160
- Les solives IPE 160
- Les poteaux :

**Tableau II.15** : Le choix finals des poteaux.

<b>Les étages</b>	<b>Poteau de Centre</b>	<b>Poteau de Rive</b>	<b>Poteau d'Angle</b>
6 <sup>ème</sup> jusqu'au 10 <sup>ème</sup>	HEA240	HEA240	HEA240
2 <sup>ème</sup> jusqu'au 5 <sup>ème</sup>	HEA300	HEA240	HEA240
RDC, Mezzanine, 1 <sup>ère</sup>	HEA450	HEA280	HEA240

## CHAPITRE III : ETUDE CLIMATIQUE.

### III.1- Etude de neige

#### III.1.1- Introduction

L'accumulation de la neige sur la toiture de la structure produit une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de cette structure. Le règlement RNV2013 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

Notre projet se trouve à une altitude de TIPAZA 266 m.

#### III.1.2- Calcul des charges de la neige

$$S = \mu \cdot S_k \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad [7]$$

\* $S_k$  (en kN/m<sup>2</sup>) est la charge de neige sur le sol, en fonction de l'altitude et de la zone de neige.

\* $\mu$  est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

Le bâtiment étudié est situé à TIPAZA, qui correspond à la zone B selon la classification de RNV2013.

La valeur de  $S_k$  en kN/m<sup>2</sup> est déterminée par la loi de variation suivante en fonction de l'altitude H en m du site considéré :

$$S_k = \frac{0.04 \cdot H + 10}{100}$$

Avec : H= 266 m

$$S_k = 0,206 \text{ KN/m}^2$$

➤ Coefficient de forme de la terrasse :

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

$$\mu = 0,8 \quad [3]$$

$$S = \mu \cdot S_k = 0.8 \times 0.206$$

$$S = 0.164 \text{ KN/m}^2$$

### III.2- Effet du vent

#### III.2.1- Introduction

Le vent est un phénomène vibratoire mettant la structure en mouvement. L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Le calcul se fera à la base du règlement Algérien RNV2013 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 actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction.
- L'intensité.
- La région.
- Le site d'implantation de la structure et leur environnement.
- La forme géométrique et les ouvertures de la structure.

#### III.2.2- Hypothèses de calcul

On suppose que notre structure n'est pas entourée par d'autre structure (le vent souffle dans les deux directions).

#### III.2.3- Données relatives au site : [7]

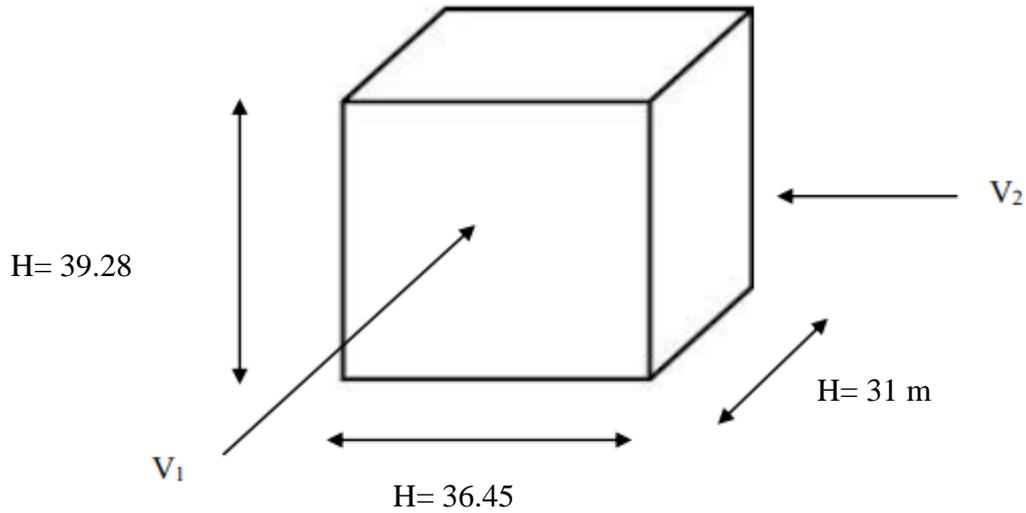
- Site plat
- Zone du vent zone I
- $Q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$
- Catégories de terrain **IV**

**Tableau III -1** : Définition des catégories de terrain. [7]

Catégorie de terrain	$K_t$	$Z_0$ (m)	$Z_{min}$ (m)	$\epsilon$
Zone dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m	0,234	1	10	0.67

Pour des raisons de symétrie de notre bâtiment on va étudier une face pour chaque direction du vent.

- La direction V1 du vent : perpendiculaire à la façade principale.
- La direction V2 du vent : parallèle à la façade principale

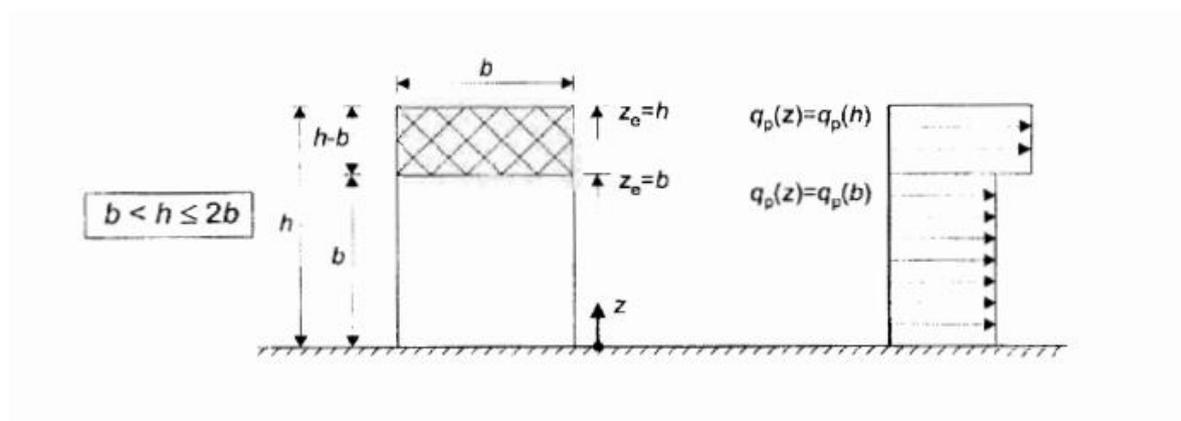


**Figure III. 1: Action au site.**

➤ Direction (V1)

Hauteur de référence  $Z_e$  :

Pour les murs au vent du bâtiments à paroi verticale ;  $Z_e$  est déterminé comme indiqué par la figure suivante : [7]



**Figure III. 2 : Hauteur de référence  $Z_e$  et profil correspondant de la pression dynamique.**

Notre bâtiment a :  $h=39.28m$

$$b= 36.45m \rightarrow b < h < 2b$$

Donc : il y a lieu de considérer ce bâtiment étant constitué d'un seul élément de surface.

$$Q_p(z)= q_p(h) \quad Q_p(z)= q_p(b) \quad Q_p(z)= q_p(h+h_p)$$

### III.2.4- Pression dynamique de pointe

$q_p$  : est la pression dynamique de pointe calculée à la hauteur  $Z_e$  relative à l'élément de surface.

*La pression dynamique de pointe  $q_p (Z_e)$  a une hauteur de référence  $Z_e$  et donnée par :*

$$q_p(Z_e) = q_{ref} \times C_e (Z_e) \quad [7]$$

1- Paroi verticale :  $Z_e= 39.28m$ .

1.a- Détermination du coefficient d'exposition  $C_e (Z)$  :

Dans le cas où la structure est peu sensible aux excitations dynamiques le coefficient d'exposition est donné par la formule ci-dessous :

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

1.b- le coefficient de topographie  $C_t(z)$  :

$C_t(z) = 1$  (car nous avons une terrasse inaccessible son versant) Donc  $C_t=1$

1.c- le coefficient de rugosité  $C_r(z)$  :

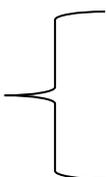
$$C_r(Z) = \begin{cases} K_t \times \ln \left( \frac{Z}{Z_0} \right) & \text{pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200 \text{ m} \\ K_t \times \ln \left( \frac{Z_{\min}}{Z_0} \right) & \text{pour } Z < Z_{\min} \end{cases}$$

On a :  $Z_{\min}= 10m < Z= 39.28m < 200m$ .

$$C_r(Z) = K_t \times \ln \left( \frac{Z}{Z_0} \right) = \boxed{0.85}$$

1.d- L'intensité de la turbulence  $I_v$  :

Elle est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du Vent et est donnée par équation suivante :



$$I_v = \frac{1}{C_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} \quad \text{pour } Z > Z_{\min}$$

$$I_v = \frac{1}{C_t \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right)} \quad \text{pour } Z < Z_{\min}$$

On a :  $Z = 39.28\text{m} > Z_{\min} = 10\text{m}$

Donc :

$$I_v = \frac{1}{C_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} = 0.27$$

D'où :

$$C_e = (1)^2 \times (0.85)^2 \times [1 + 7(0.27)] = 1.99$$

$$q_p = 375 \times 1.99 = 746.25 \text{ N/m}^2$$

2- Paroi verticale :  $Z_e = b = 36.45\text{m}$

❖ Détermination du coefficient d'exposition  $C_e(Z)$  :

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

$C_t(z)$  : est le coefficient de topographie = 1

$$C_r(Z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = 0.84$$

$$I_v = \frac{1}{C_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} = 0.27$$

D'où :

$$C_e = (1)^2 \times (0.84)^2 \times [1 + 7(0.27)] = 1.82$$

$$q_p = 375 \times 1.82 = 682.5 \text{ N/m}^2$$

3- Toiture plat (+acrotère) :  $Z_e = h + h_p = 39.88\text{m}$

❖ Détermination du coefficient d'exposition  $C_e(Z)$  :

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

$C_t(z)$  : est le coefficient de topographie = 1

$$C_r(Z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = 0.86$$

$$I_v = \frac{1}{C_t \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \boxed{0.27}$$

**D'où :**

$$C_e = (1)^2 \times (0.86)^2 \times [1 + 7(0.27)] = \mathbf{2.08}$$

$$q_p = 375 \times 2.08 = \boxed{781.266 \text{ N/m}^2}$$

**Tableau III.2 :** tableau récapitulatif.

<b>Ze (m)</b>	<b>Cr(z)</b>	<b>Iv(z)</b>	<b>Ce(z)</b>	<b>qp(z) (N/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Ze=h=39.28</b>	0,85	0,27	1.99	746.25
<b>Ze=b=36.45</b>	0.84	0.27	1.82	682.5
<b>Ze=h+hp=39.88</b>	0.86	0.27	2.08	781.266

### III.2.5- Coefficient dynamique (Cd) [7]

Le coefficient dynamique Cd 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.

Du fait qu'il s'agit d'un bâtiment à ossature comportant des murs, dont la hauteur est inférieure à 100m et a 4 fois la dimension de bâtiment mesuré dans la direction perpendiculaire à la direction de vent

$$\text{On a : } \left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur} = 39.28\text{m} < 100\text{m} \\ h = 39.28\text{m} < 4 * b = 4 * 36.45 = 145.8\text{m}. \end{array} \right.$$

Donc la valeur simplifier et conservative de **Cd=1** peut être considéré.

### III.2.5- Coefficient de pression extérieure (Cpe) [7]

Les coefficients de pression extérieure Cpe des constructions a base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée.

Cpe s'obtient à partir des formules suivantes : [7]

$$C_{pe0} = C_{pe.1} \left\{ \begin{array}{l} \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) \quad \text{si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,10} \quad \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2$$

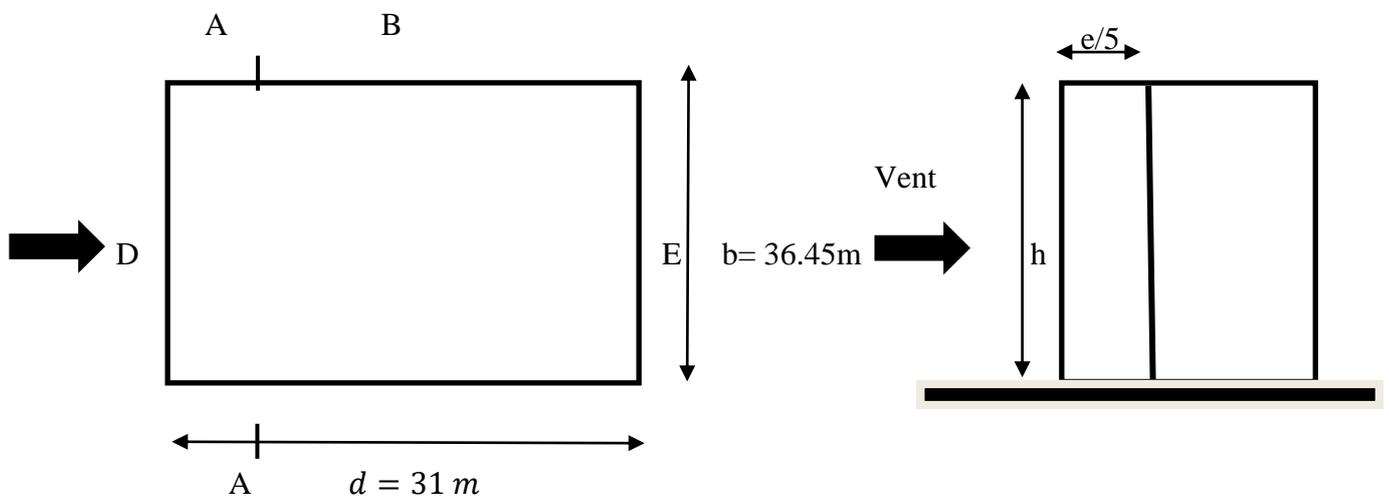
❖ Paroi verticale :

Les zones de pressions et les valeurs respectives des coefficients correspondantes a ces zones sont portés.

$$b = 36.45 \text{ m.}$$

$$d = 31 \text{ m.}$$

$$e = \min [b ; 2h] = \min [36.45 ; 78.56] \Rightarrow e = 36.45 \text{ m ; } e > d$$



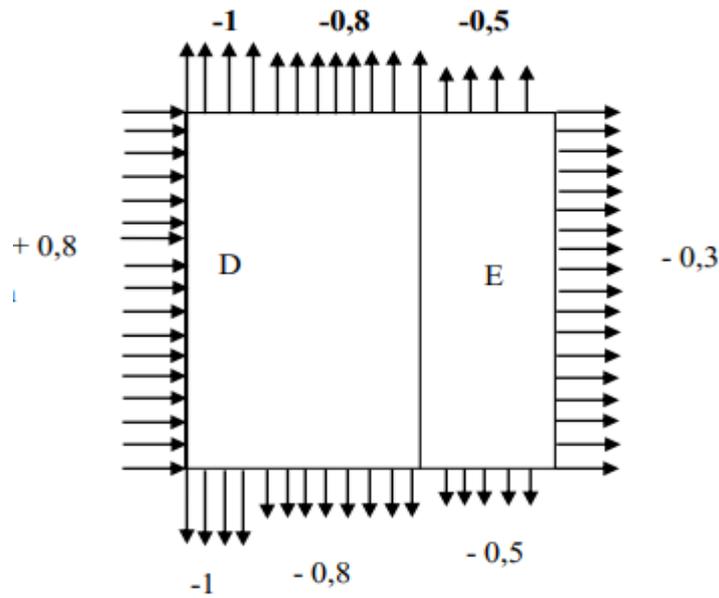
**Figure III.3:** Légende pour la paroi verticale.

○ Calculs des surfaces :

$$A=286.35\text{m}, \quad B= 1145.40\text{m}, \quad D=1431.56\text{m}, \quad E=1431.56\text{m}$$

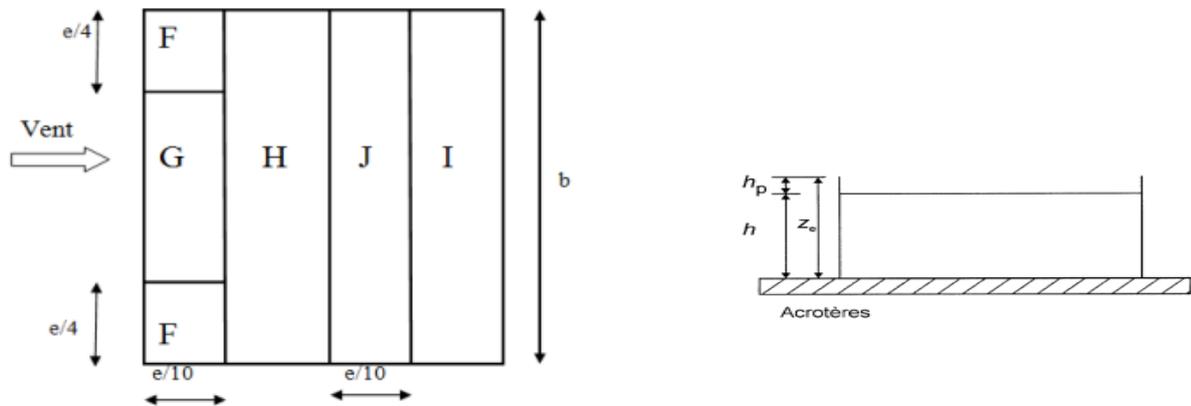
**Tableau III.3 :** Valeurs des pressions  $C_{pe}$  pour les différentes zones de la paroi verticale.

Zone	A'	B'	D	E
Surface (m <sup>2</sup> )	286.35	1145.40	1431.56	1431.56
$C_{pe}$	$C_{pe10}$	$C_{pe10}$	$C_{pe10}$	$C_{pe10}$
Valeur de $C_{pe}$	-1	-0,8	+0,8	-0,3



**Figure III.4:** Valeurs de  $C_{pe}$  pour les parois verticales.

❖ Toiture : Les toitures plates sont celles dont l'angle de la pente inférieur ou égale à  $5^\circ$ .



**Figure III. 5 :** Légende pour la paroi verticale la toiture ( $V_1$ ).

$$H=39.28\text{m}$$

$$H_p=0.6\text{m}$$

$$e = \min [b ; 2h] = 36.45\text{m.}$$

$$e/2 = 18.2e/4 = 9.1\text{m}$$

$$e/10 = 3.6\text{m}$$

- Calculs des surfaces :

**Aire de la zone F** =  $S_{,F} = (e/4 * e/10) = 33.20m^2 > 10m^2$

**Aire de la zone G** =  $S_{,G} = 66.4m^2 > 10m^2$

**Aire de la zone H** =  $S_{,H} = 432.1m^2 > 10m^2$

**Aire de la zone I** =  $S_{,I} = 432.1m^2 > 10m^2$

**Aire de la zone j** =  $S_j = 132.860m^2 > 10m^2$

$(A_F ; A_G ; A_H ; A_I) > 10m^2 \rightarrow$  donc : **C<sub>pe</sub> = C<sub>pe,10</sub>**

$$\frac{hp}{h} = 0.017 = 0.025$$

**Tableau III. 4 :** Valeurs des pressions C<sub>pe</sub> pour les différentes zones de terrasse.

<b>Zone</b>	<b>F</b>	<b>G</b>	<b>H</b>	<b>I</b>	<b>J</b>
<b>Surface &gt;10 m<sup>2</sup></b>	33.2	66.4	432.1	432.1	138.86
<b>C<sub>pe</sub></b>	C <sub>pe10</sub>				
<b>Valeur de C<sub>pe</sub></b>	-1,3	-1	-0,45	-0,5	-0.38

**F**  
(-1,3)

**G**                      **H**                      **J**                      **I**  
(-1)                      (-0,45)                      (-0.38)                      (-0,5)

**F**  
(-1,3)

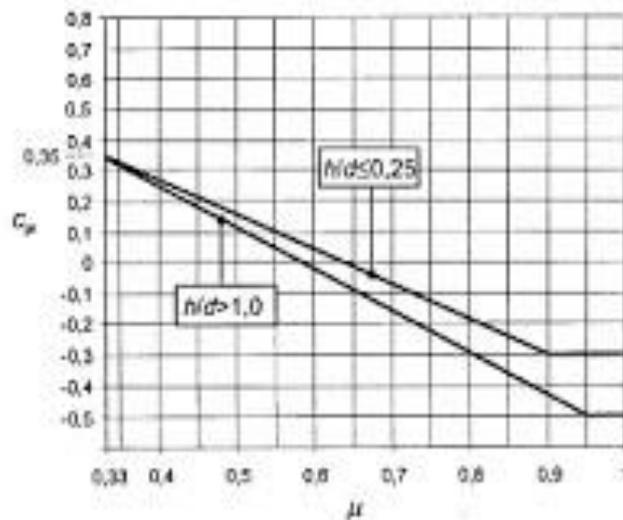
**Figure III.6** : légende pour les toitures plates.

### III.2.7- Coefficient de pression intérieure $C_{pi}$

Le coefficient de la pression intérieure  $C_{pi}$  des bâtiments sans cloisons intérieures est donné en fonction de l'indice de perméabilité  $\mu_p$ .

On définit l'indice de perméabilité  $\mu_p$  comme suit :

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



**Figure III. 7** : Coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  des bâtiments.

$$\mu_p = \frac{460,38}{646,98} = 0,71$$

$$H=39,28\text{m}$$

$$D=31\text{m}$$

$$h/d=1,26 > 1$$

Valeur de  $C_{pi}$ :

$$C_{pi} \text{ (Graphe)} = -0,19$$

### III.2.8- La pression aérodynamique

$$W(z_j) = q_p(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

**Tableau III.5 :** La pression due au vent de paroi verticale (Sens V1).

Zone	Ze(m)	Qp(ze) (N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi	W (N/m <sup>2</sup> )
A	39.28	781.266	-1	-0.19	-604.46
B	39.28	781.266	-0.8	-0.19	-455.21
D	39.28	781.266	0.8	-0.19	738.79
E	39.28	781.266	-0.3	-0.19	-82.09

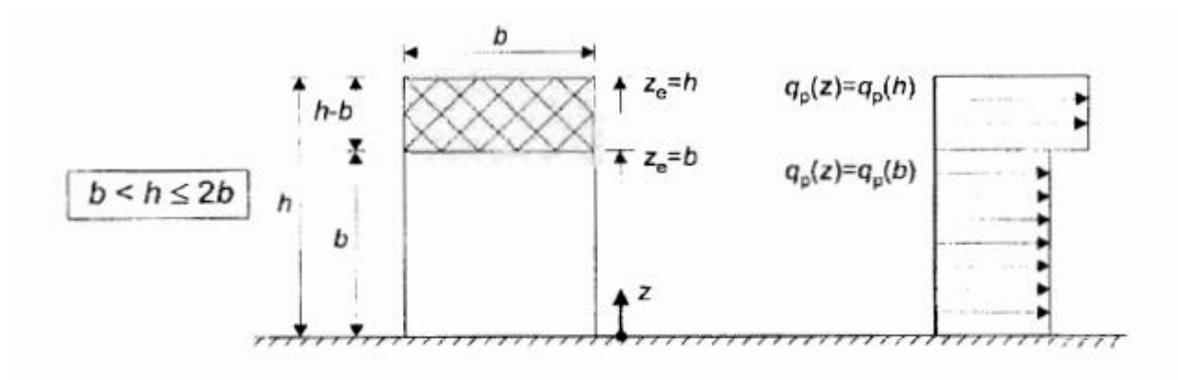
**Tableau III.6 :** La pression due au vent de Toiture (Sens V1).

Zone	Ze(m)	Qp(ze) (N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi	W (N/m <sup>2</sup> )
F	39.28	781.266	-1.3	-0.19	-867,21
G	39.28	781.266	-1	-0.19	-632,83
H	39.28	781.266	-0.45	-0.19	-203,13
I	39.28	781.266	-0.5	-0.19	-242,19
J	39.28	781.266	-0.38	-0.19	-148,44

➤ Direction (V2)

❖ Hauteur de référence Ze :

Pour les murs au vent du bâtiments à paroi verticale ; Ze est déterminé comme indiqué par la figure suivante :



**Figure III. 8** : Hauteur de référence  $Z_e$  et profil correspondant de la pression dynamique.

Notre bâtiment a :  $h = 39.28\text{m}$

$$b = 31\text{m} \rightarrow b < h < 2b$$

$$2b = 62\text{m}$$

Donc : il y a lieu de considérer ce bâtiment étant constitué d'un seul élément de surface.

$$Q_p(z) = q_p(h)$$

$$Q_p(z) = q_p(b)$$

$$Q_p(z) = q_p(h+hp)$$

Avec :

$$Z_e = h = 36.05\text{m}$$

$$Z_e = b = 31\text{m}$$

### III.2.9- La pression dynamique de pointe

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

1- Paroi verticale :  $Z_e = 39.28\text{m}$

#### 1.a- Détermination du coefficient d'exposition $C_e(Z)$ :

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

○  $C_t(z)$  : est le coefficient de topographie = 1

$$\text{○ } C_r(Z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = 0.85$$

$$\text{○ } I_v = \frac{1}{C_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} = 0.27$$

D'où :

$$C_e = (1)^2 \times (0.85)^2 \times [1 + 7(0.27)]$$

$$C_e = 1.99$$

$$Q_p(z) = q_p(Z_e)$$

$$q_p = 375 \times 1.99 = 746.25 \text{ N/m}^2$$

2- Paroi verticale :  $Z_e = b = 31\text{m}$

○  $C_t(z)$  : est le coefficient de topographie = 1

$$\text{○ } C_r(Z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = 0.80$$

$$\circ I_v = \frac{1}{C_t \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \mathbf{0.29}$$

D'où :

$$C_e = (1)^2 \times (0.80)^2 \times [1 + 7(0.29)]$$

$$\mathbf{C_e = 1.94}$$

$$Q_p(z) = q_p(b) \qquad q_p = 375 \times 1.94 = 729.22 \text{ N/m}^2$$

3- Toiture plate :  $\mathbf{Z_e = h + h_p = 36.65m}$

○  $C_t(z)$  : est le coefficient de topographie = 1

$$\circ Cr(Z) = K_t \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = \mathbf{0.84}$$

$$\circ I_v = \frac{1}{C_t \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \mathbf{0.29}$$

**D'où :**

$$C_e = (1)^2 \times (0.84)^2 \times [1 + 7(0.29)]$$

$$\mathbf{C_e = 2.08}$$

$$Q_p(z) = q_p(Z_e) \qquad q_p = 375 \times 2.08 = \mathbf{781.266 \text{ N/m}^2}$$

**Tableau III.7** : tableau récapitulatif.

<b>Z (m)</b>	<b>Cr(z)</b>	<b>Iv(z)</b>	<b>Ce(z)</b>	<b>qp(z) (N/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Ze=h=36.05</b>	0,85	0,27	1.99	746.25
<b>Ze=b=31</b>	0.80	0.29	1.94	729.22
<b>Ze=h+hp=36.65</b>	0.84	0.29	2.08	781.266

### III.2.10- Coefficient dynamique (Cd)

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.

Du fait qu'il s'agit d'un bâtiment à ossature comportant des murs, dont la hauteur est à inférieure à 100m et a 4 fois la dimension de bâtiment mesuré dans la direction perpendiculaire à la direction de vent.

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur} = 39.28\text{m} < 100\text{m} \\ h = 39.28\text{m} < 4 * b = 4 * 31 = 124\text{m}. \end{array} \right.$$

Donc la valeur simplifier et conservative de **Cd=1** peut être considéré.

### III.2.11- Coefficient de pression extérieur (Cpe)

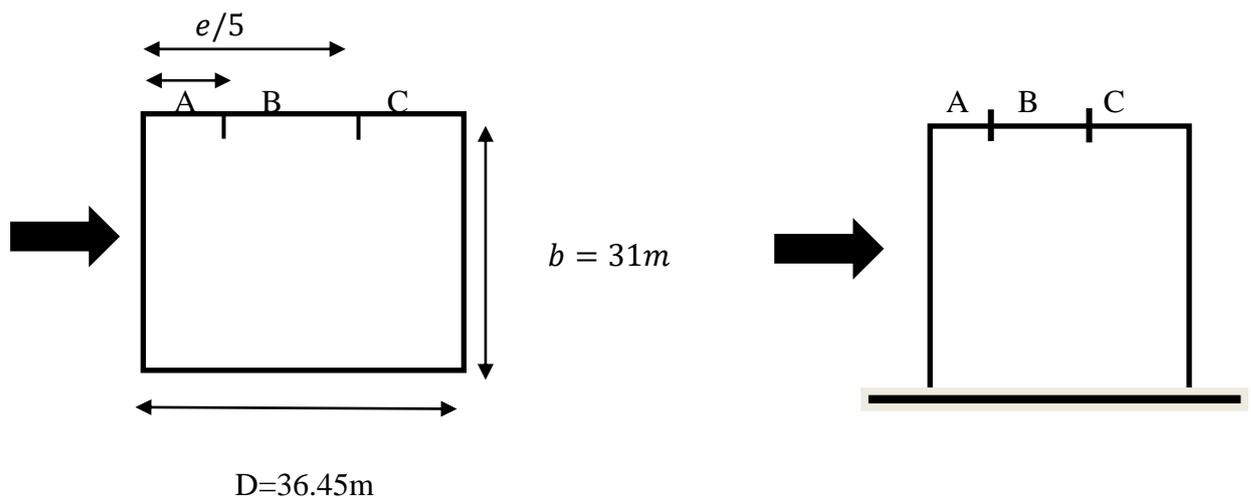
❖ Paroi verticale :

$C_{pe} = C_{pe,10}$  pour  $S \geq 10,00 \text{ m}^2$

- $$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \text{ b} = 31 \text{ m} \\ \bullet \text{ h} = 39.28\text{m} \\ \bullet \text{ d} = 36.45\text{m} \\ \bullet \text{ e} = \min [b, 2 \times ht] \Rightarrow \text{e} = \min (31 ; 78.56) = 12.73\text{m}. \end{array} \right.$$

On a : (d > e)

Donc :



**Figure III.9 : Légende pour la paroi verticale (V2).**

○ Calculs des surfaces :

**Aire de la zone A** =  $S_{,A} = (h * \frac{e}{5}) = 243.5 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$

**Aire de la zone B** =  $S_{,B} = (e - \frac{e}{5}) * h = 974.1 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$

**Aire de la zone C** =  $S_{,c} = (d - e) * h = 214.1 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$

**Aire de la zone D** =  $S_{,d} = (b * h) = 1217.68 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$

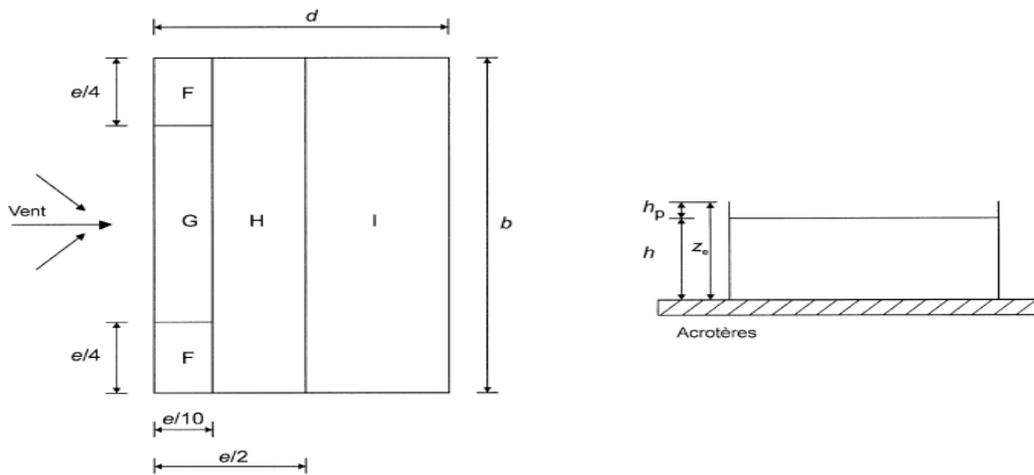
**Aire de la zone E** =  $S_{,E} = (b * h) = 1217.68 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$

Toutes les surfaces des parois verticales  $S > 10 \text{ m}^2 \rightarrow$  donc on prend  $C_{pe} = C_{pe,10}$

**Tableau III.8 :** Valeurs des pressions  $C_{pe}$  pour les différentes zones de la paroi verticale.

Zone	A	B	C	D	E
Surface (m <sup>2</sup> )	243.5	974.1	214.1	1217.68	1217.68
C <sub>pe</sub>	C <sub>pe10</sub>				
Valeur de C <sub>pe</sub>	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

- ❖ Toiture plate : Les toitures plates sont celles dont l'angle de la pente est inférieur ou égal à 5°.



**Figure III.10 :** Légende pour la toiture (V<sub>2</sub>).

**H** = 36.05m

**H<sub>p</sub>** = 0.6m

**e** = min [b ; 2h] = 31m.

$$\left\{ \begin{array}{l} e/2=15.5\text{m} \\ e/4=7.8\text{m} \\ e/10=3.1\text{m} \end{array} \right.$$

- Calculs des surfaces :

**Aire de la zone F** =  $S_{,F} = 24\text{m}^2 > 10\text{m}^2$

**Aire de la zone G** =  $S_{,G} = 48.1 \text{ m}^2 > 10\text{m}^2$

**Aire de la zone H** =  $S_{,H} = 384.4 \text{ m}^2 > 10\text{m}^2$

**Aire de la zone I** =  $S_{,I} = 649.5 \text{ m}^2 > 10\text{m}^2$

$$H_p/h = 0.6/36.05 = 0.015 \cong 0.025$$

**Tableau III. 9 :** Valeurs des pressions  $C_{pe}$  pour les différentes zones de terrasse.

Zone	F	G	H	I
Valeur de $C_{pe}$	-1,5	-1,3	-0,7	-0,6

### III.2.12- Coefficient de pression intérieure $C_{pi}$

Le coefficient de la pression intérieure  $C_{pi}$  des bâtiments sans cloisons intérieurs est donné en fonction de l'indice de perméabilité  $\mu_p$ .

On définit l'indice de perméabilité  $\mu_p$  comme suit :

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

$$\mu_p = \frac{638.8}{646.98} = 0.98$$

**H**=39.28m

**D**=36.45m

$h/d=1.07 > 1$

Donc :

Valeur de  $C_{pi}$ :

$C_{pi}$  (Graphe) = **0.9**

### III.2.11- La pression aérodynamique

$$W(z_j) = q_p(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

**Tableau III.10** : La pression due au vent de paroi vertical (Sens V2).

Zone	Ze(m)	Qp(ze) (N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi	W (N/m <sup>2</sup> )
<b>A</b>	39.28	781.266	-1	0.9	<b>-74,63</b>
<b>B</b>	39.28	781.266	-0.8	0.9	<b>-895,50</b>
<b>C</b>	39.28	781.266	-0.5	0.9	<b>-1417,88</b>
<b>D</b>	39.28	781.266	0.8	0.9	<b>-1268,63</b>
<b>E</b>	39.28	781.266	-0.3	0.9	<b>-1044,75</b>

**Tableau III.11** : La pression due au vent de Toiture (Sens V2).

Zone	Ze(m)	Qp(ze) (N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi	W (N/m <sup>2</sup> )
<b>F</b>	39.28	781.266	-1.5	0.9	<b>-1875,04</b>
<b>G</b>	39.28	781.266	-1.3	0.9	<b>-1718,79</b>
<b>H</b>	39.28	781.266	-0.7	0.9	<b>-1250,03</b>
<b>I</b>	39.28	781.266	-0.6	0.9	<b>-1171,90</b>

### III.3- Action d'ensemble :

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 :

$$F_w = W(z_j) \times A_{ref} \quad [7]$$

$A_{ref}$  : surface élémentaire

$W(z_j)$  = la pression aérodynamique

a- Sens V1 :

➤ Paroi verticale

**Tableau III.12 :** Force exercée sur les parois vertical (Sens V1).

Zone	Aref (m <sup>2</sup> )	W (N/m <sup>2</sup> )	Fw (KN)
A	262.80	-604.46	-158.852
B	1051.22	-455.21	-478.525
D	1314.022	738.79	970.786
E	1314.022	-82.09	-107.868

➤ Toiture plate

**Tableau III.13:** Force exercée sur les Toiture (Sens V1).

Zone	Aref (m <sup>2</sup> )	W (N/m <sup>2</sup> )	Fw (KN)
F	33.2	-867.21	-28.791
G	66.4	-632.83	-42.019
H	432.1	-203.13	-87.772
I	432.1	-242.19	-104.650
J	138.86	-148.44	-20.612

b- Sans V2 :

➤ Paroi verticale

**Tableau III.14 :** Force exercée sur les parois vertical (Sens V2).

Zone	Aref (m <sup>2</sup> )	W (N/m <sup>2</sup> )	Fw (KN)
A	223.5	-74.63	-16.679
B	894.0	-895.50	-800.577
C	196.5	-1417.88	-278.613

<b>D</b>	1117.6	-1268.63	-1417.820
<b>E</b>	1117.6	-1044.75	-1167.612

➤ Toiture plate

<b>Zone</b>	<b>Aref (m<sup>2</sup>)</b>	<b>W (N/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Fw (KN)</b>
<b>F</b>	24	-1875.04	-45.00
<b>G</b>	48.1	-1718.79	-82.673
<b>H</b>	384.4	-1250.03	-480.511
<b>I</b>	649.5	-1171.90	-761.149

**Tableau III.15:** force exercée sur les Toiture (Sens V2).

#### III.4- Calcul des forces de frottement [7]

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés l'osque 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).

✓ Condition à vérifier :

$$2(d \times h) \leq 4(2b \times h)$$

⇒ Direction V1

$$b = 36.45 \text{ m}$$

$$d = 31 \text{ m}$$

$$h = 39.28 \text{ m}$$

$$2(31 \times 39.28) \leq 4(2 \times 36.45 \times 39.28)$$

$$2435.36 \leq 11454.048 \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

⇒ Direction V2

$$b = 31 \text{ m}$$

$$d = 36.45 \text{ m}$$

$$h = 39.28 \text{ m}$$

$$2(36.45 \times 39.28) \leq 4(2 \times 31 \times 39.28)$$

$$2863.512 \leq 9741.44 \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

❖ Conclusion :

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

Ces résultats vont être comparés avec les résultants des forces sismiques, pour prendre le cas le plus défavorable en vue de l'étude sismique.

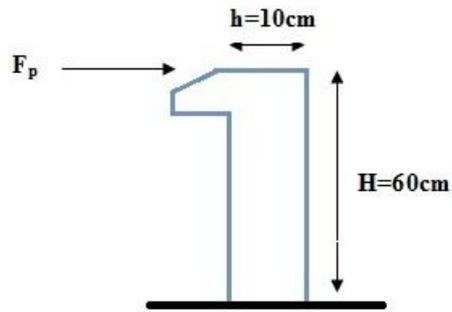
## **CHAPITRE IV : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRE.**

### IV.1- l'acrotère : [6]

#### IV.1.1- Introduction

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre  $G$  et à une surcharge horizontale  $Q$  due à une main courante. Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable. Dans ce cas, le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS. Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur  $b = 100$  cm
- Hauteur  $H = 60$  cm
- Epaisseur  $e = 10$  cm



**Figure IV.1** : Dimensions de l'acrotère.

IV.1.2- Calcul des charges sollicitant l'acrotère

A- Charge permanente et charge d'exploitation :

- Charge permanente :  $G= 0,6 \times 0,1 \times 25 = 1,5 \text{KN/m}$
- Charge d'exploitation :  $Q=1 \text{ KN/m}$

B- La force horizontale due à l'effet du séisme :

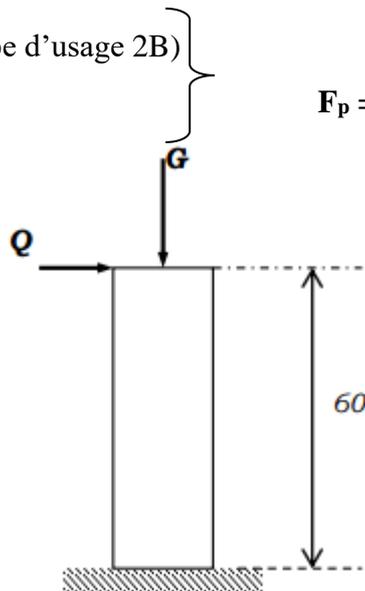
Les forces horizontales de calcul  $F_p$  agissant sur les éléments non structuraux et les éléments ancrés à la structure sont calculées suivant la formule suivante :

$$F_p = 4 \cdot A \times C_p \times W_p \quad [5]$$

Avec :

- $A$  : Coefficient d'accélération de zone.
- $C_p$  : Facteur de forces horizontal.
- $W_p$  : Poids de l'élément.

$$\left. \begin{array}{l} A = 0,25 \text{ (zone III, groupe d'usage 2B)} \\ C_p = 0,8 \\ W_p = 1,5 \text{ KN/ml} \end{array} \right\} F_p = 1,2 \text{ KN}$$



**Figure IV.2:** Schéma statique de l'acrotère.

#### IV1.3- Les sollicitations

$$M_{FP} = H \times F_p = 0.6 \times 1.2 = 0.72 \text{ KN.m}$$

$$M_p = H \times Q = 0.6 \times 1 = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$M = \max(M_{FP}, M_p) = 0.72 \text{ KN.m}$$

- Effort N :

$$N_U = 1,35 G \quad N_S = G$$

$$\text{ELU} : N_u = 1.35 \times 1.5 = 2.025 \text{ KN}$$

$$\text{ELS} : N_s = 1.5 \text{ KN}$$

- Moment M :

$$M_U = 1.5 F_p \times h \quad M_S = F_p \times h$$

$$\text{ELU} : M_u = 1.5 \times 0.72 \times 0.6 = 1.08 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} : M_s = 0.432 \text{ KN.m}$$

#### IV1.4- Dimension de l'acrotère

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$h = 0.1 \text{ m}$$

$$H = 0.6 \text{ m}$$

#### IV1.5- Position du centre de pression

$$e_o = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,08}{2,025} = 0,53 \text{ m}$$

$$h/6 = 0,1\text{m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, donc elle est partiellement comprimée.

Le calcul se fera en flexion simple puis en flexion composée

a. Calcul en flexion simple :

$$d = 0,08\text{m}, b = 1\text{m}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85f_c}{\gamma_b} = 14,17\text{MPa}$$

Moment réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 \times f_{bu}} = 0,168$$

$$\mu_{bu} = 0,168 < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,024$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 79,233 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = 39,16 \text{ mm}^2 \quad \text{avec :} \quad \sigma_s = f_e / \gamma_s = 347,82 \text{ MPa}$$

b. Calcul en flexion composée :

$$A_u = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} = 39,16 - \left( \frac{2,025}{347,82} \right) = 39,15 \text{ mm}^2$$

c. Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0,23 \left( \frac{b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_{ed}} \right)$$

$$A_{min} \geq 0,23 \left( \frac{100 \times 8 \times 2,1}{347,82} \right) = 111 \text{ mm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{min} = 1,11 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} < A_r < A_s$$

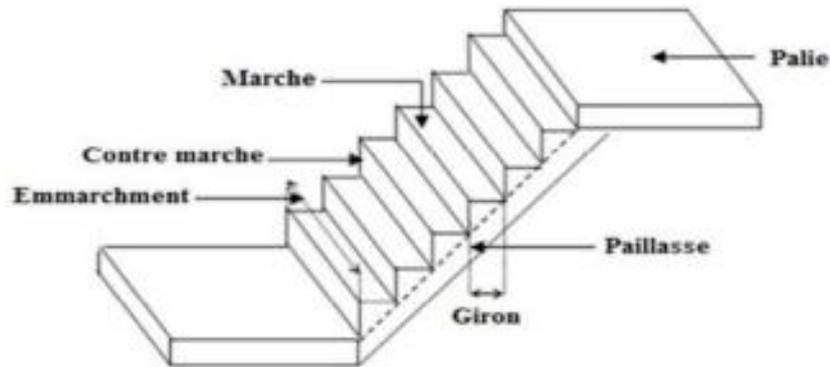
$$1,11 \text{ cm}^2 < A_r < 3,916 \text{ cm}^2$$

La section choisie est  $A_r = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$ .

IV.2- Les escaliers [6]

IV.2.1 Introduction

Un escalier est formé d'une succession de plans horizontaux permettant de passer d'un niveau à un autre, la longueur des marches s'appelle l'emmarchement (L), la largeur s'appelle giron (g) et la hauteur c'est le contre marche (h).



**Figure IV.3 :** schéma représentatif d'un escalier.

❖ Définitions :

- **Un palier :** sa fonction est de permettre aux usagers de se reposer pendant la montée, c'est une aire plane située à chaque étage au départ et à l'arrivée d'une volée d'escalier.
- **Une volée :** c'est une partie droite ou courbée de l'escalier compris entre deux paliers successifs.
- **Giron :** c'est la largeur d'une marche mesurée entre l'aplomb de deux contremarches successifs.
- **Limon :** c'est la partie dont laquelle s'assemble les marches et les contremarches

IV2.2- Prédimensionnement des escaliers

Les escaliers sont constitués en charpente métallique.

On utilise la formule de **BLONDEL**.

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

h : varie de 14 cm à 20 cm

g : varie de 22 cm à 30 cm

Donc :

Hauteur d'étage (RDC)..... $h_e = 3.75 \text{ m}$

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

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

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

Pour  $h = 17 \text{ cm}$  et largeur de la marche  $g = 30 \text{ cm}$

- Nombre de contre marche  $n = \frac{3.74/2}{0.17} = 11$  marches.
- Nombre de marche  $m = n - 1 = 11 - 1 = 10$ .

Pour  $h=17 \text{ cm}$  on a 10 marches pour le 1<sup>er</sup> et le 2<sup>eme</sup> volée.

a- La longueur de la ligne de foulée :

$$L = g \times (n-1)$$

$$L = 30 \times (11 - 1) \dots\dots\dots \mathbf{L = 3 \text{ m}}$$

b- L'inclinaison de la pailasse :

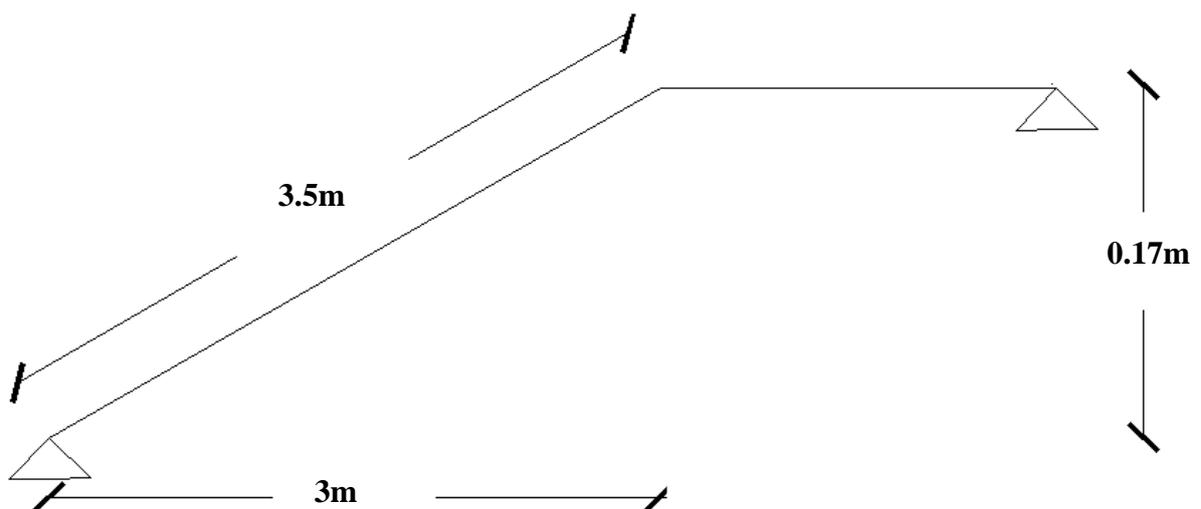
$$\text{Tg} = \frac{H_p}{L}$$

$$\text{Tg} = \frac{1.87}{3} = \mathbf{31.80^\circ}$$

c- La longueur de la pailasse :

$$L = \sqrt{L^2 + H_p^2}$$

$$L = \sqrt{3^2 + 1.87^2} = \mathbf{3.5 \text{ m}}$$



**Figure IV.4 :** Schéma statique des escaliers.

Donc :

$$g+(2 \times h) = 30 + (2 \times 17) = 64 \text{ cm} < 66 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

#### IV.2.3- Dimensionnement des éléments porteurs

##### 1- Cornière :

##### 1-1- Évaluation des charges

- Charges permanentes :

La tôle 4 cm ..... 0.73 KN/m<sup>2</sup>

Marbre + mortier..... 1 KN/m<sup>2</sup>

$$\mathbf{G = 1.73 \text{ KN/m}^2}$$

- Charges d'exploitation :

$$\mathbf{Q = 1.5 \text{ KN/m}^2}$$

Chaque cornière reprend la moitié de la charge.

##### 1.2- Combinaison des charges

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) g/2 = (1.35 \times 1.73 + 1.5 \times 1.5) \times 0.3/2$$

$$\mathbf{q_u = 0.91 \text{ KN/m}^2}$$

$$q_s = (G + Q) g/2 = (1.73 + 1.5) \times 0.3/2$$

$$\mathbf{q_s = 0.63 \text{ KN/m}^2}$$

Le pré dimensionnement se fait à partir de la condition de la flèche suivant :

$$f_{\max} \leq f \longrightarrow f = \frac{5ql^4}{384EI} \leq \frac{l}{250}$$

$$I_y = \frac{5 \times 0.63 \times 130^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 2.14 \text{ cm}^4$$

On adopte pour une cornière à ailes égales **L 40x40x4**

Moment d'inertie de la cornière.  $I_y = 4.47 \text{ cm}^4$

Poids propre de la cornière.  $g_c = 2.42 \text{ kg/ml}$

##### 1.3- Vérifications

- Vérification du moment fléchissant a l'ELU :

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

$$q_u = \mathbf{0.94 \text{ KN/m}}$$

$$M_{sd} = \frac{QU \times L^2}{8} = \mathbf{0.19 \text{ KN.m}}$$

$$M_{plrd} = \frac{(W_{ely}) \times 355}{1} = \mathbf{0.55 \text{ KN.m}}$$

$$M_{sd} = 0.19 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 0.55 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \mathbf{\text{Condition vérifiée.}}$$

2- Limon :

2.1- Evaluation des charges

Garde-corps.....1.8Kn/m<sup>2</sup>

Toile (4cm).....1.8Kn/m<sup>2</sup>

Marbre+mortie.....1.8Kn/m<sup>2</sup>

Poids de la cornière.....1.8Kn/m<sup>2</sup>

$$\mathbf{G=4.1KN/m^2}$$

Charge d'exploitation :  $\mathbf{Q=1.5KN/m^2}$

2.2- Combinaison des charges

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) / 2$$

$$q_u = \mathbf{3.89 \text{ KN/m}^2}$$

$$q_s = (G + Q) / 2$$

$$q_s = \mathbf{2.8 \text{ KN/m}^2}$$

la condition de la flèche

$$f_{\max} \leq f \longrightarrow f = \frac{5ql^4}{384EI} \leq \frac{l}{250}$$

$$I_y = \frac{5 \times 2.8 \times 345^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 166.05 \text{ cm}^4$$

On prend un **UPN100**

$I_y=206\text{cm}^4$  ;  $W_{ply}=49\text{cm}^3$  ;  $g=0.106\text{Kn/m}$

### 2.3- Verification

- Vérification du moment fléchissant a l'ELU :

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

$$q_u = 4.016 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{QU \times L^2}{8} = 0.86 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{(W_{ely}) \times 355}{1} = 17.40 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 0.86 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 17.40 \text{ KN.m}$  ..... **Condition vérifiée.**

## CHAPITRE V : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE.

### V.1. Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

#### ❖ Présentation du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures, il se base sur la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type treillis, portique, adaptés à la construction en acier, en bois, en béton armé ou mixte, il comprend des modules de dimensionnement, de vérifications, d'assemblage et de ferrailage suivant les différentes normes nationales existantes.

## V.2. Etude sismique

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 propre 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 effectué comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) 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 différent 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 pour satisfaire l'hypothèse.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

### V.2.2. Modélisation de masse :

- La masse des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation  $(G+\beta Q)$  imposée par le **RPA99 version2003** avec  $(\beta=0,2)$  pour un bâtiment à usage d'habitation.
- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

### V.2.3. Critères de classification par le RPA99 version2003 :

#### ➤ Classification des zones sismique :

Le territoire national est divisé en quatre zones de sismicité croissante, définies sur la Carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et

Par commune.

- ZONE 0 : sismicité négligeable.
- ZONE I : sismicité faible
- ZONE IIa et IIb : sismicité moyenne
- ZONE III : sismicité élevée

➤ Classification de l'ouvrage :

Pour notre cas, et d'après la carte et le tableau cité précédemment : ALGER. Se situe dans

Une zone de sismicité élevée ZONE **III**.

- La classification des ouvrages se fait aussi sur le critère de l'importance de l'ouvrage

Relativement au niveau sécuritaire, économique et social

- Groupe 1A : ouvrage d'importance vitale.
- Groupe 1B : ouvrage de grande importance.
- Groupe 2 : ouvrage courant ou d'importance moyenne.
- Groupe 3 : ouvrage de faible importance.

Notre ouvrage représente un bâtiment à usage d'habitation+ commerce, il est considéré comme ouvrage courant ou d'importance moyenne **2**. Selon le rapport géotechnique relatif à cet ouvrage, on est en présence d'un sol de catégorie **S3**.

### 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 aux mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) propose trois méthodes de calcul des sollicitations :

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme (temporelle).
- 3- La méthode d'analyse modale spectrale.

#### V.3.1- La méthode statique équivalente :

A) 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

B) Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en Élévation prescrite au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m  
En zones I et II et à 30m en zones III

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant les conditions de hauteur énoncées en haut ainsi quelles conditions complémentaires suivantes :

Zone III :

- groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
  - groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
  - groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m
- la méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est en zone **III** de groupe d'usage 2 et sa hauteur dépasse les 30 m.

Donc on opte pour la méthode model spectrale.

### **V.3.2- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :**

L'analyse sous accélérogrammes est la méthode la plus précise pour prédire les forces et les demandes en déformations pour les différents composants de la structure. Cependant, son utilisation reste limitée car la réponse dynamique est très sensible à la modélisation et au mouvement du sol, elle nécessite une bonne modélisation des relations effort-déformation sous chargement cyclique qui tiennent en compte des modifications du comportement des composants.

Plusieurs accélérogrammes sont nécessaires pour éviter de biaiser certains aspects du contenu fréquentiel du spectre de réponse reconnu comme la référence de l'action sismique de la zone.

### V.3.3- La méthode modale spectrale :

Cette méthode est sans doute, la méthode la plus fréquemment utilisée pour l'analyse sismique des structures, elle est caractérisée par :

- La définition du mouvement sismique aux supports sous la forme d'un spectre de réponse ;
  - L'hypothèse d'un comportement globale linéaire de la structure permettant l'utilisation des modes propres.
- Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

#### V.3.3.1- Principales vérifications exigent par le RPA pour cette méthode :

- 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 au moins égale à 90%
- Ou que, tous les modes, ayant une masse modale effective supérieur à 5 % de la masse totale de la structure soie retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure

Le minimum, de mode 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 minimum à prendre en compte doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ Et } T_K \leq 0.20 \text{ sec} \dots\dots\dots (4-14)$$

Avec :

N : le nombre de niveaux au-dessus du sol

$T_K$  : la période du mode K.

#### V.3.3.2- L'analyse modale spectrale :

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximums d'un séisme sur une structure. Elle est caractérisée par une sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.

Ce type d'analyse peut être appliqué à tous type de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisants, à condition d'avoir fait une bonne modélisation.

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases} \quad [8]$$

Pour notre étude, le spectre est donné par le logiciel (spectre RPA99), avec les données suivantes :

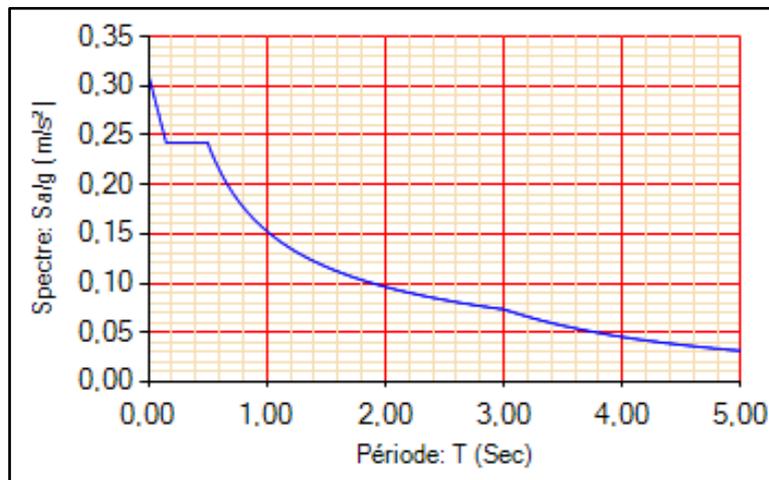
Zone sismique III Alger

Groupe d'usage 1B (ouvrage courant ou d'importance moyenne)

Pourcentage d'amortissement  $\varepsilon = 4 \%$ .

Coefficient de comportement : portique auto stable ordinaire  $R = 4$

Facteur de qualité  $Q = 1.1$  (sens x)  $Q = 1.1$  (sens y)



**Figure V.1:** Spectre de réponse.

Avec :

$g$  : accélération de la pesanteur, ( $g = 10\text{N/s}^2$ ) [8]

$A$  : coefficient d'accélération de zone, ( $A=0,30$ ) [8]

$\eta$  : facteur de correction d'amortissement, ( $\eta = 1$ ) [8]

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est en fonction du système de contreventement. [8]

T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub> : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site. [8]

Q : Facteur de qualité. [8]

#### V.3.3.3- Résultante des forces sismiques de calcul : [8]

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_t < 0.8 V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements,

moments...) par la valeur du rapport  $r = \frac{0,8 V}{V_t}$ .

#### V.3.3.4 Vérification des déplacements inter étages : [8]

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

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

$\delta_e^k$  : 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

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

#### V.3.3.5 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'

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

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

#### V.4- Résultats de l'analyse dynamique

##### V.4.1- Dimensions de l'ouvrage

###### - Dimensions en élévation :

- Hauteur totale : **39.28 m**
- Hauteur du RDC : **3.74 m**
- Hauteur d'étage courant : **3.23 m**

###### - Dimensions en plan :

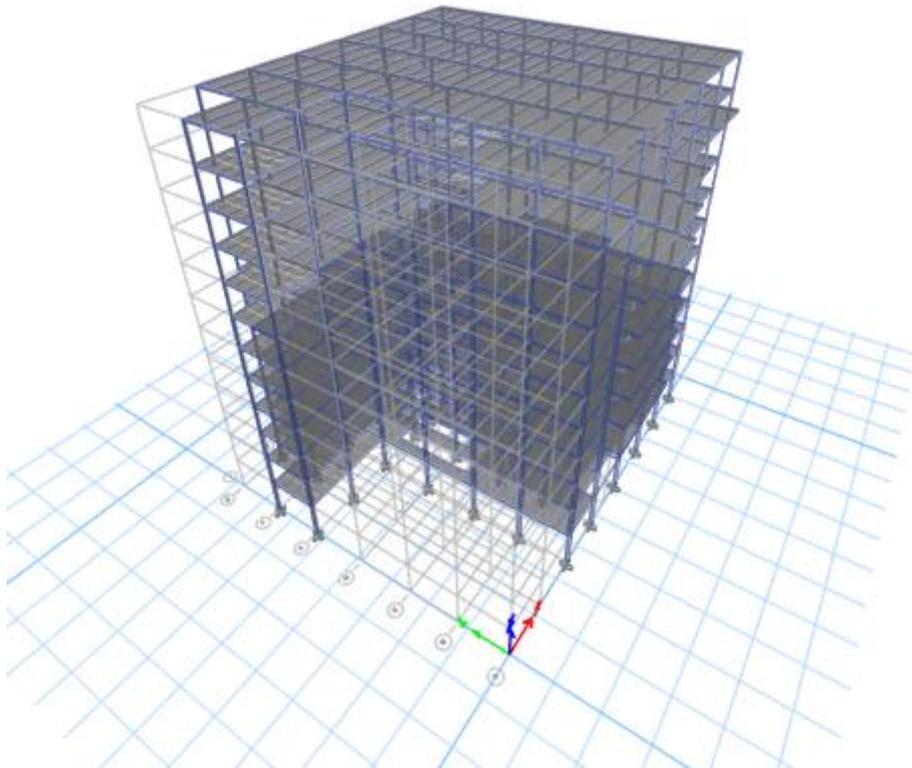
- Largeur totale : **36.45 m**
- Longueur totale : **31 m**

##### V.4.2- Analyse dynamique de la structure

Cette analyse nous permet de de déterminer les efforts et les déplacements maximum d'une structure lors d'un séisme par l'étude de son comportement en vibrations libres non amorties en tenant compte de ses caractéristiques dynamiques propres. On a choisi trois model qui convient plus à notre structure réelle. Tout d'abord

###### ➤ Model 1 :

Pour cette étape, on a vérifié la structure autant qu'une structure auto stable pour avoir une idée sur le comportement de la structure, comme il est indiqué dans la figure ci-dessous :



**Figure V.2:** structure auto stable.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Modal	1	8,179	0,798	1,591E-06	0	0,798	1,591E-06
Modal	2	4,927	0,0004	0,0368	0	0,7983	0,0368
Modal	3	4,131	9,956E-06	0,7368	0	0,7983	0,7736
Modal	4	2,687	0,0998	0	0	0,8982	0,7736
Modal	5	1,643	0,0002	0,0051	0	0,8983	0,7787
Modal	6	1,498	0,0367	2,752E-05	0	0,9351	0,7787
Modal	7	1,386	0	0,1021	0	0,9351	0,8808
Modal	8	0,977	0,0194	4,323E-06	0	0,9545	0,8808
Modal	9	0,927	8,032E-06	0,002	0	0,9545	0,8828
Modal	10	0,783	9,567E-07	0,0384	0	0,9545	0,9211
Modal	11	0,687	0,0128	1,393E-06	0	0,9673	0,9211
Modal	12	0,617	1,554E-06	0,0009	0	0,9673	0,9221

**Tableau V.1 :** les périodes et les facteurs de participation massique du 1<sup>er</sup> mode.

❖ **Résultat de l'analyse dynamique :**

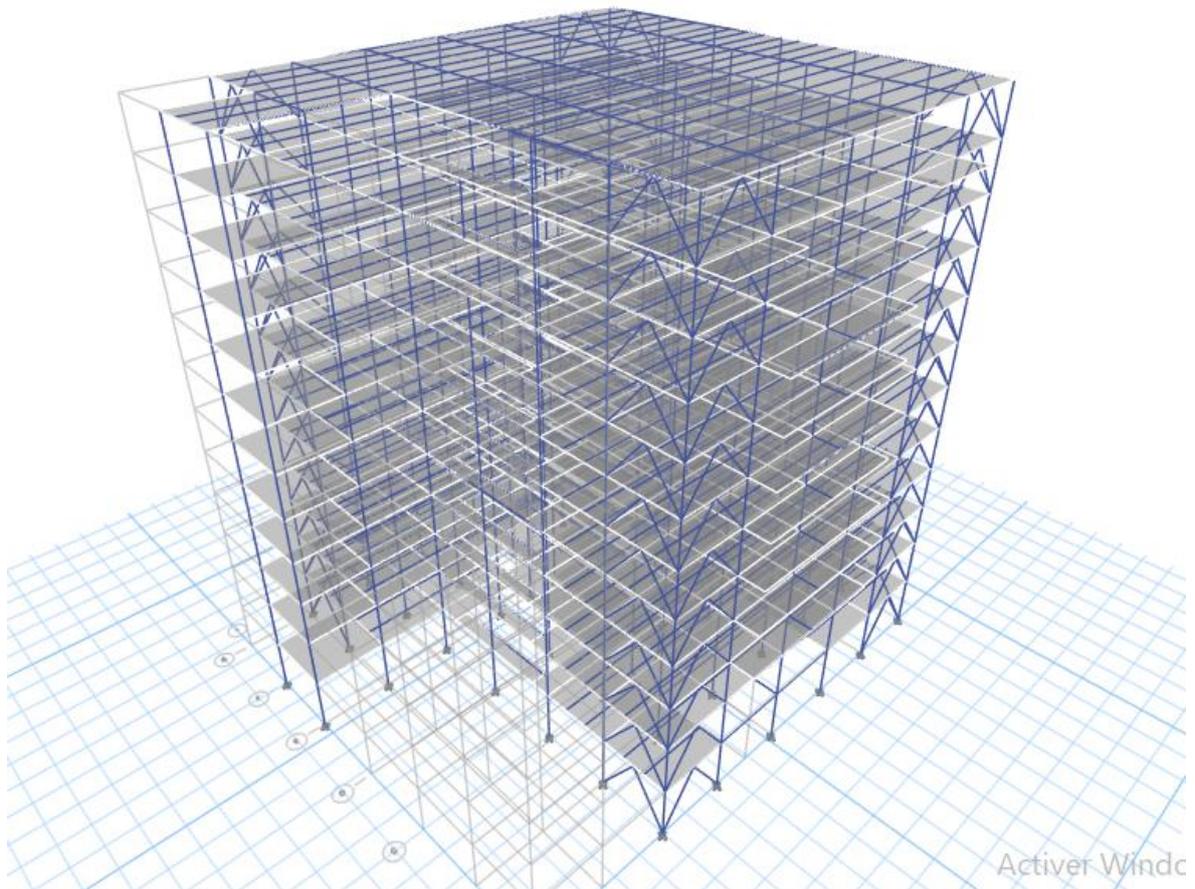
L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

Une période fondamentale **T= 8.17s.**

- Le premier mode est mode de translation parallèle à X-X.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est des modes de rotations.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est mode de translation parallèle à Y-Y

• **Model 2 :**

Pour cette étape, on a contreventé la structure par des contreventements en Y, comme il est indiqué dans la figure ci-dessous :



**Figure V.3:** model 2.

**Tableau V.2 :** les périodes et les facteurs de participation massique du 2<sup>ème</sup> model.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Modal	1	2,609	0,6765	0,0002	0	0,6765	0,0002
Modal	2	2,261	0,0002	0,6865	0	0,6767	0,6867
Modal	3	1,408	3,652E-06	0,0001	0	0,6767	0,6869
Modal	4	0,721	0,2123	0,0002	0	0,889	0,6871
Modal	5	0,643	0,0004	0,1941	0	0,8894	0,8812
Modal	6	0,404	0,0007	1,804E-06	0	0,8901	0,8812
Modal	7	0,383	0,0566	0,0008	0	0,9466	0,882
Modal	8	0,343	0,001	0,0527	0	0,9477	0,9347
Modal	9	0,273	0,0221	0,0004	0	0,9698	0,9352
Modal	10	0,243	0,0007	0,0161	0	0,9705	0,9512
Modal	11	0,24	1,916E-05	0,0023	0	0,9705	0,9535
Modal	12	0,224	1,825E-05	0,0006	0	0,9706	0,9541

❖ **Résultat de l'analyse dynamique :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

Une période fondamentale **T= 2.609s.**

- Le premier mode est mode de translation parallèle à X-X.
- Le 2ème mode est mode de translation parallèle à Y-Y
- Le 3ème mode est mode de rotation.

• **Model 3 :**

Pour cette étape on a augmenté la section des profilés, comme il est indiqué dans la figure ci-dessous :

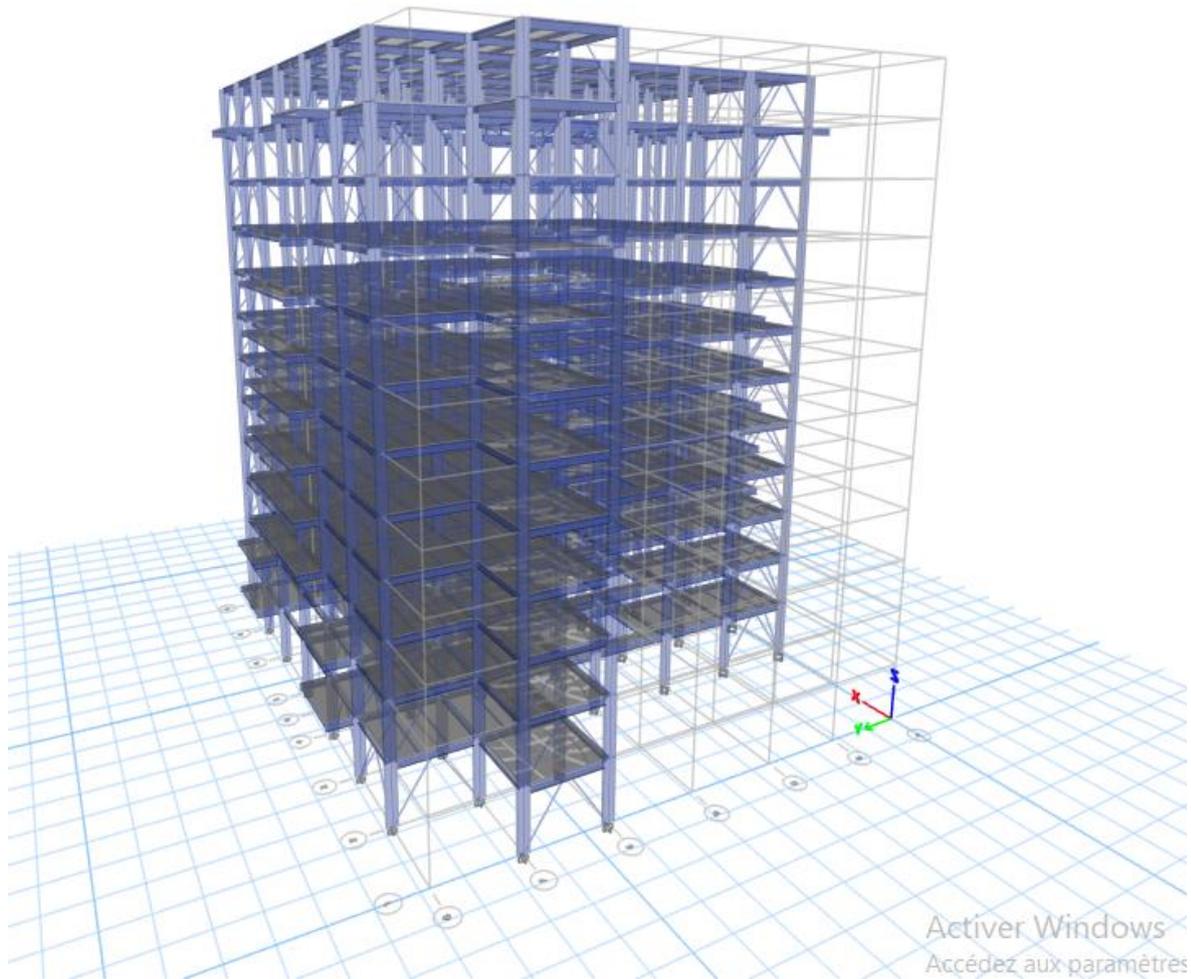


Figure V.4: Model final.

Tableau V.3 : les périodes et les facteurs de participation massique du 3<sup>ème</sup> model.

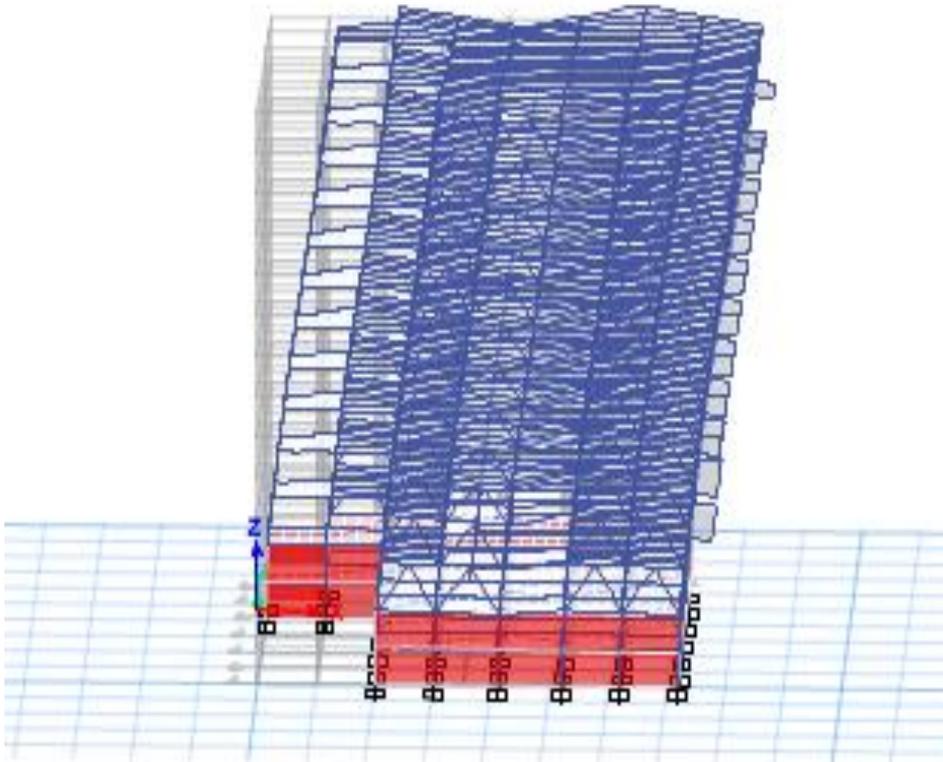
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Modal	1	1,003	0,7407	0,0128	0	0,7407	0,0128
Modal	2	0,966	0,0143	0,7204	0	0,755	0,7332
Modal	3	0,584	0,0007	0,0189	0	0,7558	0,7521
Modal	4	0,297	0,1744	0,0004	0	0,9302	0,7525
Modal	5	0,279	0,0004	0,1615	0	0,9306	0,914
Modal	6	0,178	4,807E-05	0,0018	0	0,9306	0,9158
Modal	7	0,149	0,0366	0,0001	0	0,9672	0,9159
Modal	8	0,14	0,0001	0,0399	0	0,9673	0,9558
Modal	9	0,101	0,0142	0	0	0,9815	0,9558
Modal	10	0,092	3,422E-05	0,0133	0	0,9815	0,9691
Modal	11	0,09	0,0001	0,0036	0	0,9816	0,9727
Modal	12	0,077	0,0082	0	0	0,9898	0,9727

❖ **Résultat de l'analyse dynamique :**

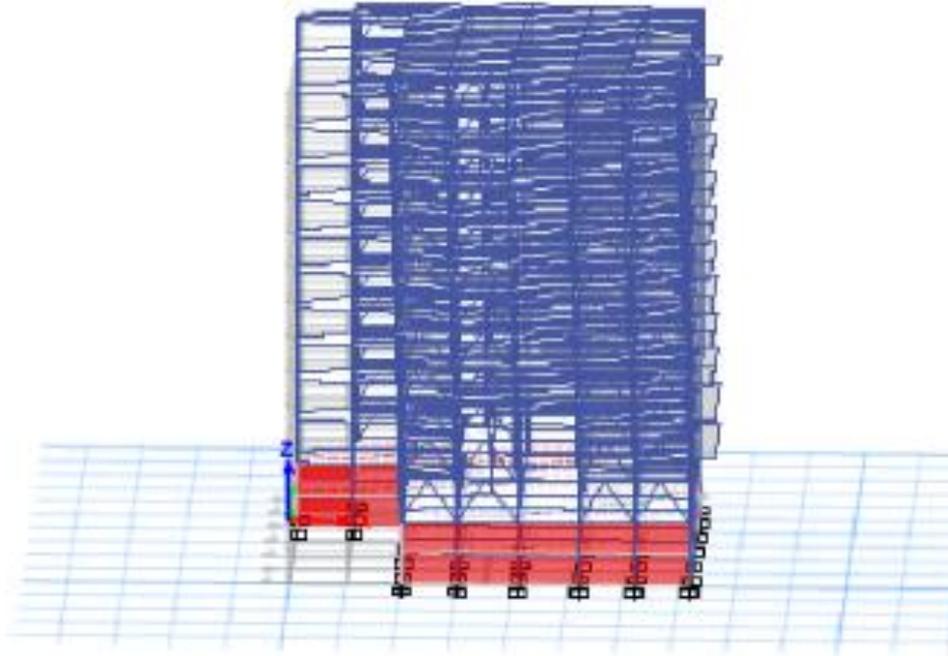
L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

Une période fondamentale **T= 1.003s.**

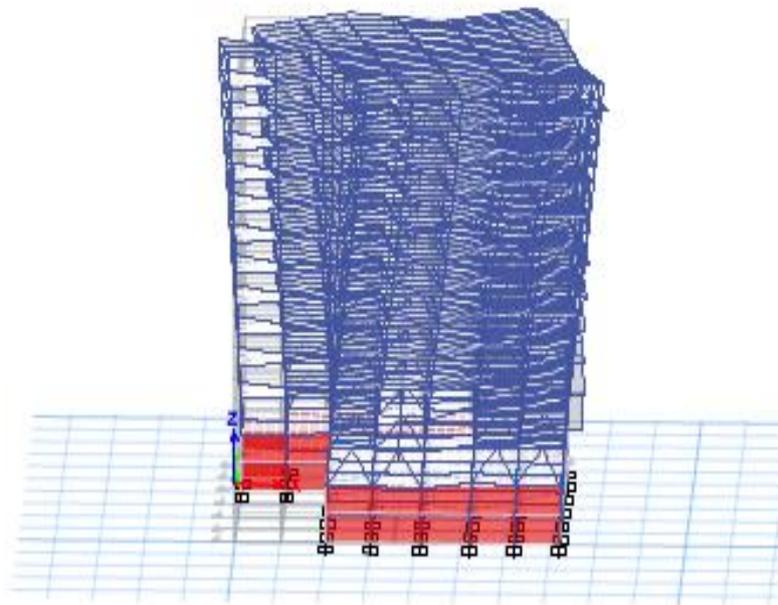
- ✓ Le premier mode est mode de translation parallèle à X-X.
- ✓ Le 2ème mode est mode de translation parallèle à Y-Y
- ✓ Le 3ème mode est mode de rotation.
- ✓ La participation massique atteint les **90%** dans le **5ème** mode suivant l'axe (x-x)  
Et l'axe (y-y).



**Figure V.5:** Le premier mode de translation parallèle à X-X.



**Figure V.6:** Le 2<sup>ème</sup> mode de translation parallèle à Y-Y.



**Figure V.7:** Le 3<sup>ème</sup> mode de rotation.

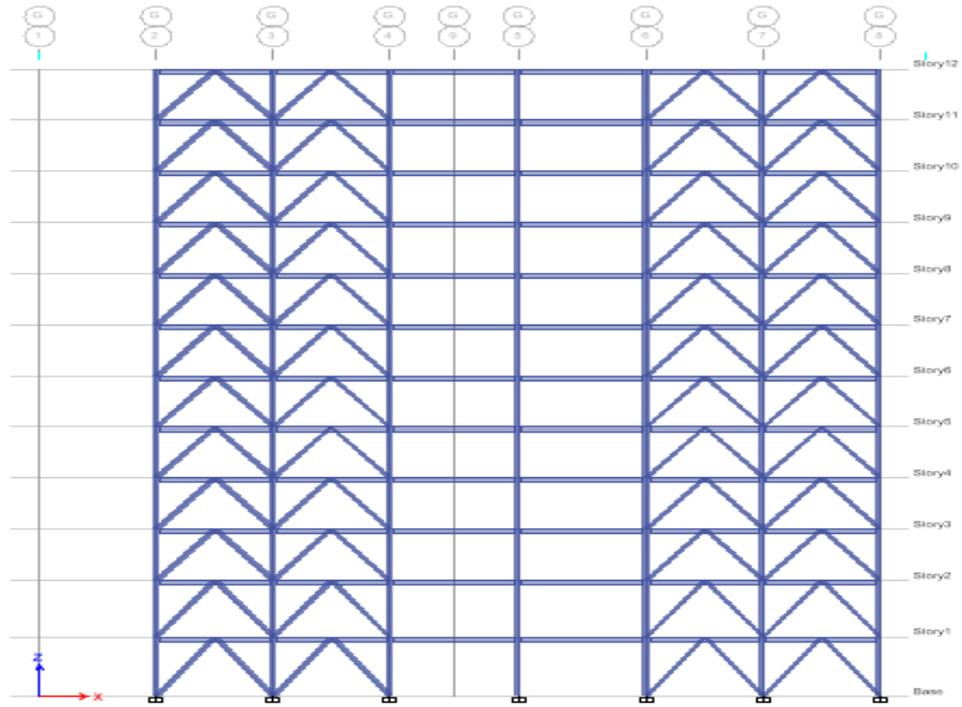
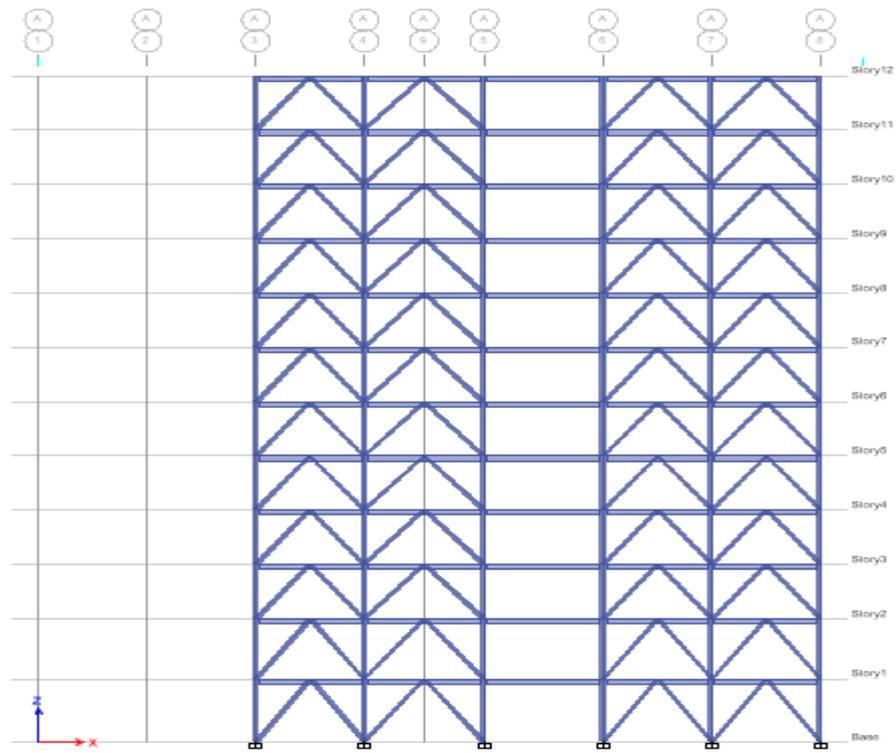


Figure V.8 : Disposition des contreventement sens X-X.



Disposition des contreventement sens Y-Y.

Figure V.9 :

### V.5- Calcul de la force sismique :

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

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

Avec :

**A** : coefficient d'accélération de zone.

$$\left. \begin{array}{l} * \text{ groupe d'usage : } \mathbf{1B} \\ * \text{ zone sismique : } \mathbf{III} \end{array} \right\} \longrightarrow \mathbf{A=0.30}$$

- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen :

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

T1, T2 : périodes caractéristiques associée a la catégorie du site est donnée dans le tableau.4.7 [5]

$$\text{Catégorie } S_3 \text{ site meuble} \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{array} \right.$$

V.5.1- Estimation de la période fondamentale de la structure (T) : [8]

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 selon le **RPA99/version 2003** sont :

$$\mathbf{T=\min} \begin{cases} T = C_T \times h_N^{3/4} & \dots\dots\dots (1) \\ T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} & \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$

$$C_T = 0.05 \quad [8]$$

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 39.61 \text{ m}$$

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

$$D_x = 31 \text{ m} \rightarrow T_x = 0.640 \text{ s}$$

$$D_y = 36.45 \text{ m} \rightarrow T_y = 0.590 \text{ s}$$

D'après la formule (1):

$$T = 0,05 \times (39.61)^{3/4} = 0.789 \text{ s}$$

$$\text{-Sens (x-x): } T_x = \min (0.789 \text{ s}; 0.640 \text{ s}) = 0.640 \text{ s}$$

$$\text{-Sens (y-y): } T_y = \min (0.789 \text{ s}; 0.590 \text{ s}) = 0.590 \text{ s}$$

On calcule le facteur D suivant les deux directions par les formules suivantes :

$$\bullet \text{ Or } \begin{cases} T_1 = 0,15s & (\text{site3}) \\ T_2 = 0,50s & (\text{site3}) \end{cases}$$

Dans les deux sens X et Y

$$\text{On utilise formule : } T_2 \leq T < 3.0 \text{ s} \quad \rightarrow \quad D = 2,5\eta (T_2/T)^{2/3}$$

- D'où :  $D_x = 2.121 \text{ s}$   
 $D_y = 2.239 \text{ s}$

- 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.

Comme le bâtiment ce projet est une ossature métallique contreventée par des contreventements en V donc on a choisi un coefficient de comportement ( $R = 4$ ).

**10b** : mixte portique /palées triangulées en V.

**10** : dans le cas de figure développé ici, les palées de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

**10** : les cadres auto stables ductiles doivent pouvoir reprendre à eux seuls, au moins 25% des charges horizontales globales.

1- Condition 1 :

On doit vérifier :

$$r = \frac{P_{cv}}{P_{total}} < 20\%$$

$$r = \frac{978.56}{63637.98} = 1.54\% < 20\%$$

**Condition vérifiée.**

2- Condition 2 :

On doit vérifier :

$$r = \frac{V_{portique}}{V_{structure}} > 25\%$$

**Tableau V.4** : vérification de ( $R > 25\%$ ).

Niveau	Vx structure	Vx Portique	R%	Vy structure	Vy portique	R%	Observation
11	1801,0644	634.19	35.21	1807,73	1236,23	68.39	Vérifier
10	3001,1734	917.58	30.57	3009,53	1946,70	64.68	Vérifier
9	3981,4091	1174.23	29.49	3986,67	2140,00	53.68	Vérifier
8	4785,2549	1383.33	28.91	4796,12	2296,28	47.88	Vérifier
7	5454,0865	1555.68	28.52	5481,24	2367,97	43.20	Vérifier
6	6036,0311	1688.8	27.98	6074,44	2549,09	41.96	Vérifier
5	6562,1267	1795.36	27.36	6609,75	2521,11	38.14	Vérifier
4	7048,4242	1873.26	26.58	7097,70	2496,77	35.18	Vérifier
3	7496,8777	1913.12	25.52	7528,59	2364,72	31.41	Vérifier
2	7887,0999	2073.46	26.29	7893,13	2094,23	26.53	Vérifier
1	8141,1571	2062.09	25.33	8118,22	1931,10	23.79	Vérifier
RDC	8285,1185	2209.17	26.66	8225,68	2590,86	31.50	Vérifier

- **Q : facteur de qualité (tableau 4,4) [8]**

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation

- La qualité de contrôle de la construction

La valeur de **Q** déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

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

**Tableau V.5 : Facteur de qualité.**

Les Critères	Observée (o/n)	Pq // xx	Observée (o/n)	Pq // yy
files de contreventement	Oui	0	Non	0
Redondance en plan	Oui	0	Non	0
Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité Des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité De l'exécution	Oui	0	Oui	0
<b>Q= 1 + <math>\sum_1^6 P_q</math></b>		<b>1.1</b>		<b>1.1</b>

#### V.6- Vérification de l'effort tranchant à la base

Le coefficient de comportement : **R= 4**

Le poids de la structure (W) : W = 63637,98 KN (Valeur extraite du logiciel ETABS)

$$\text{Donc } V_{sd} = \frac{A \times D_{x,y} \times Q}{R} * W$$

$$V_x = 11130,28 \text{ KN}$$

$$V_y = 11707,80 \text{ KN}$$

Il faut que  $V_{\text{dynamique}} \geq 0.8V_{\text{statique}}$  et cela dans les deux sens.

**Tableau V.6 : Vérification de l'effort tranchant.**

	V <sub>dynamique</sub>	0.8V <sub>statique</sub>	Observation
Sens X-X	11130,28	8904,23	<b>Vérifiée</b>
Sens Y-Y	11707,80	9366,24	<b>Vérifiée</b>

### V.7- Vérification des déplacements inter étages [8]

Le déplacement horizontal à chaque niveau K est calculé de la manière suivante :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

$\delta_k$  : Déplacement dû aux forces sismiques Fi (y compris l'effet de torsion).

**R** : Coefficient de comportement.

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

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent

Doivent satisfaire (l'article 5.10), c'est-à-dire que ces derniers ne doivent pas dépasser

1% de la hauteur d'étage. C'est-à-dire que ce déplacement sont limités à la valeur

$$H_{étage} / 100.$$

**Tableau V.7** : Les déplacements résultants de la charge E sens X.

Z (m)	X-dir	R	$\delta_{ek}$ (mm)	$\Delta_k$ (mm)	H <sub>étage</sub> /100 (mm)	rx	Observation
11	58,734	4	253,731	18,649	32,3	57,74%	Vérifiée
10	54,417	4	235,081	21,570	32,3	66,78%	Vérifiée
9	49,424	4	213,512	22,775	32,3	70,51%	Vérifiée
8	44,152	4	190,737	23,687	32,3	73,33%	Vérifiée
7	38,669	4	167,050	24,175	32,3	74,84%	Vérifiée
6	33,073	4	142,875	24,201	32,3	74,92%	Vérifiée
5	27,471	4	118,675	23,738	32,3	73,49%	Vérifiée
4	21,976	4	94,936	22,702	32,3	70,28%	Vérifiée
3	16,721	4	72,235	21,069	32,3	65,23%	Vérifiée
2	11,844	4	51,166	18,688	32,3	57,86%	Vérifiée
1	7,518	4	32,478	18,278	35,7	51,20%	Vérifiée
RDC	3,287	4	14,200	14,200	37,4	37,97%	Vérifiée

**Tableau V. 8** : Les déplacements résultants de la charge E sens Y.

Z (m)	Y-dir	R	$\delta_{ek}$ (mm)	$\Delta_k$ (mm)	H <sub>étage</sub> /100	ry	Observation
-------	-------	---	--------------------	-----------------	-------------------------	----	-------------

					(mm)		
<b>11</b>	65,458	4	298,488	23,634	32,3	73,17%	Vérifiée
<b>10</b>	60,275	4	274,854	25,709	32,3	79,60%	Vérifiée
<b>9</b>	54,637	4	249,145	27,292	32,3	84,49%	Vérifiée
<b>8</b>	48,652	4	221,853	28,523	32,3	88,31%	Vérifiée
<b>7</b>	42,397	4	193,330	29,312	32,3	90,75%	Vérifiée
<b>6</b>	35,969	4	164,019	29,353	32,3	90,88%	Vérifiée
<b>5</b>	29,532	4	134,666	28,860	32,3	89,35%	Vérifiée
<b>4</b>	23,203	4	105,806	27,447	32,3	84,97%	Vérifiée
<b>3</b>	17,184	4	78,359	25,221	32,3	78,08%	Vérifiée
<b>2</b>	11,653	4	53,138	22,002	32,3	68,12%	Vérifiée
<b>1</b>	6,828	4	31,136	19,731	35,7	55,27%	Vérifiée
<b>RDC</b>	2,501	4	11,405	11,405	37,4	30,49%	Vérifiée

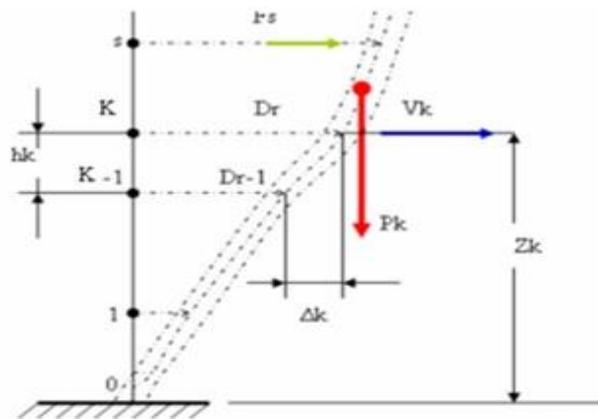
❖ Remarque :

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)

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau

D'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.



**Figure V.10 :** Evaluation des effets de 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

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

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

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

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

**Tableau V.9** : Justification vis-à-vis de l'effet « P- $\Delta$  ».

Niveaux	P(kn)	Vx(kn)	Vy(kn)	$\Delta K_x$ (mm)	$\Delta K_y$ (mm)	H (mm)	$\Theta_x$	$\Theta_y$	$\Theta \leq 10\%$
<b>11</b>	6694,28	1801,06	1807,73	18,65	23,63	3230	2,15	2,71	<b>OK</b>
<b>10</b>	12000,70	3001,17	3009,53	21,57	25,71	3230	2,67	3,17	<b>OK</b>
<b>9</b>	17347,63	3981,41	3986,67	22,78	27,29	3230	3,07	3,68	<b>OK</b>
<b>8</b>	22694,56	4785,25	4796,12	23,69	28,52	3230	3,48	4,18	<b>OK</b>
<b>7</b>	28039,63	5454,09	5481,24	24,17	29,31	3230	3,85	4,64	<b>OK</b>
<b>6</b>	33403,62	6036,03	6074,44	24,20	29,35	3230	4,15	5,00	<b>OK</b>
<b>5</b>	38765,86	6562,13	6609,75	23,74	28,86	3230	4,34	5,24	<b>OK</b>
<b>4</b>	44129,85	7048,42	7097,70	22,70	27,45	3230	4,40	5,28	<b>OK</b>
<b>3</b>	49493,85	7496,88	7528,59	21,07	25,22	3230	4,31	5,13	<b>OK</b>
<b>2</b>	54841,44	7887,10	7893,13	18,69	22,00	3230	4,02	4,73	<b>OK</b>
<b>1</b>	59228,89	8141,16	8118,22	18,28	19,73	3570	3,72	4,03	<b>OK</b>
<b>R.D.C</b>	63637,99	8285,12	8225,68	14,20	11,40	3740	2,92	2,36	<b>OK</b>

#### V.9- Comparaison entre l'effort sismique et l'effort du vent

Effort du vent déjà calculé :

$$R_x = 1417.82 \text{ KN}$$

$$R_y = 480.511 \text{ KN}$$

Donc :

Effort sismique  $E_x = 11130.28 \text{ KN} > \text{Effort du vent } R_x = 1417.82 \text{ KN}$

Effort sismique  $E_y = 11707.80 \text{ KN} > \text{Effort du vent } R_y = 480.511 \text{ KN}$

➤ Remarque :

On remarque que les résultats des actions de vent sont négligeables par rapport à celles du séisme qui sont très importants. Pour le reste de l'étude, seulement les résultats des actions sismiques vont être prise en considération.

❖ Conclusion :

Au vu des résultats obtenue pour ce model :

- Vérification des modes de translations.
- Vérification de la participation massique.
- Vérification de l'effort tranchant.
- Vérification des déplacements inter étage.
- Vérification de l'effet P- $\Delta$ .

On peut conclure que le model renforcé par les contreventements en V est satisfaisant Pour les exigences de l'RPA99 version 2003.

## **CHAPITRE VI : VERIFICATION DES ELEMENTS DE L'OSSATURE.**

## VI.1- Introduction

La résistance de l'élément est vérifiée si sa stabilité et la résistance de toutes ses sections sont s'assurées sous les charges de calculs, à l'issue de l'analyse locale au second ordre. Il exige que sous toutes les combinaisons d'action possible, définies réglementairement, la stabilité statique soit assurée, globalement au niveau de la structure et individuellement au niveau de chaque élément.

On va vérifier deux types de phénomènes d'instabilités qui sont :

- **Le flambement** : qui affecte les barres simplement comprimées (flambement simple) ou comprimés et fléchies (flambement par flexion).
- **Le déversement** : qui affecte les semelles comprimées des pièces fléchies.

### ➤ Exploitation des résultats :

Selon la structure du bâtiment étudié on va vérifier 3 groupes d'éléments (poteaux, poutres, contreventement).

## VI.2- Vérification des poteaux

### VI.2.1- Hypothèse de calculs :

Les poteaux sont soumis à la flexion composée où chaque poteau est soumis à un effort normal « N » et deux moments fléchissant  $M_y$  et  $M_z$ . La vérification se fait pour toutes les combinaisons inscrites aux règlements sous les sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens.

Les 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.

### VI.2.2- Les combinaisons des charges :

Les vérifications doivent être faites sous les combinaisons suivantes :

Pour les poteaux et les poutres :

- **1.35G+1.5Q**
- **G+Q±E**
- **0.8G±E**

### VI.2.3- Les étapes de la vérification du flambement par flexion :

Les éléments sollicités simultanément en flexion et en compression axiale, pour une section transversale de classes 1 ou 2, doivent satisfaire à la condition suivante : [2]

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{W_{pl,z} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Où :

- $K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} ; K_y \leq 1,5$
- $\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{M,y} - 4) + \left( \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right) ; \mu_y \leq 0,90$
- $K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} ; K_z \leq 1,5$
- $\mu_z = \bar{\lambda}_z \times (2\beta_{M,z} - 4) + \left( \frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right) ; \mu_z \leq 0,90$
- $\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z)$
- $\chi_y; \chi_z = 1 (\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}) \leq 1$  Et  $\phi = 0,5(1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2)$

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

$\chi_y; \chi_z$  : Sont les coefficients de réduction pour les axes y – y et z – z respectivement.

- Détermination de la longueur de flambement

Mode d'instabilité à nœuds fixes

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

$\eta_1$  et  $\eta_2$  : Facteurs de distribution pour poteaux continus.

$$\eta_1 = \frac{\sum K_{poteaux}}{\sum K_{poteaux} + \sum K_{poutres}}$$

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

Avec :

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

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

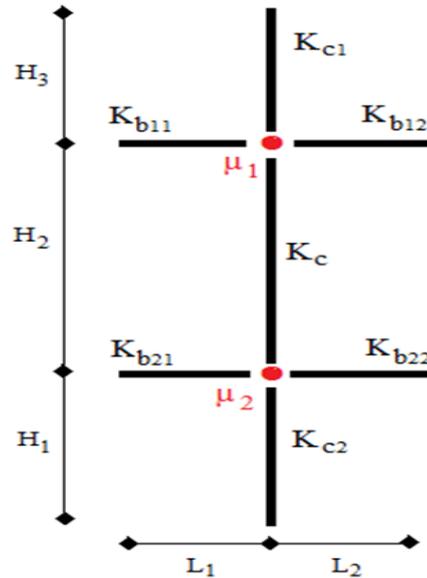


Figure VI.1 : Facteurs de distribution de la rigidité.

- 1<sup>er</sup> cas :  $N_{sd}^{MAX}$ ;  $M_{y.sd}^{corr}$  et  $M_{z.sd}^{corr}$

Les résultats donnés par le logiciel **ETABS** sont mentionnés dans le tableau ci-dessous

Tableau VI.1 : Les valeurs des efforts internes.

Etage	Combinaisons	$N_{sd}^{MAX}$	$M_{y.sd}^{corr}$	$M_{z.sd}^{corr}$
-------	--------------	----------------	-------------------	-------------------

		(Kn)	(Kn.m)	(Kn.m)
6 <sup>ème</sup> → 10 <sup>ème</sup> Etage	G+Q+Ex	25.648	8.438	3.207
2 <sup>ème</sup> → 5 <sup>ème</sup> Etage	G+Q+Ex	206.585	0.754	0.433
RDC+1 <sup>er</sup> +Mezzanine	G+Q+Ex	633.748	5.116	0.0471

**Tableau VI.2 : Vérification du poteau au flambement composé.**

Etage	Profilé	$\bar{\lambda}$		Les coefficients			Valeur Finale	Condition (≤1)
		$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	$\chi_{min}$	$K_y$	$K_z$		
6 <sup>ème</sup> → 10 <sup>ème</sup> Etage	HEB550	0.19	0.44	0.88	0.99	0.92	0.16	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> → 5 <sup>ème</sup> Etage	HEB600	0.18	0.45	0.90	0.98	1.01	0.20	Vérifiée
RDC+1 <sup>er</sup> +Mezzanine	HEB650	0.11	0.43	0.92	1	1	0.26	Vérifiée

- **2<sup>ème</sup> cas** :  $M_{y.sd}^{MAX}$ ;  $N_{sd}^{corr}$  et  $M_{z.sd}^{corr}$

**Tableau VI.3 : Les valeurs des efforts internes.**

Etage	Combinaisons	$M_{y.sd}^{MAX}$	$N_{sd}^{corr}$	$M_{z.sd}^{corr}$
		(Kn)	(Kn.m)	(Kn.m)
6 <sup>ème</sup> → 10 <sup>ème</sup> Etage	G+Q	101.425	2.433	4.508
2 <sup>ème</sup> → 5 <sup>ème</sup> Etage	G+Q	860.402	15.293	25.144
RDC+1 <sup>er</sup> +Mezzanine	G+Q	1238.598	39.885	22.770

**Tableau VI.4:** Vérification du poteau au flambement composé.

Etage	Profilé	$\bar{\lambda}$		Les coefficients			Valeur Finale	Condition ( $\leq 1$ )
		$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	$\chi_{min}$	$K_y$	$K_z$		
6 <sup>ème</sup> → 10 <sup>ème</sup> Etage	HEB550	0.19	0.44	0.88	1.01	1	0.18	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> → 5 <sup>ème</sup> Etage	HEB600	0.18	0.45	0.90	1	0.99	0.22	Vérifiée
RDC+1 <sup>er</sup> +Mezzanine	HEB650	0.11	0.43	0.92	1	1	0.27	Vérifiée

• **3<sup>ème</sup> cas** :  $M_{z.sd}^{MAX}$ ;  $N_{sd}^{corr}$  et  $M_{y.sd}^{corr}$

**Tableau VI.5:** Les valeurs des efforts internes.

Etage	Combinaisons	$M_{z.sd}^{MAX}$	$M_{y.sd}^{corr}$	$N_{sd}^{corr}$
		(Kn)	(Kn.m)	(Kn.m)
6 <sup>ème</sup> → 10 <sup>ème</sup> Etage	G+Q	368.616	99.561	0.726
2 <sup>ème</sup> → 5 <sup>ème</sup> Etage	G+Q	1086.525	97.016	1.913
RDC+1 <sup>er</sup> +Mezzanine	G+Q	2120.194	102.834	0.946

**Tableau VI.6:** Vérification du poteau au flambement composé.

Etage	Profilé	$\bar{\lambda}$		Les coefficients			Valeur Finale	Condition ( $\leq 1$ )
		$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	$\chi_{min}$	$K_y$	$K_z$		
6 <sup>ème</sup> → 10 <sup>ème</sup> Etage	HEB550	0.19	0.44	0.88	1	1	0.14	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> → 5 <sup>ème</sup> Etage	HEB600	0.18	0.45	0.90	1.03	0.99	0.17	Vérifiée

RDC+1<sup>er</sup>+Mezzanine HEB650 0.11 0.43 0.92 0.99 1 0.38 Vérifiée

▪ **Exemple de calcul :**

- Poteau HEM600 (RDC) :

Nos calculs vont être mené sur le Poteau central du RDC d'un profilé HEM600 et d'une hauteur de 3.06 m.

**Tableau VI.7:** Caractéristiques de profilé HEB650.

Profil	$A$ ( $cm^2$ )	$I_y$ ( $cm^4$ )	$I_z$ ( $cm^4$ )	$W_{pl,y}$ ( $cm^3$ )	$W_{el,y}$ ( $cm^3$ )	$W_{pl,z}$ ( $cm^3$ )	$W_{el,z}$ ( $cm^3$ )	$i_y$ ( $cm$ )	$i_z$ ( $cm$ )
<b>HEB650</b>	286	210600	13980	7320	6480	1441	332	271.4	69.9

Cas 1 :

$$N_{sd}^{MAX} \rightarrow M_{y.sd}^{corr} \text{ et } M_{z.sd}^{corr}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{sd}^{MAX} = 633.749 \text{ kN} \\ M_{y.sd}^{corr} = 5.110 \text{ kN.m} \\ M_{z.sd} = 0.0471 \text{ kN.m} \\ \checkmark \text{ Vérification de flambement :} \end{array} \right.$$

Suivant Y-Y

$$- \text{ K Poteau (HEB650)} = K_C = K_{c1} = \frac{21600}{374} = 563.102 \text{ cm}^3$$

$$- \text{ k poutre (HEA400)} = K_{b11} = K_{b12} = \frac{45070}{550} = 81.945 \text{ cm}^3$$

$$\eta_1 = 0.75$$

$\eta_2 = 0$  (Les poteux de RDC SONT encastéré au niveau du sol)

$$\frac{Lk}{L_0} = 0.67$$

$$L_{fy} = 0.67 \times 3.74 = 2505.8 \text{ mm.}$$

Suivant Z-Z

- K Poteau (HEB650) =  $K_C = K_{c1} = 563.102 \text{ cm}^3$
- k poutre (HEA300) =  $K_{b11} = K_{b12} = 36.52 \text{ cm}^3$

$$\eta_1 = 0.72$$

$\eta_2 = 0$  (Les poteaux de RDC SONT encasté au niveau du sol)

$$\frac{Lk}{L_0} = 0.94$$

$$L_{fy} = 0.94 \times 3.74 = 2580.6 \text{ mm.}$$

✓ Calcul de  $\chi_{\min}$  :

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = 9.23$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = 36.92$$

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

$$\lambda_1 = 93.81 \varepsilon \quad \text{avec} : \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad f_y = 355 \text{ Mpa} \Rightarrow \lambda_1 = 76.73$$

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = 0,11 \\ \bar{\lambda}_z = 0,43 \end{cases} \quad \text{Risque de flambement en plan z-z} (\bar{\lambda}_z > 0,2)$$

Le choix de la courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{650}{300} = 2.16 > 1,2$$

$$\text{Et} \quad t_f = 31 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm}$$

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

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

$$\Phi_y = 0.50 \quad \text{et} \quad \Phi_z = 0.63$$

$$\chi_y = 1.01 \quad \text{Et} \quad \chi_z = 0.92 \quad \rightarrow \quad \chi_{\min} = 0.92$$

✓ Calcul de  $K_y$  et  $K_z$  :

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1,5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times \left( (2 \times \beta_{My}) - 4 \right) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \quad \text{Avec } \mu_y \leq 0,90$$

Avec :  $\beta_{My}, \beta_{Mz}$  : « facteur de moment uniforme équivalent »

$$\beta_{M\phi y} = 1,8 - 0,7 \cdot \phi \quad \text{Avec } \phi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} \rightarrow \phi y = \frac{6,39}{11,57} = 0,55$$

$$B_{my} = 1,42$$

$$\phi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} \rightarrow \phi z = \frac{17,55}{35,72} = 0,49$$

$$B_{mz} = 1,96$$

**A.N :**

$$\mu_y = 0,02 < 0,90 \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

$$k_y = 1 < 1,5$$

$$\mu_z = 0,03 < 0,90 \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

$$k_z = 0,99 < 1,5$$

✓ Vérification :

$$\frac{633.749 \times 10^3}{0,92 \times 286 \times 10^2 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{1 \times 5.110 \times 10^6}{7320 \times 10^3 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{1 \times 0,0471 \times 10^6}{1441 \times 10^3 \times \frac{275}{1,1}} = 0,26 < 1$$

**C'est vérifier.**

Cas 2 :

$$M_{y.sd}^{MAX} \rightarrow N_{sd}^{corr} \text{ et } M_{z.sd}^{corr}$$

$$M_{y.sd}^{MAX} = 1238.595 \text{ kN.m} ; N_{sd}^{corr} = 39.885 \text{ kN} ; M_{z.sd}^{corr} = 22.770 \text{ kN.m}$$

$$K_y = 0,99 \quad \text{Et} \quad K_z = 1,1$$

$$\frac{1238.595 \times 10^3}{0,95 \times 363,7 \times 10^2 \times \frac{375}{1,1}} + \frac{0,99 \times 39.885 \times 10^6}{87722 \times 10^3 \times \frac{375}{1,1}} + \frac{1 \times 22.770 \times 10^6}{1920 \times 10^3 \times \frac{375}{1,1}} = 0,27 < 1$$

**C'est vérifier.**

Cas 3 :

$$M_{z.sd}^{MAX} \rightarrow N_{sd}^{corr} \text{ et } M_{y.sd}^{corr}$$

$$M_{z.sd}^{MAX} = 2120.455 \text{ kN.m} ; N_{sd}^{corr} = 102.834 \text{ kN} ; M_{y.sd}^{corr} = 0.946 \text{ kN.m}$$

$$K_y = 0,99 \quad \text{Et} \quad K_z = 0,99$$

$$\frac{2120.455 \times 10^3}{0,95 \times 363.7 \times 10^2 \times \frac{355}{1,1}} + \frac{0,99 \times 102.834 \times 10^6}{87722 \times 10^3 \times \frac{355}{1,1}} + \frac{1 \times 0.946 \times 10^6}{1920 \times 10^3 \times \frac{355}{1,1}} = 0,38 < 1$$

**C'est vérifier.**

▪ Remarque :

Les mêmes étapes seront suivies pour les vérifications des autres poteaux.

VI.3- Vérification des poutres

**VI.3.1- Poutre principale**

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

✓ Poutre **HEA400**

D'après le Logiciel **ETABS**, on prend les valeurs de la poutre principale la plus sollicitée.

**Tableau VI.8 : Les valeurs de moment sollicitant.**

	Combinaison	Msd
Appui	G+Q+Ex	420.452 KN.m
Mi-travée	G+Q+Ex	98.112 KN.m

**Tableau VI.9 : Les valeurs de l'effort tranchant sollicitant.**

	Combinaison	Vsd
Appui	G+Q+Ex	193.174 KN
Mi-travée	G+Q+Ex	11.298 KN

✓ Vérification de la résistance :

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (\$5.17.62[2])$$

$M_{sd} = 420.452 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 577.75 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

✓ Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} = \frac{A_v}{\gamma_{M0}} \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) \quad (\$5.20.64[2])$$

$V_{sd} = 193.174 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 910.553 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

✓ Vérification de l'interaction de l'effort tranchant :

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 455.276 > V_{sd} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

✓ Vérification de deversement :

On doit vérifiée que :

$$M_{sd} \leq M_{bRd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

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

$$\lambda_1 = 76.73.$$

$$\epsilon = 0,81.$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{\sqrt{C1} \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \left[ \frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{L}{h}} \right]^2 \right]}^{0,25}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{5.5}{7.7 \times 10^{-2}} \sqrt{1,132 \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \right] \times \left[ \frac{7.5}{\frac{7.7 \times 10^{-2}}{432}} \right]}$$

$$\lambda_{LT} = 49.25.$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0,54 > 0,4 \rightarrow \text{il ya un risque de deversement}$

$$\alpha_{LT} = 0,21$$

$$\varphi_{LT} = 0,5[1 + 0,21(0,54 - 0,2) + 0,54^2]$$

$$\varphi_{LT} = 0.57$$

$$\chi_{LT} = 0.96$$

$$M_{bRd} = 679.803 \text{ KN.m} > M_{sd} = 420.452 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**VI.3.2- Poutre secondaire**

✓ Poutre **HEA300**

D'après le Logiciel **ETABS**, on prend les valeurs de la poutre secondaire la plus sollicitée.

**Tableau VI.10** : Les valeurs de moment sollicitant.

	Combinaison	M <sub>sd</sub>
Appui	G+Q+Ey	52.288 KN.m
Mi-travée	G+Q+Ey	30.990 KN.m

**Tableau VI.11** : Les valeurs de l'effort tranchant sollicitant.

	Combinaison	V <sub>sd</sub>
Appui	G+Q+Ey	60.359 KN
Mi-travée	G+Q+Ey	24.621 KN

✓ Vérification de la résistance :

On doit vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{ply} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = 345.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 52.288 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 345.72 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

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

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = 288.03 \text{ KN}$$

.  $V_{sd} = 30.99 \text{ KN} < V_{pl,Rd} = 288.03 \text{ KN} \dots\dots\dots$  **Condition vérifiée.**

✓ Vérification de l'interaction de l'effort tranchant :

$V_{sd} = 30.99 < 0,5V_{plrd} = 144.01 \text{ kn} \dots\dots\dots$  **Condition vérifiée.**

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

✓ Vérification de deversement :

On doit vérifiée que :

$$M_{sd} \leq M_{bRd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

$\beta_w = 1 \dots\dots\dots$  classe de section 1.

$\lambda_1 = 76.73.$

$\epsilon = 0,81.$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{\sqrt{C1} \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \left[ \frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right]^2 \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{5}{7.46 \times 10^{-2}}}{\sqrt{1,132 \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \right] \times \left[ \frac{\frac{4.6}{7.46 \times 10^{-2}}}{\frac{300}{16.5}} \right]}}$$

$\lambda_{LT} = 55,02.$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0,65 > 0,4 \rightarrow$  il ya un risque de deversement

$\alpha_{LT} = 0,21$

$\varphi_{LT} = 0,5[1 + 0,21(0,65 - 0,2) + 0,65^2]$

$\varphi_{LT} = 0.75$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,75 + \sqrt{0,75^2 - 0,65^2}}$$

$\chi_{LT} = 0,88$

$M_{bRd} = 352.88 \text{ KN.m} > M_{sd} = 52.288 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

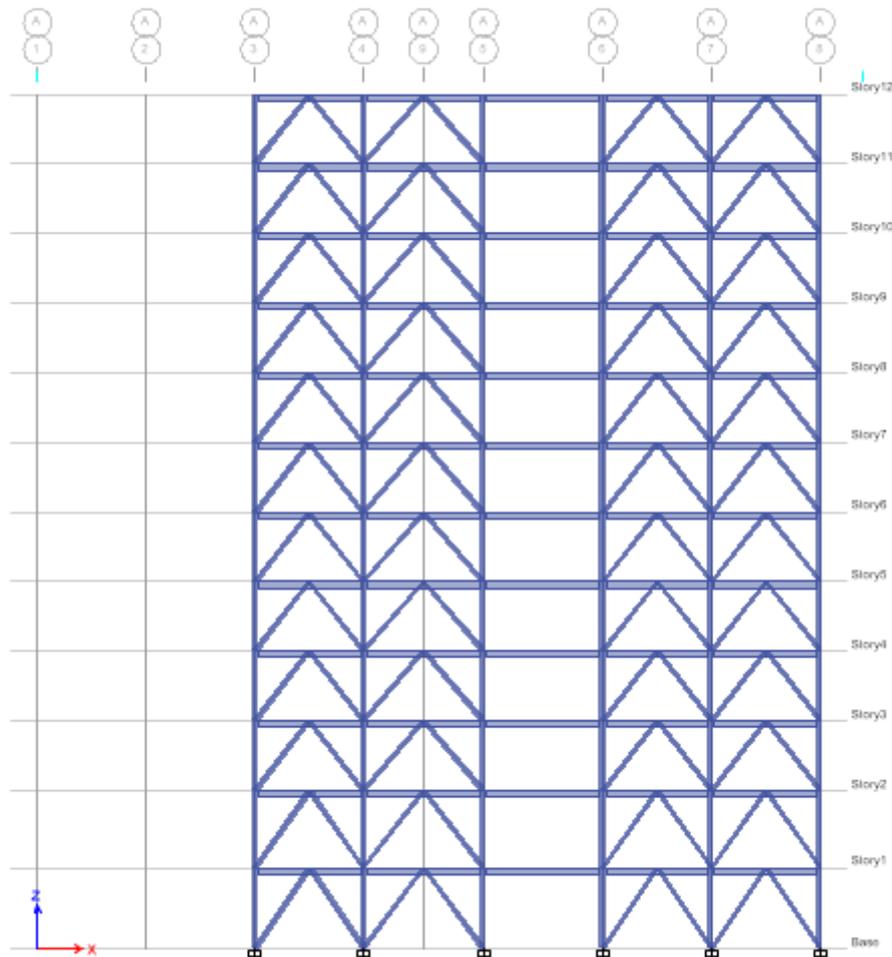
VI.4- Vérification de système de contreventements

Les types des palées triangulées utilisés dans cette étude et qui sont autorisées par le règlement parasismique algérien RPA99/2003 sont :

- Les palées en V : dans ce type de palée, le point d'intersection des diagonales se trouve sur la barre horizontale. la résistance à l'action sismique est fournie par la participation conjointe des barres tendue et des barres comprimées. Le comportement dissipatif global de ce type de palée est de moindre efficacité.

- Dans les deux directions X et Y :

Pour toute la structure : **2UPN280**



**Figure VI.2 : Le système de contreventements -Palée en (V)**

-Les efforts sollicitant les plus défavorable calculé par le logiciel sous la combinaison **G+Q+Ey**.

- Vérification contreventement RDC

**2UPN280**

N<sub>sd</sub>= 1290.1007 Kn.

✓ Vérifications à la traction simple :

Il faut vérifier que :

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

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = 2937KN$$

N<sub>sd</sub> = 1290.10 KN < N<sub>pl,Rd</sub> = 2937KN.....**Condition vérifiée.**

✓ Vérifications à la compression simple :

N<sub>sd</sub> = 1290.10 KN (G+Q+Ey)

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 de classe 1 et 2.

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

$f_y = 275$  MPa.

$L_f = 3.74$  m

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{374}{11.7} = 34.31 \text{ cm.}$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{374}{2.9} = 136.501 \text{ cm.}$$

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

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{76.73} = 0,34.$$

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

$$\Phi_y = 0,57.$$

$$\chi_y = 0,97.$$

$$N_{sd} = 1290.10 \text{ KN} < \frac{0,97 \times 1 \times 2 \times 5330 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 2531.75 \text{ KN}.$$

**Condition Vérifiée.**

#### VI.5 – Conclusion :

Les dimensions retenues pour les poteaux, les poutres, les contreventements sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.12** : Choix finale des poteaux, poutres, et contreventement

<b>Etage</b>	RDC+1 <sup>er</sup> +Mezzanine	2 <sup>ème</sup> → 5 <sup>ème</sup> Etage	6 <sup>ème</sup> → 10 <sup>ème</sup> Etage
<b>Poteaux</b>	HEB650	HEB600	HEB550
<b>Poutre Principale</b>		HEA400	
<b>Poutre Secondaire</b>		HEA300	
<b>Solive</b>		IPE160	
<b>Contreventement</b>		2UPN280	

La structure étudiée est stable vis-à-vis toutes les combinaisons de charge possibles, définies réglementaire.

## **CHAPITRE VII : CALCUL DES ASSEMBLAGES.**

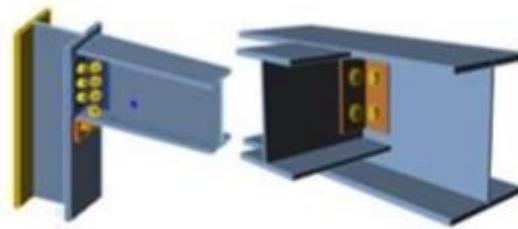
### **VII.1- Introduction**

Les assemblages ont pour fonction de relier entre elles les pièces élémentaires, de formes diverses, constituant une charpente métallique, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations.

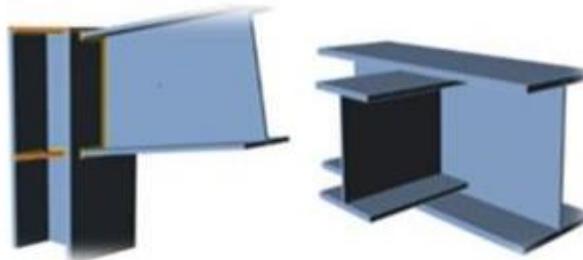
La vérification des assemblages se fait en suivant la transmission de chaque effort dans chaque pièce, la résistance d'un assemblage étant celle de son point le plus faible. On a donc intérêt à réaliser le même degré de sécurité pour tous les éléments. Le nombre et l'importance des assemblages sur chantier doivent être aussi réduits que possibles, dans la mesure où les conditions de transports et de montage le permettent

Dans ce chapitre, (06) types d'assemblage seront traités qui sont :

- Assemblage poteau-poutre.
- Assemblage poutre principale-solive.
- Assemblage poutre principale-poutre secondaire
- Assemblage poteau-poteau.
- Assemblage des contreventements en Y.
- Assemblage du pied de poteau.



**Figure VII.1:** Exemples des assemblages boulonnés.



**Figure VII.2:** Exemples des assemblages soudés.

## VII.2- Outils de calcul

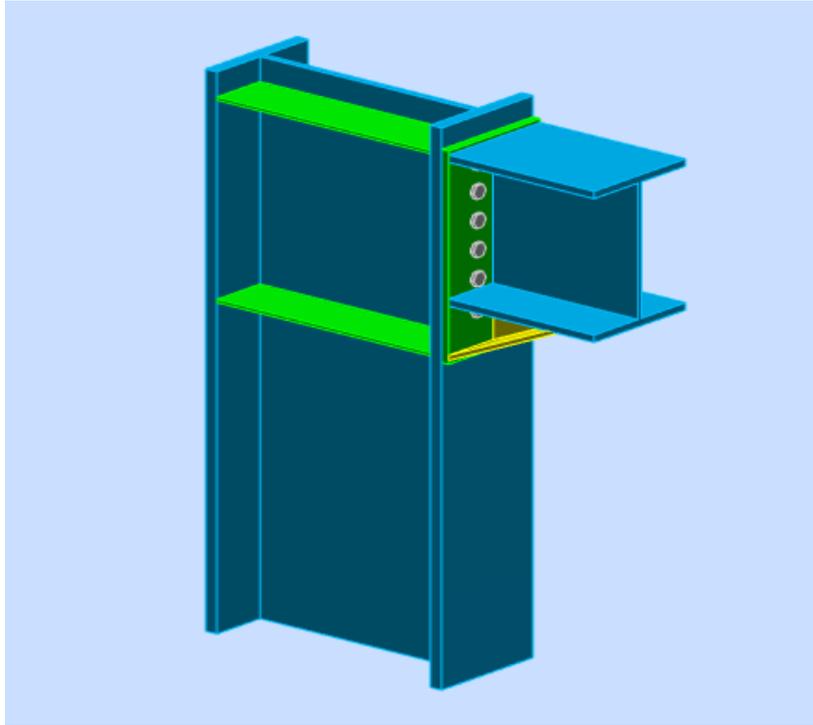
Il existe plusieurs méthodes de calcul des assemblages et pour notre cas, nous avons utilisé comme références les cours de quatrième année et d'autres documents qui sont basés sur les normes des **EUCROCODE 03** et **CCM**.

On a traité un exemple de calcul manuel pour 1 types d'assemblages (Poteau-poutre principale) et on a utilisé le logiciel ROBOT pour calculer les autres types d'assemblage.

### VII.2.1- Calcul manuelle :

#### 1. Assemblages Poteau-Poutre principale :

- Poteau HEB650 – Poutre HEA400



**Figure VII.3:** Vue d'assemblage Poteau - Poutre Principale

- Données de calcul

Les données sont tirées du logiciel ROBOT.

Les assemblages ci-dessous sont sollicité par :

Un moment fléchissant  $M_{sd} = 56.464 \text{ KN.m}$

Un effort tranchant  $V_{sd} = 49.215 \text{ KN}$

Les caractéristiques des profilés sont regroupées dans le tableau suivant :

**Tableau VII-3 :** Caractéristiques géométriques des profilés.

Profilé	$h(mm)$	$b(mm)$	$t_f(mm)$	$t_w(mm)$	$A(mm^2)$
<b>Poteau HEB650</b>	650	300	31	16	28630
<b>Poutre HEA400</b>	390	300	19	11	15900

A- Calcul de soudure de la poutre HEB650

✓ l'épaisseur du cordon sur semelle :

la nuance d'acier utilisé est S275 alors :

$$\begin{cases} \beta_w = 0.85 \\ \gamma_{Mw} = 1.30 \\ f_{us} = 430 \end{cases}$$

$$a_f \geq t_f \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \times \frac{\beta_w \times \gamma_{Mw}}{f_{us} \times \sqrt{2}}$$

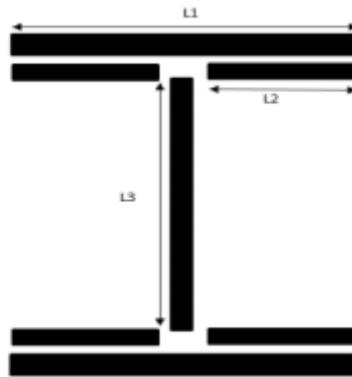
$$a_f \geq 19 \times \frac{275}{1.1} \times \frac{0.85 \times 1.30}{430 \times \sqrt{2}} = 8.63 \text{ mm}$$

✓ L'épaisseur du cordon sur l'ame :

$$a_w \geq t_w \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \times \frac{\beta_w \times \gamma_{Mw}}{f_{us} \times \sqrt{2}}$$

$$a_w \geq 11 \times \frac{275}{1.1} \times \frac{0.85 \times 1.30}{430 \times \sqrt{2}} = 4.99 \text{ mm}$$

On prend **a = 10 mm.**



**Figure VII.4 :** Assemblage soudé poutre – platine.

$$L_1 = bs = 300 \text{ mm}$$

$$L_2 = \frac{bs - t_w}{2} = 144.5 \text{ mm}$$

$$L_3 = h - 2t_f = 352 \text{ mm}$$

$$A_s = \sum I_i a_i = ((300 \times 2) + (4 \times 144.5) + (2 \times 352)) \times 10 = 18820 \text{ mm}^2$$

$$I_{syy} = 2I_1 \times a \times d_1^2 + 4I_2 \times a \times d_2^2$$

Avec :

$$d_1 = \frac{h}{2} + \frac{a}{2} = \frac{390}{2} + \frac{10}{2} = 200 \text{ mm}$$

$$d_2 = \frac{h}{2} - t_f - \frac{a}{2} = 171 \text{ mm}$$

$$I_{ys} = (2 \times 300 \times 10 \times 200^2) + (4 \times 144.5 \times 10 \times 171^2)$$

$$I_{ys} = 409.012 \times 10^6 \text{ mm}^4.$$

✓ Vérification de la soudure :

$$N_{sd} = 0 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = 56.464 \text{ KN.}$$

$$M_{sd} = 49.215 \text{ KN.m.}$$

❖ Effet de Nsd et Msd :

$$\sqrt{2 \left[ \frac{N_{sd}}{\sum l_{i1} \cdot a_{i1}} + \frac{M_{sd} \times h}{I_{ys} \times 2} \right]} \leq \frac{f_{us}}{\beta_u \times \delta m_2}$$

$$33.18 \text{ Mpa} \leq 389.14 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

❖ Effet de Nsd et Vsd :

$$\sqrt{2 \left( \frac{N_{sd}}{\sum l_{i1} \cdot a_{i1}} \right) + 3 \left( \frac{V_{sd}}{2 \times l_3 \times a} \right)} \leq \frac{f_{us}}{\beta_u \times \delta m_2}$$

$$19.32 \text{ Mpa} \leq 389.14 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier.}$$

### B- Vérification des boulons HR

✓ **Choix de diamètre du boulon :**

Epaisseur de la platine : ép = 20 mm

- t ≤ 10 mm                      d = (12 ; 14) mm
- 10 ≤ t ≤ 25 mm              d = (16 ; 20 ; 24) mm
- t > 25 mm                     d = (24 ; 27 ; 30) mm

On à l'épaisseur de la platine **t = 20 mm** alors on prend **Ø = 20mm.**

✓ **Détermination du nombre de boulons nécessaires :**

Condition de la résistance au cisaillement des boulons :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

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

$$F_{v,rd} = 0,6 f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb} \qquad \text{Boulons HR classe 10.9}$$

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

$$n \geq \frac{56.464 \times 1.25}{0,5 \times 245 \times 1000} \times 10^3 = 9.1$$

On prend n= 12 (boulons)HR

On a l'épaisseur de la platine égale à 20 mm alors on prend deux files de 6 boulons HR de diamètre  $\varnothing = 20$  mm (M20), classe 10.9, avec  $A_s = 245 \text{ mm}^2$ .

✓ Disposition constructive :

$$d_0 = \varnothing + 2 = 20 + 2 = 22 \text{ mm.}$$

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150 \text{ mm}) \Rightarrow \mathbf{26.4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 240 \text{ mm}}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200 \text{ mm}) \Rightarrow \mathbf{48.4 \text{ mm} \leq p_1 \leq 280 \text{ mm}} \quad (6.5.1.4.[3])$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150 \text{ mm}) \Rightarrow \mathbf{33 \text{ mm} \leq e_2 \leq 240 \text{ mm}}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200 \text{ mm}) \Rightarrow \mathbf{66 \text{ mm} \leq p_2 \leq 280 \text{ mm}}$$

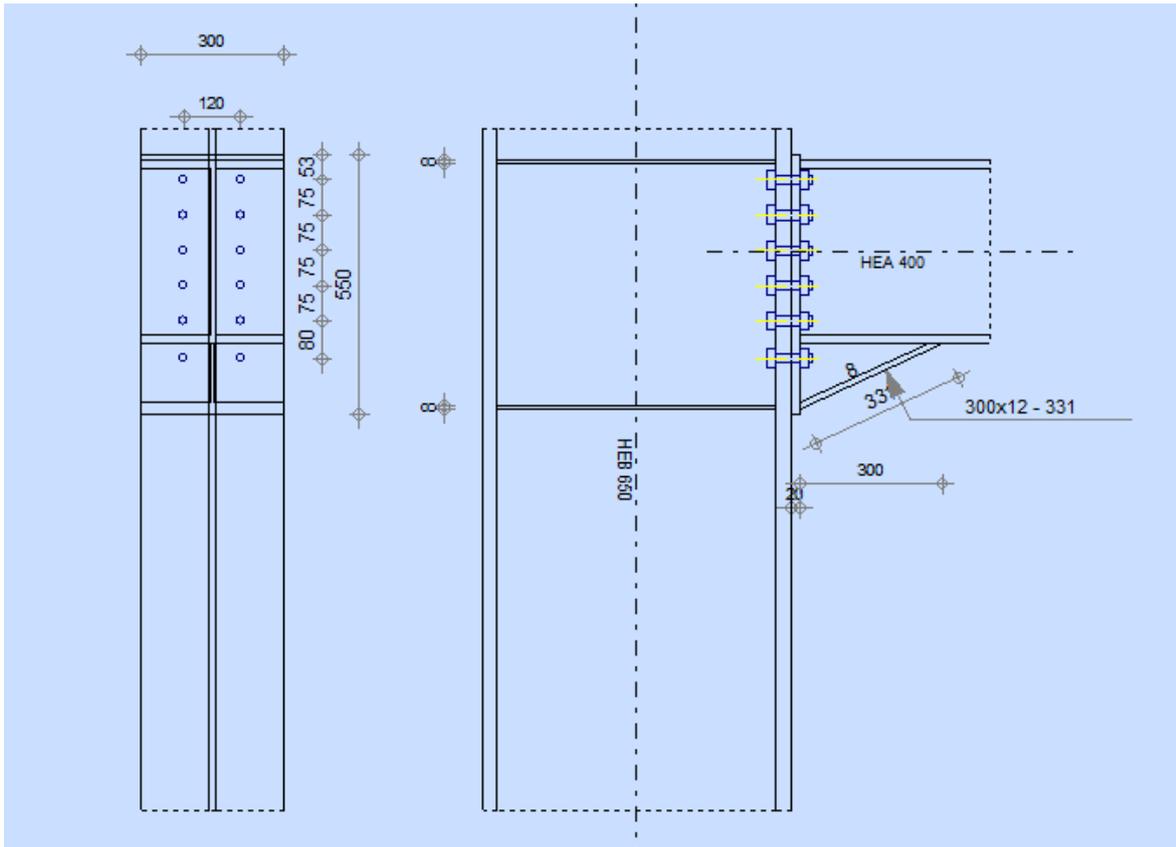
$$p_1 = 75 \text{ mm} \quad p_2 = 75 \text{ mm}$$

$$e_1 = 120 \text{ mm} \quad e_2 = 120 \text{ mm}$$

- On a ajouté aussi un jarret (renfort) inférieur des dimensions :

- ✓ Longueur :  $I = 300$  mm
- ✓ Largeur :  $W = 300$  mm
- ✓ ép semelle :  $t_f = 12$  mm
- ✓ ép âme :  $t_w = 12$  mm
- ✓ Hauteur :  $H = 140$  mm

- On a ajouté aussi des raidisseurs d'une épaisseur  $e_p = 10$  mm pour chaqu'un.



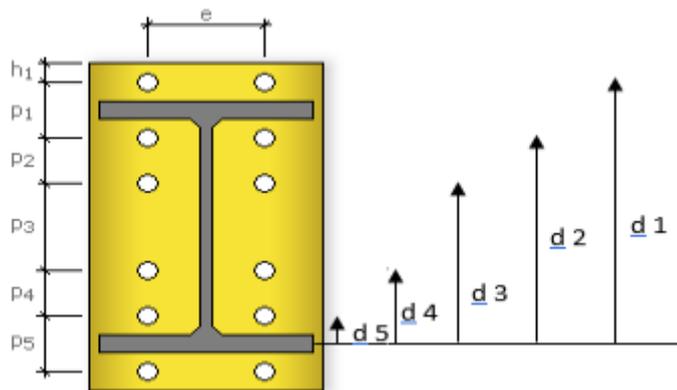
**Figure VII.5 :** Schéma distribution des boulons et des jarrets.

✓ Détermination des efforts dans les poteaux :

$$F_i = \frac{M_{sd} \cdot d_i}{\sum d_i^2}$$

Nous considérons uniquement les boulons tendus.

$p_1 = 75 \text{ mm}$     $p_2 = 75 \text{ mm}$     $e_1 = 120 \text{ mm}$     $e_2 = 120 \text{ mm}$



**Figure**

**VII.6 :**

distribution des boulons.

$$d_1 = 433.5 \text{ mm} \quad d_2 = 398.5 \text{ mm} \quad d_3 = 323.5 \text{ mm} \quad d_4 = 248.5 \text{ mm} \quad d_5 = 173.5 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = 579511.25 \text{ mm}^2$$

$$F_{M1} = \frac{49.216 \times 10^3 \times 433.5}{2 \times 579511.25} = 20.106 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que :

$$F_{M1} < n \cdot F_p$$

$$F_p = 0.7 \cdot F_{ub} \cdot A = 171.5$$

$$F_{M1} = 20.106 < n \cdot F_p = 2 \cdot 171.5 = 343 \text{ KN.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Les vérifications :

▪ Moment résistant effectif de l'assemblage :

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

$$N = F_{p,cd} = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 171.5 \text{ kN} \quad \text{Pour un boulon.}$$

Pour une rangée (de deux boulons)

$$2 \times N = 343 \text{ kN}$$

D'où

$$M_{Rd} = \frac{343 \times 579511.25 \times 10^{-3}}{473.5} = 419.8 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 49.215 \text{ KN.m} \leq M_{Rd} = 419.80 \text{ KN.m} \quad \text{Condition est vérifiée.}$$

▪ La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

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

L'effort tranchant par boulon :

$$V_{sd} = 56.464 \text{ kn}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{56.464}{12} = 4.71 \text{ KN}$$

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.

$n = 2$  Nombre d'interfaces de frottement.

$\gamma_{ms} = 1,25$  Pour les résistances au glissement à L'ELU.

$F_p = 171.5$  KN la résistance du boulon.

$$F_{v,rd} = \frac{1 \times 171.5 \times 2 \times 0,3}{1,25} = 82.32 \text{ KN}$$

$F_{v,sd} = 4.71 \text{ KN} \leq F_{v,rd} = 82.32 \text{ KN}$  **condition est vérifiée.**

- Résistance de l'âme du poteau en traction :

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

$$F_{t,Rd} = f_y \times t_{wc} \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{M0}}$$

$t_w = 16 \text{ mm}$

$b_{eff} = 120 \text{ mm}$

$$F_{t,Rd} = 275 \times 16 \times \frac{120}{1.1} = 480 \text{ KN}$$

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

$h = 435 \text{ mm}$   $t_f = 21 \text{ mm}$

Donc :

$$F_t = \frac{49.215 \times 10^6}{0.650 - 0.031} = 79.50 \text{ KN}$$

$F_t > F_{t,Rd} \Rightarrow$  **Condition vérifiée**

- Résistance de l'âme de poteau en compression (non raidie) :

$$F_c \leq F_{c,Rd}$$

$$F_{c,Rd} = \frac{F_y \times t_{wc} \times (1.25 - 0.5 \delta \times \frac{\sigma}{F_y}) b_{eff}}{\delta m_0}$$

$\sigma_n$  : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau.

$t_{fb}$  : Épaisseur semelle poutre HEM400=40mm.

$t_{fc}$  : Épaisseur semelle poteau HEM600=40mm.

$t_p$  : Épaisseur platine extrémité=20mm.

$r_c$  : Rayon de raccordement âme semelle de poteau=27mm

$b_{eff} = t_{fb} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c)$

beff= 269 mm.

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

$$\sigma_n = \frac{56.464 \times 10^3}{286.3 \times 10^2} + \frac{49.215 \times 10^6}{6480 \times 10^3} = 9.57 \text{ MPa}$$

Fcrd= 2566.037 kn.

$$F_c = \frac{M_{sd}}{h - t_{fb}} = 79.50 \text{ kn.}$$

$F_c \leq F_{crd}$                       **Condition verifier.**

- 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)  $h_p = 620 \text{ mm}$ .

$t_{wc}$  : épaisseur de l'âme (poteau)  $t_{wc} = 21 \text{ mm}$

$$V_R = \frac{0,58 \times 275 \times 650 \times 31}{1.1} \times 10^{-3} = 2921.75 \text{ kN}$$

L'effort de cisaillement vaut

$$F_v = \frac{M}{h - t_f}$$

$$h = 650 \text{ mm } t_f = 31 \text{ mm}$$

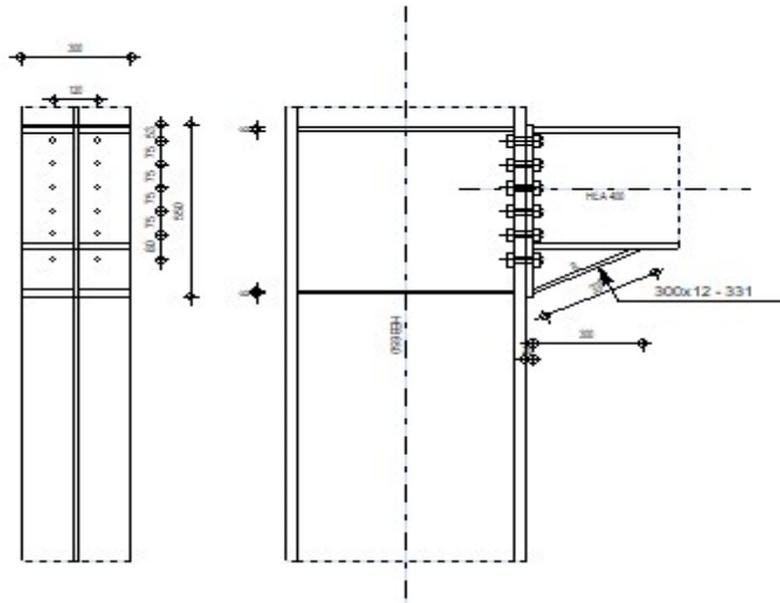
Donc

$$F_v = 79.50 \text{ KN}$$

$F_v = 79.50 \text{ KN} < V_R = 2921.75 \text{ kN}$                       **Condition vérifiée**

Donc l'assemblage poteau-poutre est vérifier.

➤ La note de calcule de ROBOT :



Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

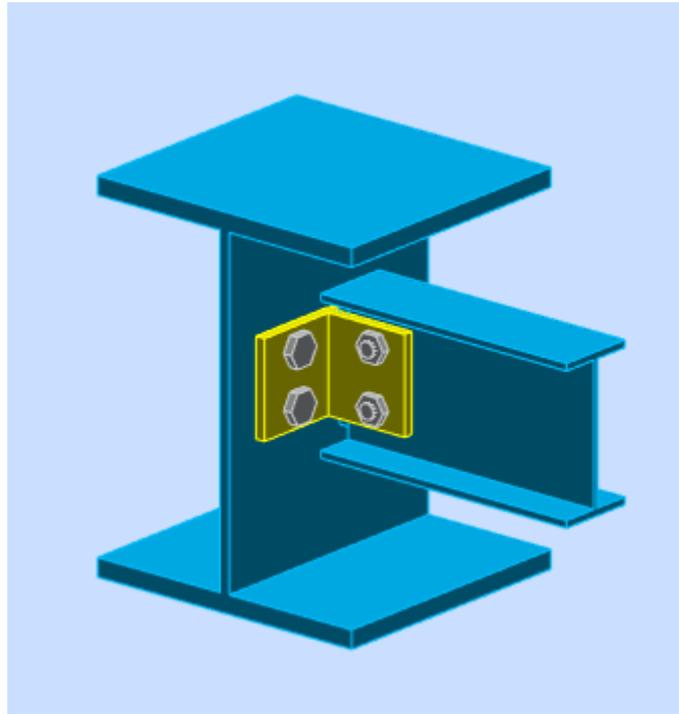
Ratio 0,67

Figure VII.9 : Résultat de vérification d'assemblage de Poteau-Poutre.

2. Assemblage -Poutre Principale (HEA400) – Solive (IPE160)

Tableau VII- : Caractéristiques géométriques des profilés.

Profilé	$h(mm)$	$b(mm)$	$t_f(mm)$	$t_w(mm)$	$A(mm^2)$
Solive IPE120	160	82	7.4	5	20090
Poutre HEA400	390	300	19	11	15900



**Figure VII.8 :** Vue d'assemblage Poutre Principale – Solive.

- Effort tranchant appliqué :

$V_{sd} = 9.374 \text{ KN}$  (ETABS)

▪ Vérification des boulons

a. Choix de diamètre du boulon :

Cornière  $100 \times 100 \times 10 \text{ mm}$

Epaisseur de la platine :  $e_p = 8 \text{ mm}$

➤ Le choix des boulons

On choisit 4 boulons de diamètre ( $\emptyset 20$ ) de classe 10.9

$d_0 = d + 2 \text{ mm} = 22 \text{ mm}$ .

✓ Disposition constructive :

$$d_0 = \emptyset + 2 = 20 + 2 = 22 \text{ mm.}$$

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150 \text{ mm}) \Rightarrow 26.4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 150 \text{ mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200 \text{ mm}) \Rightarrow 48.4 \text{ mm} \leq p_1 \leq 112 \text{ mm} \quad (6.5.1.4.[3])$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150 \text{ mm}) \Rightarrow 33 \text{ mm} \leq e_2 \leq 150 \text{ mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 66 \text{ mm} \leq p_2 \leq 112\text{mm}$$

$$p_1 = 55 \text{ mm} \quad p_2 = 55 \text{ mm}$$

$$e_1 = 35 \text{ mm} \quad e_2 = 55 \text{ mm}$$

▪ Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement :

Il faut vérifier que :

$$V_{sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,rd} \leq 0,6f_{ub} \times A \gamma_{Mb} \quad (\text{tab. 6.5.3.}[3])$$

- Section résistante en traction :  $A = 314\text{mm}^2$ .

- Résistance des boulons à la traction :  $\gamma_{Mb} = 1,25$ .

$$F_{v,rd} = 150.72 \text{ KN.}$$

Il y a 2 boulons en double cisaillement donc :

$$F_{v,rd} = n \times F_{v,rd} = 2 \times 150.72 = 301.44 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = 9.73 \text{ KN} < F_{v,rd} = 301.44 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

▪ Vérification de la pression diamétrale :

Il faut vérifier que :

$$F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$$

$$F_{b,rd} = 2,5\alpha \times f_u \times d \times t / \gamma_{Mb} \quad (\text{tab. 6.5.3. [3]})$$

$F_{b,rd}$  : résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon.

$F_{v,sd}$  : Effort de cisaillement de calcul par boulon.

$f_u$  : La résistance à la traction des cornières.

$$F_{b,rd} = 93.44 \text{ KN.}$$

Pour un boulon on a :

$$F_{v,sd} = V_{sd}/2 = 4.867 \text{ KN} < F_{b,rd} = 93.44 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ Note de calcul ROBOT:

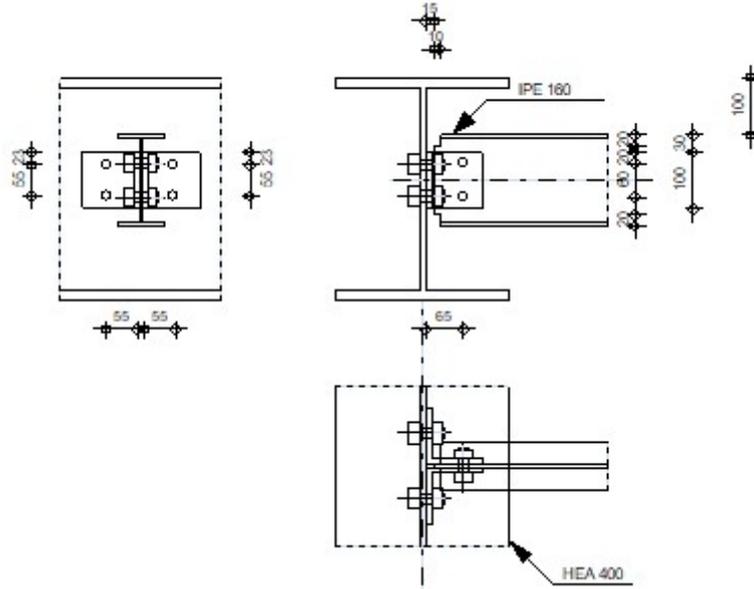


Figure VII.9 : Résultat de vérification d'assemblage de Poutre-Solive.

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,57

#### VII.2.2- Calcul avec ROBOT :

- Assemblage Poteau (HEB650) Poteau (HEB650) :

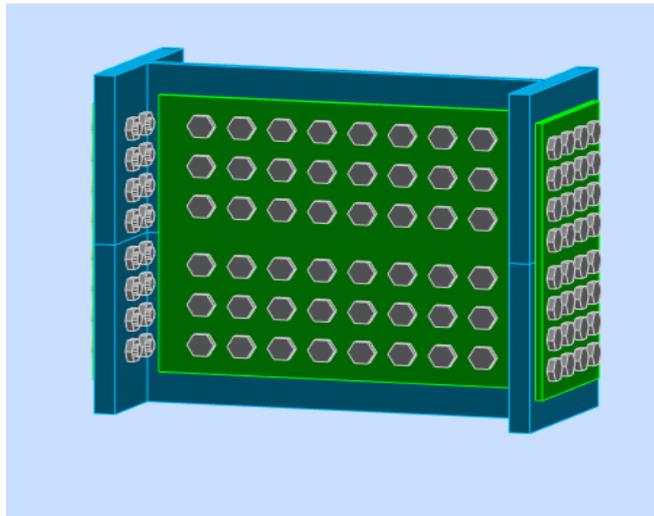


Figure VII.10

Poteau – Poteau.

Vue d'assemblage de

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018</p> <p><b>Calcul du raccordement de l'épissure de poteau à poteau</b></p> <p>NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009</p>	<p><b>OK</b></p> <p>Ratio <b>0,79</b></p>
---	--	---

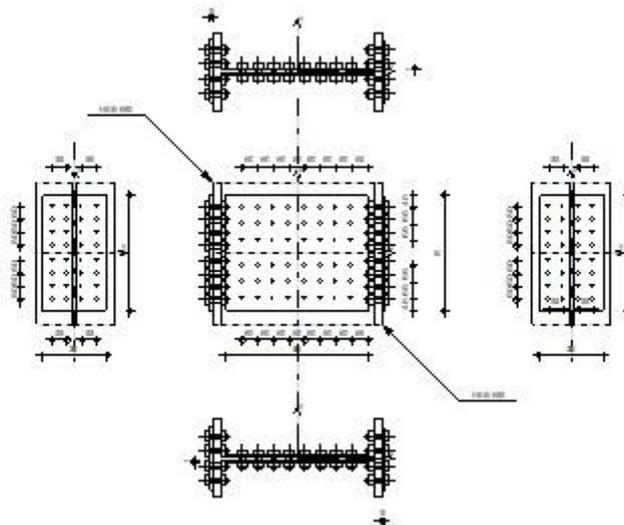


Figure VII.11 : Résultat de vérification d'assemblage de Poteau – Poteau.

<p><b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b></p>	<p><b>Ratio</b></p>	<p><b>0,79</b></p>
---	---------------------	--------------------

- Assemblage Pied de Poteau :

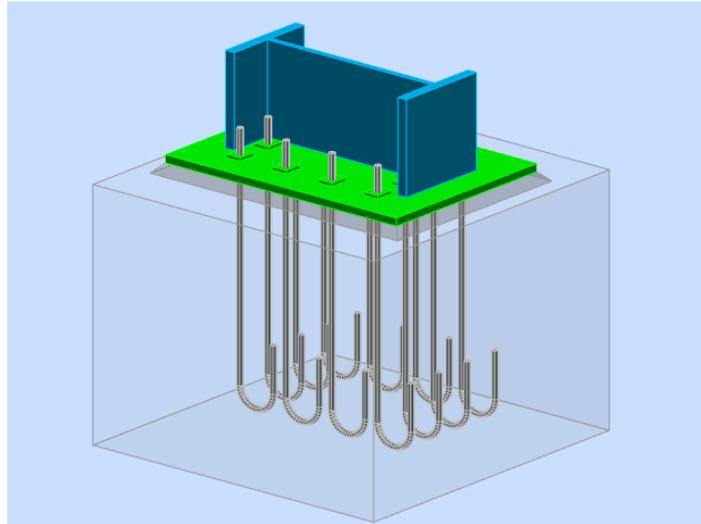


Figure VII.12

Vue

d'assemblage de Pieds Poteau.



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018  
**Calcul du Pied de Poteau encastré**  
 Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB Design  
 Guide: Design of fastenings in concrete



Ratio  
**0,78**

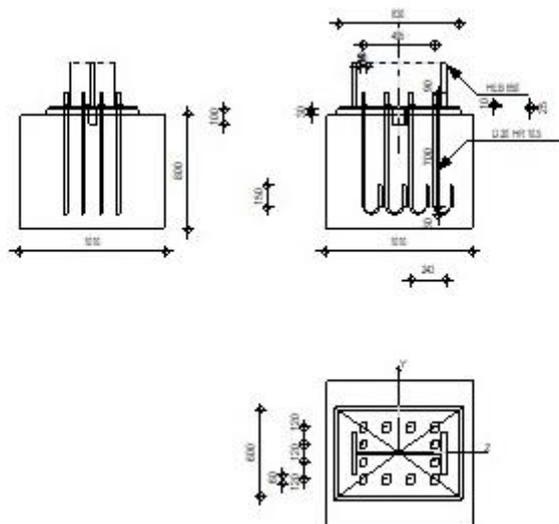
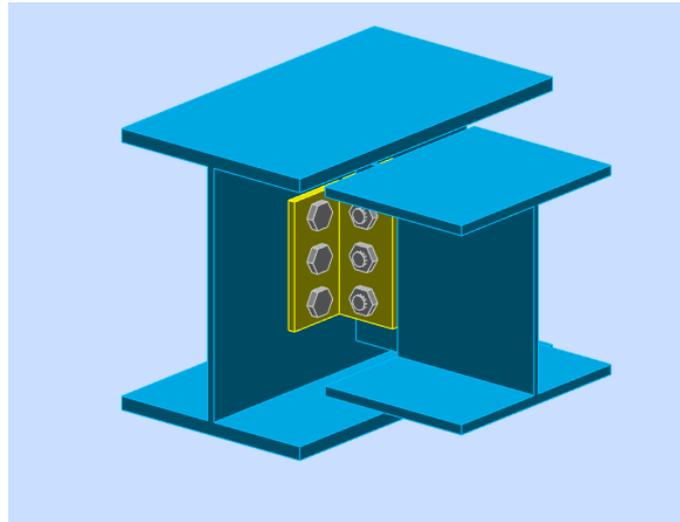


Figure VII.13 : Résultat de vérification d'assemblage de Pieds Poteau.

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

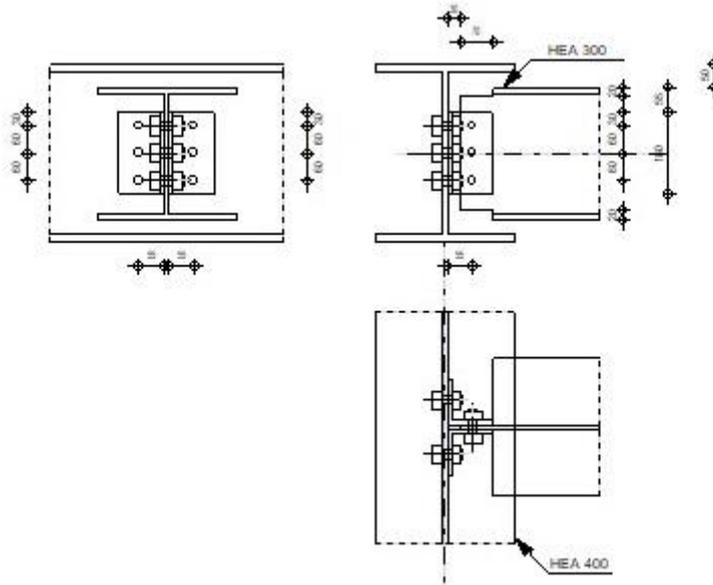
Ratio 0,78

- Assemblage Poutre Principale (HEA400) – Poutre Secondaire (HEA300)



**Figure VII.14:** Vue d'assemblage Poutre Principale - Poutre Secondaire.

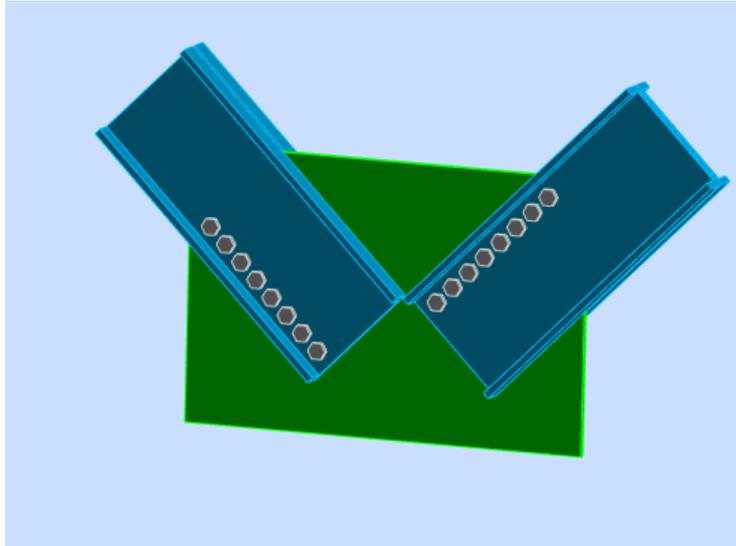
	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018  <b>Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme)</b>          NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009</p>	
		<p>Ratio 0,89</p>



**Figure VII.15 :** Résultat de vérification d'assemblage de Poutre Principale – Poutre Secondaire.

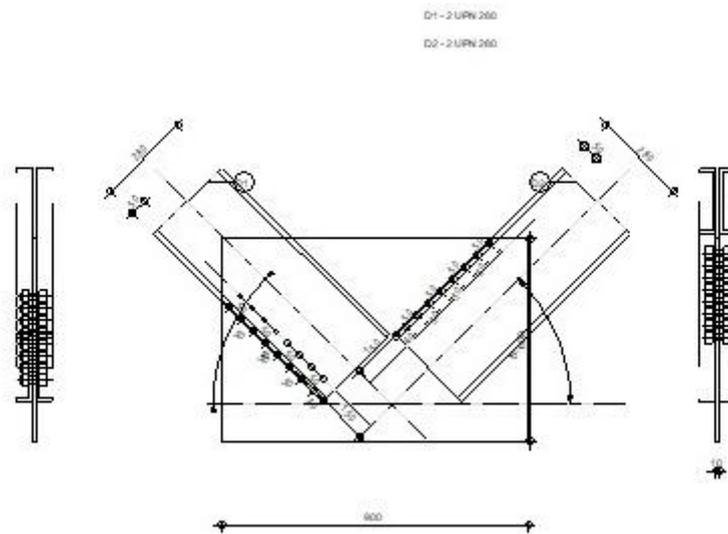
<p><b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b></p>	<p>Ratio</p>	<p>0,89</p>
---	--------------	-------------

- Assemblage Contreventement en V (2UPN280) :



**Figure VII.16:** Vue d'assemblage Contreventement.

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018	
	<b>Calcul de l'assemblage au gousset</b> NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	



**Figure VII.17 :** Résultat de vérification d'assemblage de Contreventement.

<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>	Ratio <b>0,53</b>
--	-------------------

## CHAPITRE VIII : CALCUL LES ELEMENTS DU SOUS-SOL.

### VIII.1- Introduction

On appelle sous-sol toute pièce ou étage qui est en dessous du rez-de-chaussée d'un édifice, et donc majoritairement ou entièrement en dessous de la surface du sol.

Le but de ce chapitre est de déterminer et vérifier les éléments qui constituent le sous-sol.

### VIII.2- Etude du voile périphérique

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau des fondations jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous-sol et les fondations.

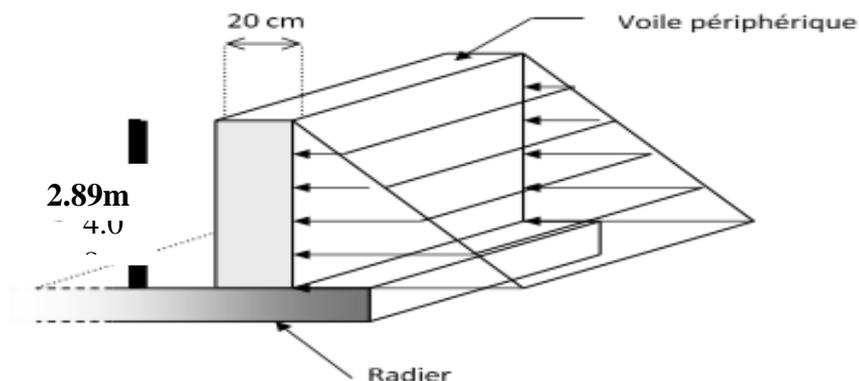
#### VIII.2.1- Dimensionnement du voile :

Pour le dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 modifiée en 2003**.

- 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).
  - Un recouvrement de  $40\phi$  pour les renforcements des angles.

L'épaisseur est de 20 cm.

La hauteur de voile périphérique = 2.89m.



**Figure VIII.1:** les dimensions du panneau plus sollicité.

VIII.2.2- Méthode de calcul :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées de terre, on considère le tronçon le plus défavorable pour une bande de 1m.

$$L_x = 2.89\text{m}$$

$$L_y = 5.5\text{m}$$

D'après BAEL modifier 99, les charges réparties sont données par

$$Q = A \cdot \gamma \cdot H$$

Avec :

Q : la contrainte sur une bande de 1m.

A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$\gamma$  : poids spécifique de terre ( $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$ ).

H : hauteur de voile ( $H = 2.89 \text{ m}$ ).

On a  $\varphi = 30^\circ$  dépend de type de terrain.

$$\Rightarrow A = f(\varphi) = \frac{\tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}{1} = 0,333$$

❖ Effort dans le voile

$L_x / L_y = 2.89 / 5.5 = 0.53 > 0,4 \rightarrow$  la dalle travaille dans les 2 sens.

✓ Calcul des sollicitations :

○ Moment isostatique :

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2.$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}.$$

- En travée :

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x}.$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{0y}.$$

- En appuis :

$$M_{ax} = -0,3 M_{0x}.$$

$$M_{ay} = -0,5 M_{0y}.$$

✓ Combinaison fondamentale :

**ELU**

$$q_u = [1,35(\gamma \times h_e \times A)] \times 1 \text{ ml} \rightarrow q_u = 1,35 \times (18 \times 2,89 \times 0,333) = \mathbf{30,26 \text{ kN/ml.}}$$

**ELS**

$$q_{ser} = [(\gamma \times h_e \times A)] \times 1 \text{ ml} = 18 \times 2,89 \times 0,333 = \mathbf{22,42 \text{ kN/ml.}}$$

On a  $\alpha = 0,53$

Donc d'après le tableau :

$$\mu_x = 0,0683$$

$$\mu_y = 0,4388$$

➔

**ELU**

$$M_x = \mu_x \times q_u l_x^2 = 0,0683 \times 30,26 \times 2,89^2 = 28,90 \text{ Kn. m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0,4388 \times 28,91 = 12,69 \text{ Kn. m}$$

**ELS**

$$M_x = \mu_x \times q_s l_x^2 = 0,0683 \times 22,42 \times 2,89^2 = 21,42 \text{ Kn. m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0,4388 \times 21,42 = 9,40 \text{ Kn. m}$$

**Tableau VIII.1 : moments aux appui et travée.**

	Moment (Kn.m)			
	En travée		En appuie	
	ELU	ELS	ELU	ELS
Sens x-x	24.57	18.207	-8.673	-6.426
Sens y-y	10.79	7.99	-6.345	-4.7

✓ Calcul de ferrailage:

$b = 100 \text{ cm}$      $h = e = 20 \text{ cm}$      $d = 18 \text{ cm}$      $\delta_{bc} = 15 \text{ MPa}$      $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$   
 $f_e = 500 \text{ MPa}$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$      $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

**Remarque :**

Le ferrailage des voiles se fait de la même manière avec celle des poutres en Flexion Composée. (ANNEX 3)

**Avec :**     $h =$  épaisseur de la dalle

**B =** 100 cm.

**Tableau VIII.2:** Ferrailage du voile périphérique ELU

	Sens	M (KNm)	$\mu$	As' (Cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Z(cm)	As <sup>cal</sup> (Cm <sup>2</sup> )	Choix	As <sup>adp</sup> (Cm <sup>2</sup> )	Esp (Cm)
<b>Travée</b>	X-X	24.57	0.050	0	0.064	17.54	3.22	5HA12	5.65	20
	y-y	10.79	0.022	0	0.028	17.80	1.39	4HA10	3.14	20
<b>Appui</b>	x-x	8.673	0.018	0	0.023	17.83	1.12	4HA10	3.14	20
	y-y	6.345	0.013	0	0.016	17.88	0.82	4HA10	3.14	20

- ❖ Le pourcentage minimum est de 0,1% de la section dans les deux sens en disposé en deux nappes. [5]

$$A_t = 0,1\% \times b \times h = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2\text{cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité :

Pour les dalles travaillant dans les deux sens, avec épaisseur compté entre 12 et 30 cm.

$$A_x \geq A_x^{\min}; \quad A_x^{\min} = \rho_0 \left[ 3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} = 1.43\text{cm}^2$$

$$A_y \geq A_y^{\min}; \quad A_y^{\min} = \rho_0 bh = 1.2\text{cm}^2$$

Avec :  $\rho_0 = 0,0006$  pour les barres de 500 MPa.

- En travée :

$$A_x = 5.65\text{cm}^2 > A_x^{\min} = 1.39\text{cm}^2$$

$$A_y = 3.14\text{cm}^2 > A_y^{\min} = 1.20\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifie}$$

- Sur appuis :

$$A_x = 3.14\text{cm}^2 > A_x^{\min} = 1.39\text{cm}^2$$

$$A_y = 3.14\text{cm}^2 > A_y^{\min} = 1.20\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifie}$$

✓ Vérification à ELU :

● Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,25\text{MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 47.95 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 37.72 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 47.95 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{47.95 \times 10^3}{1000 \times 200} = 0,240 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

• Vérification à L'ELS

Vérification des contraintes

Il faut vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y. \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}. \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y). \\ \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e; 250 \text{MPa} \right]. \end{array} \right.$$

**Tableau VIII.3:** Vérification des contraintes à ELS.

	Sens	Mser (KNm)	Profilé Choisi	As' (Cm <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_s$	$\sigma_s$	Condition
<b>Travée</b>	X-X	18.207	5HA10	3.93	15	3.90	250	38.57	Vérifier
	y-y	7.99	4HA10	3.14	15	1.71	250	16.73	Vérifier
<b>Appui</b>	x-x	6.426	4HA10	3.14	15	1.38	250	13.61	Vérifier
	y-y	4.7	4HA10	3.14	15	1.02	250	9.96	Vérifier

VIII.3- Etude des poteaux mixtes [9]

Les poteaux mixtes sont des éléments porteurs verticaux composés essentiellement d'un profilé métallique et du béton armé ou non.

Les poteaux mixtes acier-béton sont deux types :

- Les poteaux partiellement ou totalement enrobés de béton.
- Les poteaux en profilés creux remplis de béton.

Pour les poteaux totalement enrobés les semelles et l'âme des profilés les constituant sont enrobé d'une couche de béton par contre, pour les poteaux partiellement seulement l'espace entre les semelles qui est remplis de béton.

### VIII.3.1- Méthodes de calcul des poteaux mixtes

L'Eurocode 4 présentes deux méthodes de dimensionnement

- La méthode générale : qui impose de prendre en compte les effets du second ordre au niveau local de l'élément et les imperfections. Cette méthode peut s'appliquer à des sections de poteaux qui ne sont pas symétriques et a deux poteaux de section variable sur leur hauteur. Elle nécessite l'emploi de méthodes de calcul numérique et peut être appliquée avec l'utilisation de programme informatique.
- La méthode simplifiée : utilisant les courbes de flambement européennes des poteaux en acier tenant compte implicitement des imperfections qui affectent ces poteaux.

Cette méthode est limitée au calcul des poteaux mixtes de section uniforme sur toute la hauteur et de sections doublement symétriques.

Dans notre cas en va utiliser la méthode simplifiée qui sera appliqué sur un poteau partiellement enrobé soumis à compression axiale.

### VIII.3.2- Conditions d'utilisation de la méthode simplifiée de calcul

L'application de la méthode simplifiée comporte les limitations suivantes :

- ✓ La section transversale du poteau est constante et présente une double symétrie sur toute la hauteur du poteau telle que le rapport de sa hauteur à sa largeur soit compris entre 0,2 et 5,0.
- ✓ La contribution relative de la section en acier à la résistance de calcul de la section complète, savoir est compris entre 0,2 et 0,9.
- ✓ Les sections droites restent planes lors de la déformation du poteau.
- ✓ L'élançement réduit  $\lambda$  du poteau mixte, ne dépasse pas la valeur de 2,0.

- ✓ Pour les sections totalement enrobées, l'aire des armatures doit au moins être égale à 0,3% de l'aire de béton et les armatures présentent des épaisseurs d'enrobage de béton satisfaisant les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Dans le sens y : } 40 \text{ mm} < c_y < 0,4 b_c. \\ \text{Dans le sens z : } 40 \text{ mm} < c_z < 0,3 h_c. \end{array} \right.$$

### VIII.3.3- Hypothèse de calcul

#### A- Prédimensionnement de la section mixte :

- Section en acier

HEM600.

- Béton C25/30

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s \geq 0,3\% A_c. \\ A_s \leq 0,6\% A_c. \end{array} \right.$$

- Enrobage

$$\left\{ \begin{array}{l} 40\text{mm} \leq c_y \leq 0,4h_c. \\ 40\text{mm} \leq c_z \leq 0,3h_c. \end{array} \right.$$

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = b_c = 300\text{mm}. \\ h = h_c = 650\text{mm}. \end{array} \right.$$

$$A_c = b_c \cdot h_c = 166986 \text{ mm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 40\text{mm} \leq c_y \leq 120\text{mm} \longrightarrow c_y = 100\text{mm}. \\ 40\text{mm} \leq c_z \leq 195\text{mm} \longrightarrow c_z = 100\text{mm}. \end{array} \right.$$

- Section des armatures

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s \geq 0,3\% A_c = \frac{0,3}{100} (166986) = 5 \text{ cm}^2. \\ A_s \leq 0,6\% A_c = \frac{0,6}{100} (166986) = 10.02 \text{ cm}^2. \end{array} \right.$$

{

$$6.16 \text{ cm}^2 > 6.24 \text{ cm}^2$$

$$6.16 \text{ cm}^2 < 12.48 \text{ cm}^2$$

Donc notre choix : **4T14**      $A_s = 6.16 \text{ cm}^2$      **b=300mm**

T14

h=650mm

Qt=100mm

cz=100mm

cy=100mm

**Figure VIII.2:** Schéma du poteau mixte partiellement enrobé.

✓ Les caractéristiques du profilé laminé

HEA650     S275      $f_y = 355 \text{ MPa}$       $E_a = 2,1 \cdot 10^5 \text{ MPa}$       $\gamma_a = 1,1$

$$A_a = 286.3 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_y = 210600 \times 10^4 \text{ mm}^4 \\ I_z = 13980 \times 10^4 \text{ mm}^4 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} W_{ply} = 7320 \times 10^3 \text{ mm}^3 \\ W_{plz} = 6480 \times 10^3 \text{ mm}^3 \end{array} \right.$$

✓ Les caractéristiques des armatures

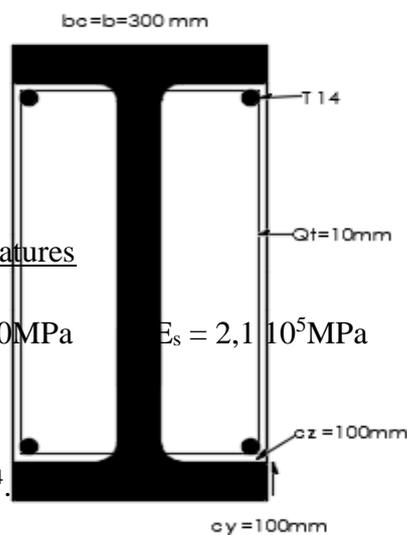
4Ø14     acier S500      $f_{sk} = 500 \text{ MPa}$       $E_s = 2,1 \cdot 10^5 \text{ MPa}$

$$A_s = 616 \text{ mm}^2$$

$$I_{sy} = 4 \times A_{barre} \times d_z^2 = 26.64 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_{sz} = 4 \times A_{barre} \times d_y^2 = 670.214 \times 10^3 \text{ mm}^4$$

$$W_{ply} = 4 \times A_{barre} \times d_z = 128.076 \times 10^3 \text{ mm}^3$$



$$W_{plz} = 4 \times A_{\text{barre}} \times d_y = 20.320 \times 10^3 \text{ mm}^3.$$

✓ Béton C25/30

$$F_{ck} = 25 \text{ MPa} \quad E_{cm} = 30500 \text{ MPa} \quad E_{cd} = \frac{30500}{1,35} = 22592,60 \text{ MPa}$$

$$A_c = 166986 \text{ mm}^2.$$

$$\left[ \begin{array}{l} I_{cy} = \frac{bh^3}{12} - (I_{ay} + I_{sy}) = 47.33 \times 10^8 \text{ mm}^4. \\ I_{cz} = \frac{hb^3}{12} - (I_{az} + I_{sz}) = 13.22 \times 10^8 \text{ mm}^4. \end{array} \right.$$

$$\left[ \begin{array}{l} W_{ply} = \frac{bh^2}{4} - (W_{ply_a} + W_{ply_s}) = 24.24 \times 10^6 \\ W_{plz} = \frac{hb^2}{4} - (W_{plz_a} + W_{plz_s}) = 8.12 \times 10^6 \text{ mm}^3. \end{array} \right.$$

B- Vérification de l'applicabilité de la méthode simplifiée :

a) Section transversale :

La section transversale du poteau est symétrique et constante sur toute la hauteur du poteau telle que sa hauteur à sa largeur est comprise entre 0,2 et 5.

$$0,2 < \frac{h}{b} = 2.032 < 5 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) La contribution relative :

La contribution relative de la section en acier à la résistance de calcul de la section complète,

à savoir  $\delta = \left( \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \right) \times \frac{1}{N_{pl,rd}}$  est compris entre 0,2 et 0,9.

$$N_{pl,rd} = A_a \frac{f_y}{\gamma_{ma}} + A_c \frac{0,85 f_{ck}}{\gamma_{mc}} + A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_{ms}}$$

$$N_{plrd} = 28630 \frac{275}{1,1} + 166986 \frac{0,85 \times 25}{1,5} + 616 \frac{500}{1,15} = 9790.96 \text{ KN.}$$

$$\delta = A_a \frac{f_y}{\gamma_{ma}} + \frac{1}{N_{pl,rd}}$$

$$\delta = 0.73$$

$$0,2 < \delta = 0,73 < 0,9 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

c) L'élancement réduit :

L'élancement réduit  $\lambda$  du poteau mixte, ne dépasse pas la valeur de 2.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{plr}}{N_{cr}}}$$

- Calcul de  $N_{plr}$

$$N_{plr} = A_a \times f_y + A_c \times 0,85 \times f_{ck} + A_s \times f_{sk}$$

$$N_{plr} = 11729.70 \text{ KN.}$$

- Calcul de  $N_{cr}$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \times EI}{L_f^2}$$

$$L_f = 0,5 \times 3740 = 1870 \text{ mm} \quad (\text{doublement encastrée} = 0.5)$$

➤ Suivant y-y

$$EI_y = E_{ay} I_{ay} + 0,6 E_{cd} I_{cy} + E_{sy} I_{sy}$$

$$EI_y = 5.12 \times 10^{14} \text{ N.mm}^2.$$

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \times EI}{L_f^2} = 459977.534 \text{ KN.}$$

$$\text{---} \quad \lambda_y = 0,16 < 2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Suivant z-z

$$EI_z = E_{az} I_{az} + 0,6 E_{cd} I_{cz} + E_{sz} I_{sz}$$

$$EI_z = 0.474 \times 10^{14} \text{ N.mm}^2.$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \times EI}{L_f^2} = 133781.13 \text{ KN.}$$

$$\text{---} \quad \lambda_z = 0,30 < 2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

d) L'enrobage :

$$\left\{ \begin{array}{l} 40 \text{ mm} < c_y < 0,4b_c \\ 40 \text{ mm} < c_z < 0,3h_c \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 40 \text{ mm} < c_y = 100 \text{ mm} < 0,4 \times 300 = 160 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ 40 \text{ mm} < c_z = 100 \text{ mm} < 0,3 \times 650 = 195 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

e) La section des armatures

$$\begin{cases} A_s \geq 0,3\% A_c \\ A_s \leq 0,6\% A_c \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_s = 6,16 \text{ cm}^2 \geq \frac{0,3}{100} \times 166986 = 5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_s = 6,16 \text{ cm}^2 \leq \frac{0,6}{100} \times 166986 = 10.02 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la méthode simplifiée est applicable.

## CHAPITRE IX : FONDATION

### IX.1 Introduction

Une fondation se définit comme la partie d'un bâtiment ou d'un ouvrage de travaux publics qui assure la transmission dans le sol des charges (poids propre, forces climatiques, sismiques et charges d'exploitation) de celui-ci.

Les fondations d'un bâtiment représentent un enjeu essentiel de sa construction, car elles forment la partie structurelle qui assure sa portance et permet de contrôler les tassements dus aux charges qu'il applique au sol et les infiltrations dues à la présence éventuelle d'eau dans le terrain.

Suivant la capacité portante du sol, l'environnement de l'ouvrage à fonder, les forces mises en jeu et les tassements admissibles, le constructeur choisira une solution du type fondation superficielle, semi-profonde ou profonde, qui diffèrent par leur niveau de fondation, leur géométrie et leur fonctionnement.

### IX.2 Fonctions assurées par les fondations

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles...).

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation (supposée horizontale) :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient en principe de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent, ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un couple qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

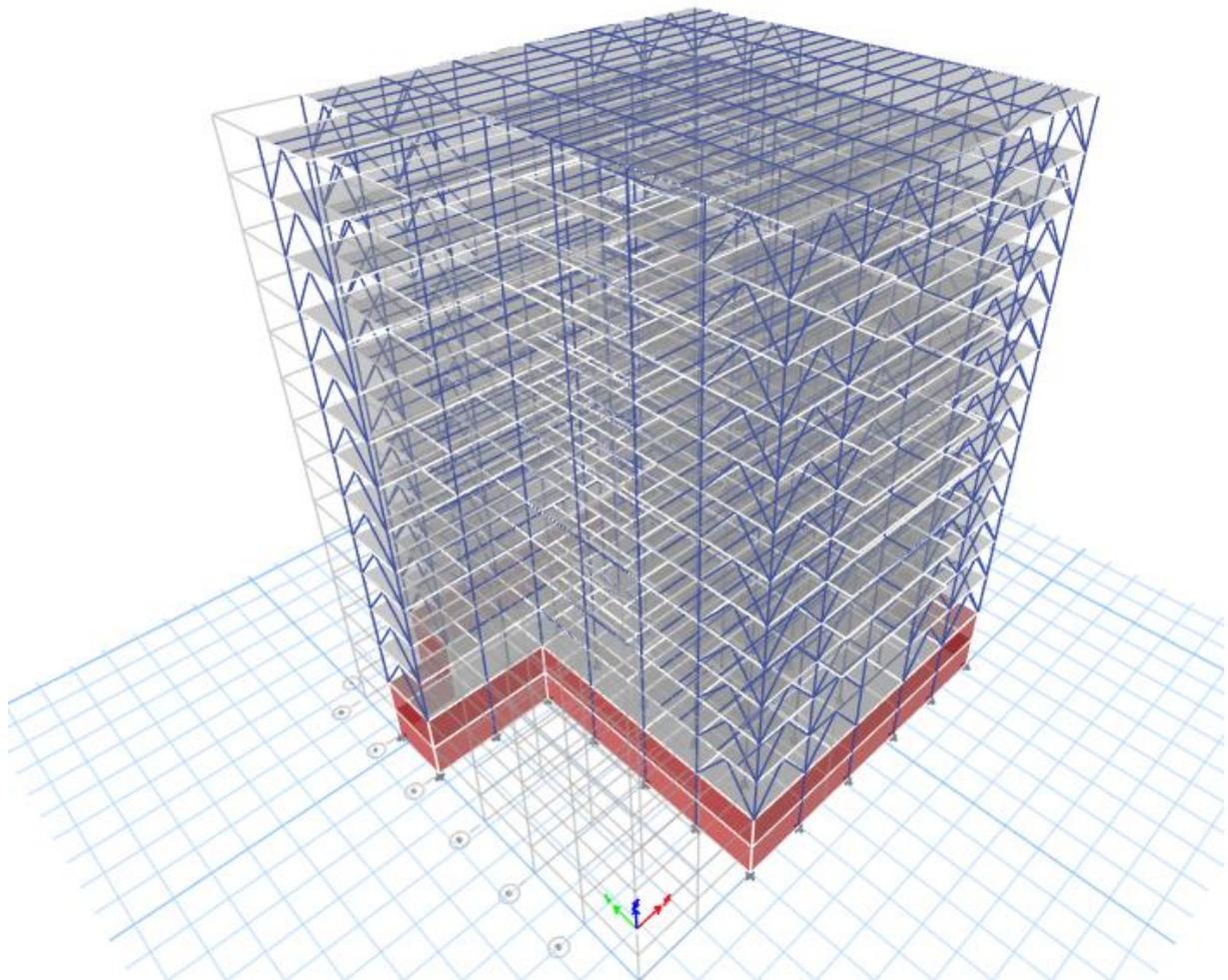
### IX.3 Choix de type de fondations

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

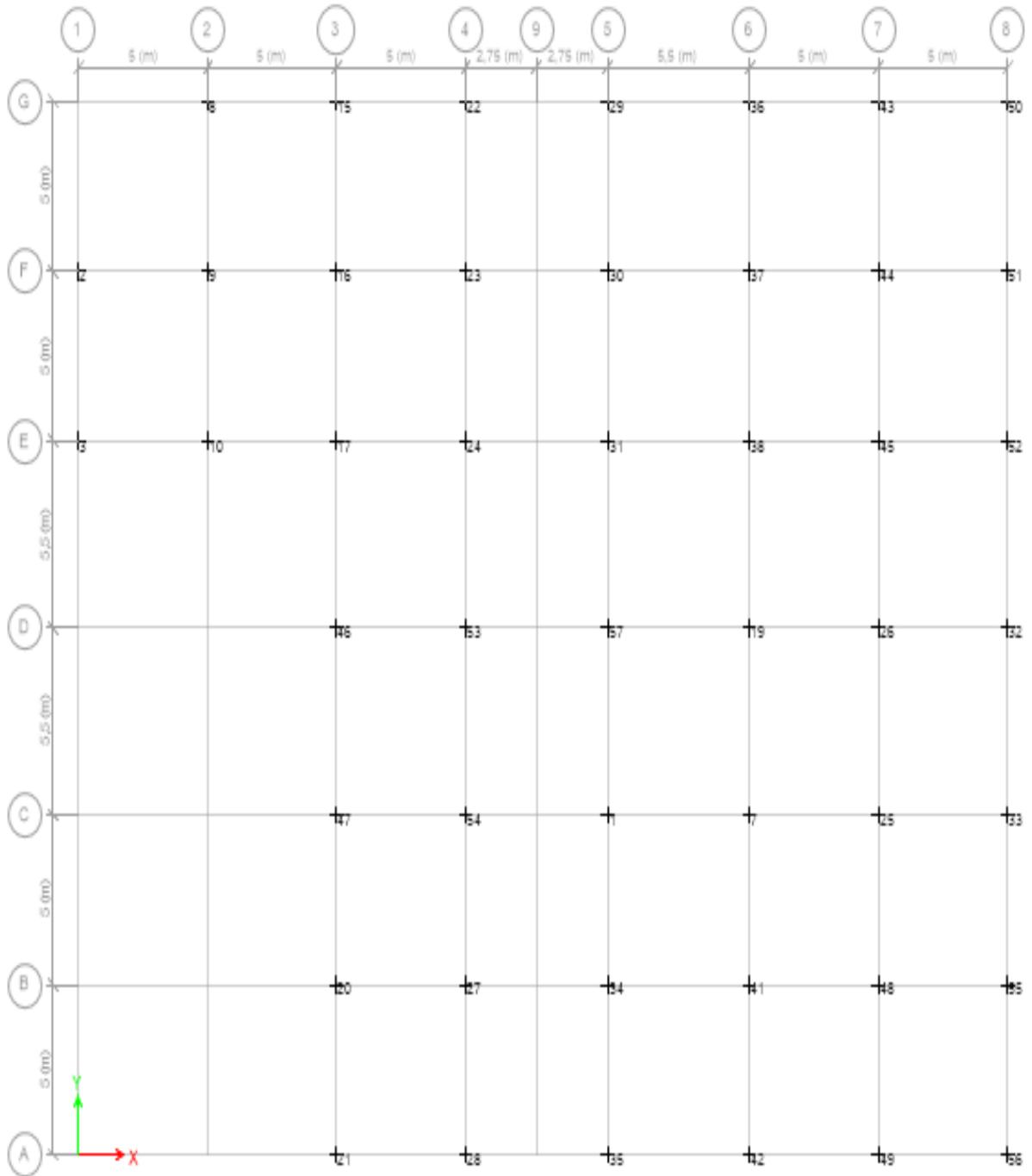
- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol support.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.

- L'aspect économique.

Modélisation des Sous-Sol :



**Figure X.1:** Modélisation des Sous-Sol.



**Figure X.2:** Position des Points.

#### IX.4 Calcul des fondations

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit des semelles isolées, des semelles filantes ou un radier général :

$$\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

Tel que :

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{nec}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{nec}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Résultat d'effort normal appliqués aux fondations de poteau plus sollicité :

$$N_{\max} = 11262.582 \text{ KN à ELS}$$

##### IX.4.1 Semelles isolées :

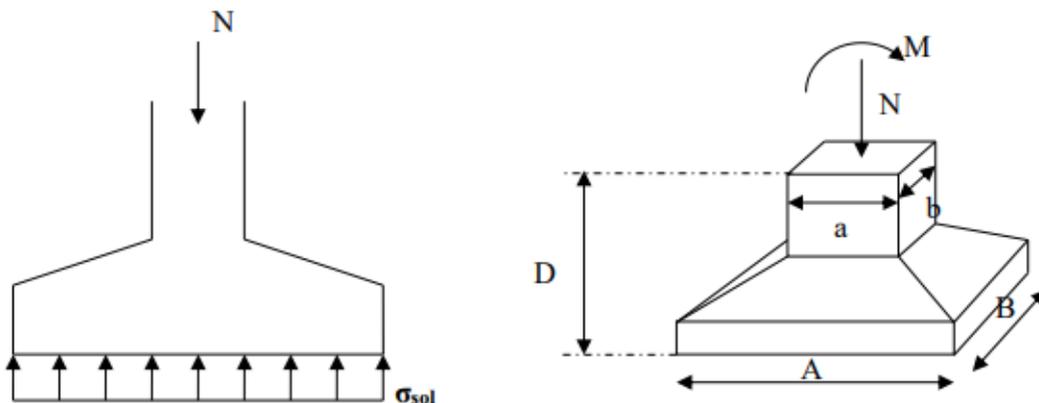
On adoptera une semelle homothétique. C'est-à-dire que le rapport de  $A$  sur  $B$  est égal au rapport de  $a$  sur  $b$  :  $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés :  $a = b$  donc  $A = B \Rightarrow S = A^2$

$A$  Est déterminé par :  $S \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$  d'où  $S = \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$

Avec :

- $A = \sqrt{S}$
- $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars.}$



**Figure IX.3** : Semelle isolée sous poteau.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

L'effort normal total revenant à la fondation du poteau le plus sollicité est égale à :

$$N_S = N_G + N_Q = \mathbf{11262.582 \text{ KN}}$$

On estime le poids de l'infrastructure à 10% du poids total du bâtiment modélisé sans sous-sol :  $N_{\text{serv}} = 11262.582$

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{semelle}}} \leq \sigma_{\text{sol}}$$
$$S_{\text{semelle}} = \frac{11262.582}{200} = 56.31 \text{ m}^2$$
$$\Rightarrow A = B = \sqrt{S} = 7.5 \text{ m}$$

On prend : **A = B = 7.5 m**

➤ Vérification de l'interférence entre deux semelles :

$$L_{\text{min}} \geq 1,5 \times B$$

Avec :

- $L_{\text{min}}$  : l'entraxe minimum entre deux poteaux. ( $L_{\text{min}} = 5 \text{ m}$ ).
- $A = B = 7.5 \text{ m}$   
 $\Rightarrow 1,5 \times B = 11.25 \text{ m} \geq L_{\text{min}} = 5 \text{ m} \dots \dots \dots$  Non vérifiée

❖ Remarque :

D'après les résultats, il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes croisée.

#### IX.4.2 Semelles filantes croisée :

a. Étapes de Calcul :

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que :  $\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{S}$

Tel que :

$N = \sum N_{Si}$  de chaque file de poteaux calculé à l'ELS.

**S = B x L**

**B** : Largeur de la semelle.

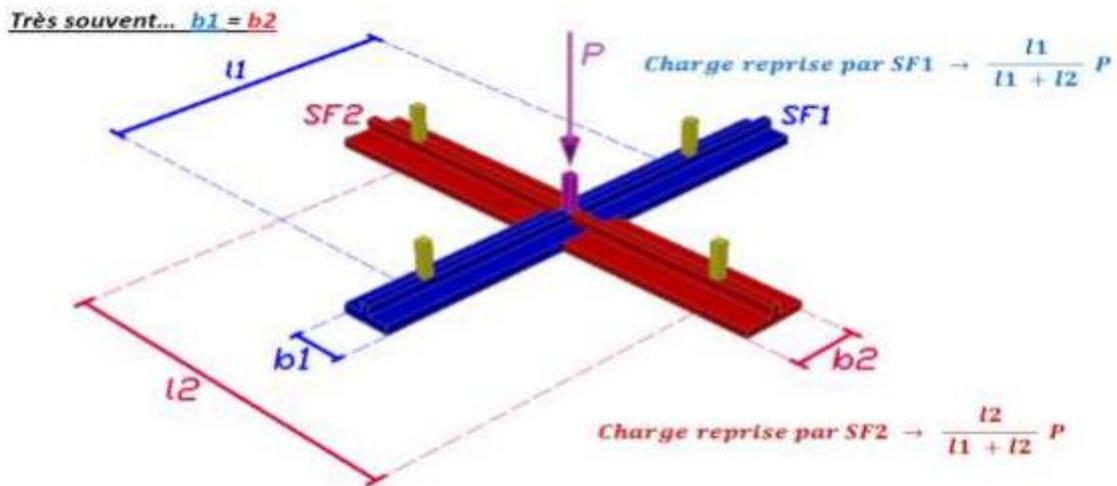
**L** : Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{L\sigma_{sol}}$$

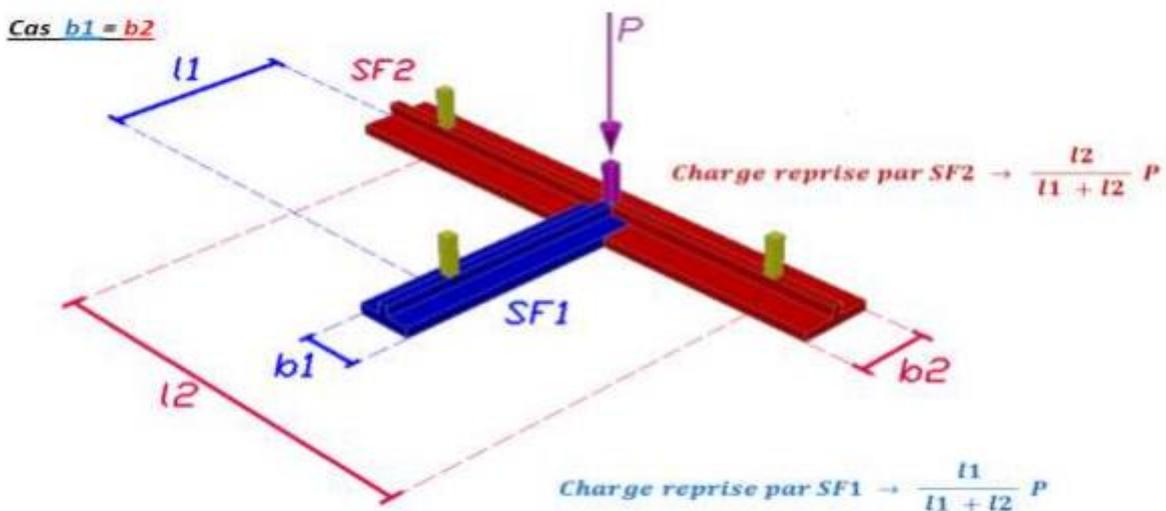
$$\Rightarrow S = B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$h = \left(\frac{B-b}{4}\right) + 5cm$$

NB : répartition des efforts sous de poteaux selon la formule  $\frac{lx}{lx+ly}P$

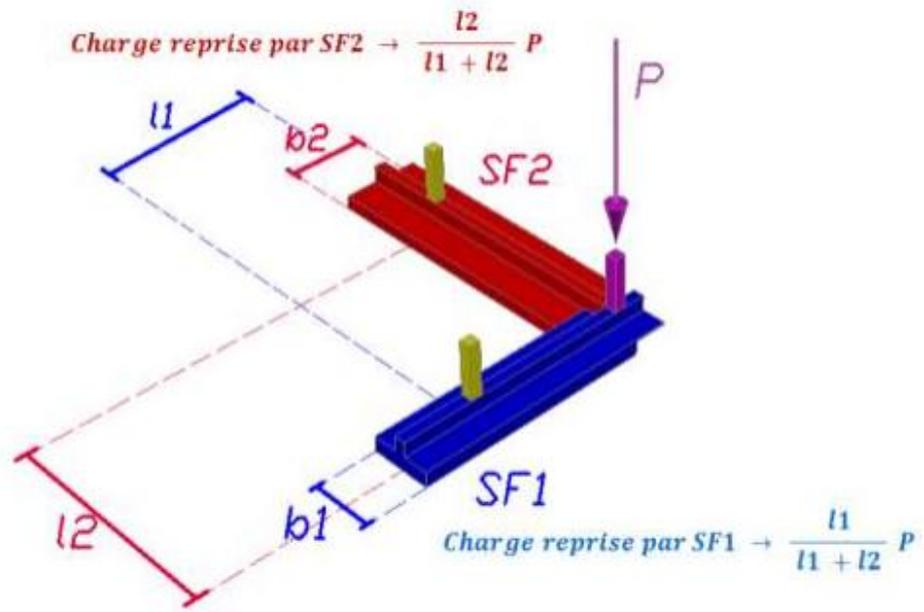


**Figure IX.4:** schéma de répartition de la charge pour chaque nervure dans un poteau central.



**Figure IX.5:** schéma de répartition de la charge pour chaque nervure dans un poteau rive.

Cas  $b_1 = b_2$



**Figure IX.6:** schéma de répartition de la charge pour chaque nervure dans un poteau d'angle.

**Tableau IX.1:** Résultats de répartition des efforts sur les semelles filantes croisé

Story	Label	FZ ELS	Fz ELU	LX	LY	%X	%Y	ELsx	ELUx	ELSy	ELUy
Base	8,00	3483,56	2976,38	2,50	2,50	0,50	0,50	1741,78	1488,19	1741,78	1488,19
Base	15,00	1733,01	1476,56	5,00	2,50	0,67	0,33	1155,34	984,37	577,67	492,19
Base	22,00	1926,25	1647,64	5,25	2,50	0,68	0,32	1304,88	1116,14	621,37	531,50
Base	29,00	1982,45	1702,79	5,50	2,50	0,69	0,31	1362,93	1170,67	619,52	532,12
Base	36,00	1763,92	1521,49	2,50	2,50	0,50	0,50	881,96	760,75	881,96	760,75
Base	43,00	1500,28	1303,01	5,00	2,50	0,67	0,33	1000,19	868,67	500,09	434,34
Base	50,00	4332,79	3769,54	2,50	2,50	0,50	0,50	2166,40	1884,77	2166,40	1884,77
Base	2,00	1535,28	1359,94	2,50	5,00	0,33	0,67	511,76	453,31	1023,52	906,63
Base	9,00	2271,75	1941,38	5,00	5,00	0,50	0,50	1135,88	970,69	1135,88	970,69
Base	16,00	2205,06	1858,23	5,00	5,00	0,50	0,50	1102,53	929,12	1102,53	929,12
Base	23,00	2849,56	2340,99	5,25	5,00	0,51	0,49	1459,53	1199,04	1390,03	1141,95
Base	30,00	2914,22	2390,30	5,50	5,00	0,52	0,48	1526,50	1252,06	1387,72	1138,24
Base	37,00	2812,88	2297,73	2,50	5,00	0,33	0,67	937,63	765,91	1875,25	1531,82
Base	44,00	2657,86	2219,98	5,00	5,00	0,50	0,50	1328,93	1109,99	1328,93	1109,99
Base	51,00	1508,71	1316,10	2,50	5,00	0,33	0,67	502,90	438,70	1005,81	877,40
Base	3,00	1889,66	1658,38	2,50	5,25	0,32	0,68	609,57	534,96	1280,09	1123,42
Base	10,00	1492,21	1266,72	5,00	5,25	0,49	0,51	727,91	617,91	764,30	648,81
Base	17,00	3375,86	2869,30	5,00	5,25	0,49	0,51	1646,76	1399,66	1729,10	1469,64
Base	24,00	34499,56	2909,60	5,25	5,25	0,50	0,50	17249,78	1454,80	17249,78	1454,80
Base	31,00	3348,25	2749,92	5,50	5,25	0,51	0,49	1713,06	1406,94	1635,19	1342,98
Base	38,00	2817,43	2247,83	2,50	5,25	0,32	0,68	908,85	725,11	1908,58	1522,72
Base	45,00	2968,09	2422,10	5,00	5,25	0,49	0,51	1447,85	1181,51	1520,24	1240,59
Base	52,00	1818,23	1575,86	2,50	5,25	0,32	0,68	586,53	508,34	1231,70	1067,52
Base	46,00	1204,42	1080,02	2,50	5,50	0,31	0,69	376,38	337,51	828,04	742,51
Base	53,00	2121,44	1851,84	5,25	5,50	0,49	0,51	1036,05	904,39	1085,39	947,45
Base	57,00	959,96	875,77	5,50	5,50	0,50	0,50	479,98	437,89	479,98	437,89

Base	19,00	2597,63	2089,51	2,50	5,50	0,31	0,69	811,76	652,97	1785,87	1436,54
Base	26,00	3102,26	2522,59	5,00	5,50	0,48	0,52	1477,27	1201,23	1624,99	1321,36
Base	32,00	2093,21	1809,74	2,50	5,50	0,31	0,69	654,13	565,54	1439,08	1244,20
Base	47,00	14480,75	1295,41	2,50	5,25	0,32	0,68	4671,21	417,87	9809,54	877,54
Base	54,00	3464,26	2899,06	5,25	5,25	0,50	0,50	1732,13	1449,53	1732,13	1449,53
Base	1,00	3292,10	2709,70	5,50	5,25	0,51	0,49	1684,33	1386,36	1607,77	1323,34
Base	7,00	2792,79	2229,31	2,50	5,25	0,32	0,68	900,90	719,13	1891,89	1510,18
Base	25,00	2965,56	2420,52	5,00	5,25	0,49	0,51	1446,61	1180,74	1518,95	1239,78
Base	33,00	1838,09	1594,81	2,25	5,25	0,30	0,70	551,43	478,44	1286,66	1116,37
Base	20,00	1335,46	1157,54	2,25	5,00	0,31	0,69	414,45	359,24	921,01	798,30
Base	27	2710,74	2249,47	5,25	5,00	0,51	0,49	1388,43	1152,17	1322,31	1097,30
Base	34	2750,91	2274,16	5,50	5,00	0,52	0,48	1440,95	1191,23	1309,96	1082,93
Base	41	2703,52	2214,78	2,50	5,00	0,33	0,67	901,17	738,26	1802,35	1476,52
Base	48	2652,02	2215,27	5,00	5,00	0,50	0,50	1326,01	1107,64	1326,01	1107,64
Base	55	1549,76	1350,00	2,50	5,00	0,33	0,67	516,59	450,00	1033,17	900,00
Base	21	3684,24	3175,25	2,50	2,50	0,50	0,50	1842,12	1587,63	1842,12	1587,63
Base	28	1534,50	1328,92	5,25	2,50	0,68	0,32	1039,50	900,24	495,00	428,68
Base	35	1833,74	1587,11	5,50	2,50	0,69	0,31	1260,70	1091,14	573,04	495,97
Base	42	1645,32	1428,06	2,50	2,50	0,50	0,50	822,66	714,03	822,66	714,03
Base	49	1473,78	1282,53	5,00	2,50	0,67	0,33	982,52	855,02	491,26	427,51
Base	56	4153,26	3611,70	2,50	2,50	0,50	0,50	2076,63	1805,85	2076,63	1805,85

**Tableau IX.2:** Les charges qui reviennent pour chaque fille sens (x-x)

Sens x-x	Label culum	P ELS	P ELU
SF 8	50-51-59-32-33-55-56	10239.45	8896.11
SF 7	43-44-45-26-25-48-49	8310.47	6881.21
SF 6	36-37-38-19-7-41-49	10968.56	8952.56

<b>SF 5</b>	29-30-31-57-1-34-35	7613.18	6353.47
<b>SF 4</b>	22-23-24-53-54-27-28	23896.01	7051.21
<b>SF 3</b>	15-16-17-46-47-20-21	16810.01	6896.93
<b>SF 2</b>	8-9-10	3641.96	3107.69
<b>SF 1</b>	2-3	2303.61	2030.05

**Tableau IX.3:** Les charges qui reviennent pour chaque fille sens (y-y)

<b>Sens x-x</b>	<b>Label Culum</b>	<b>P ELS</b>	<b>P ELU</b>
<b>SF A</b>	21-28-35-42-49-56	8024.13	6953.91
<b>SF B</b>	20-27-34-41-48-55	5987.6	4998.54
<b>SF C</b>	47-54-1-7-25-33	10986.61	5632.07
<b>SF D</b>	46-53-57-19-26-32	6869.95	7643.58
<b>SF E</b>	3-10-45-24-31-38-52	22855.93	6139.38
<b>SF F</b>	2-9-16-23-30-37-44-50	8505.66	7118.82
<b>SF G</b>	8-15-22-29-36-43-50	9613.48	8273.56

b. Dimensionnement de la table

- La hauteur de la table

$$h_t = \left( \frac{B - b}{4} \right) + 5cm$$

**Tableau IX.4:** résumer les calcule des démentions de la table sens (x-x).

Sans X-X	L	g	B	B Choix	1.5 B	Lmin	Observation	H	H Choix	S
SF A	26	200	1.55	3.20	4.80	5	Pas de risque de chevauchement entre 2 semelles	0.66	0.70	83.20
SF B	26	200	1.18	3.20	4.80	5	Pas de risque de chevauchement entre 2 semelles	0.66	0.70	83.20
SF C	26	200	3.17	3.20	4.80	5	Pas de risque de chevauchement entre 2 semelles	0.66	0.70	83.20
SF D	26	200	1.32	3.20	4.80	5	Pas de risque de chevauchement entre 2 semelles	0.66	0.70	83.20
SF E	36	200	2.11	3.20	4.80	5	Pas de risque de chevauchement entre 2 semelles	0.66	0.70	115.2
SF F	36	200	1.11	3.20	4.80	5	Pas de risque de chevauchement entre 2 semelles	0.66	0.70	115.2
SF G	31	200	1.54	3.20	4.80	5	Pas de risque de chevauchement entre 2 semelles	0.66	0.70	99.2

**Tableau IX.5:** Résumer les calculs des démentions de la table sens (y-y).

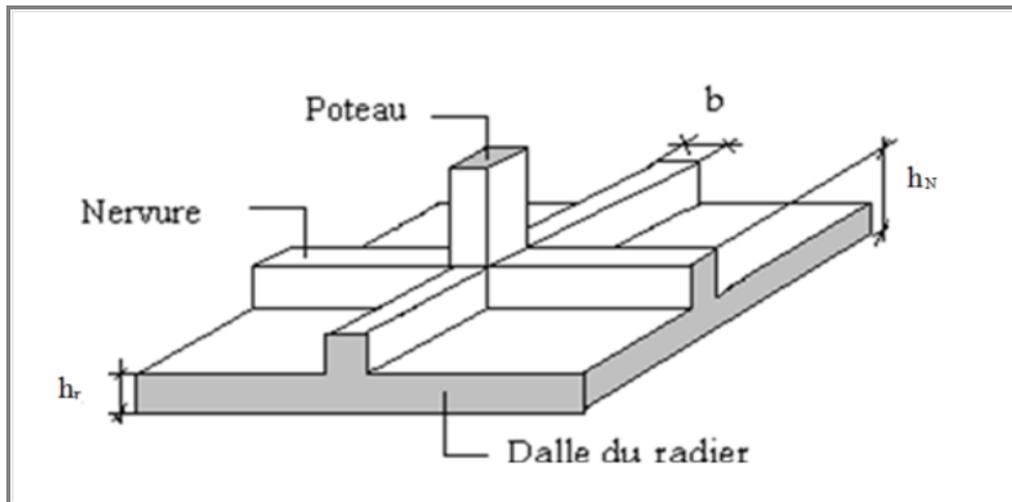
**Remarque :**

<b>Sans Y-Y</b>	<b>L</b>	<b><math>\sigma</math></b>	<b>B</b>	<b>B Choix</b>	<b>1.5 B</b>	<b>Lmin</b>	<b>Observation</b>	<b>H</b>	<b>H Choix</b>	<b>S</b>
<b>SF1</b>	5	200	2.3	3.90	5.85	5	Risque de chevauchement entre 2 semelles	0.90	1	19.5
<b>SF2</b>	10	200	1.82	3.90	5.85	5	Risque de chevauchement entre 2 semelles	0.90	1	39
<b>SF3</b>	31	200	2.71	3.90	5.85	5	Risque de chevauchement entre 2 semelles	0.90	1	120.9
<b>SF4</b>	31	200	3.85	3.90	5.85	5	Risque de chevauchement entre 2 semelles	0.90	1	120.9
<b>SF5</b>	31	200	1.23	3.90	5.85	5	Risque de chevauchement entre 2 semelles	0.90	1	120.9
<b>SF6</b>	31	200	1.77	3.90	5.85	5	Risque de chevauchement entre 2 semelles	0.90	1	120.9
<b>SF7</b>	31	200	1.34	3.90	5.85	5	Risque de chevauchement entre 2 semelles	0.90	1	120.9
<b>SF8</b>	31	200	1.65	3.90	5.85	5	Risque de chevauchement entre 2 semelles	0.90	1	120.9

La semelle filante croisée n'est pas vérifiée pour notre cas, donc on passe aux calculs d'un radier générale.

#### IX.4.3 Radier général :

a) Pré dimensionnement du radier :



**Figure IX.7 :** Radier général nervuré.

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 sera raidie par des nervures croisées.

Dans notre cas, on a opté pour un radier nervuré (plus économique que pratique). L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

- Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier, il faut que :

$$\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$$

Tel que : 
$$\sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

- $N_{ser} = 112626.802 \text{ kN}$  (Obtenu à partir du ETABS).
- $\sigma_{sol} = 1.8 \text{ bars}$

$$\Rightarrow S_{nec} \geq 625.70 \text{ m}^2$$

La section nécessaire est inférieure à celle du bâtiment ( $821 \text{ m}^2$ ).

La surface totale du radier devient  $S_{rad} = 821 \text{ m}^2$

- Epaisseur de la dalle :

- Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_1 \leq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

$L_{max}$  : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{max} = 5.5 \text{ m} \quad ; 22\text{cm} \leq h_1 \leq 27.5\text{cm} \quad \rightarrow h_1 = 30\text{cm}$$

On prend :  $h_1 = 30 \text{ cm}$

- Condition de cisaillement :

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,1 f_{c28}}{4 \text{ MPa}}\right) = 2,5 \text{ MPa}$

Avec :

- $T_u = \frac{q \times L}{2}$
- $q = \frac{N_u \times 1 \text{ ml}}{S_{\text{rad}}}$
- $N_u = N_u(\text{superstructure}) + N_u(\text{sous - sol}) = 31380 \text{ kN}$

Donc on a :

- $L = 5.5 \text{ m}$
- $b_{\text{sf}} = 1 \text{ m}$

$$\tau_u = \frac{q \times L}{2 \times b \times d} = \frac{N_u \times L \times 1 \text{ ml}}{2 \times S_{\text{rad}} \times b_{\text{sf}} \times d} = \frac{N_u \times L}{2 \times S_{\text{rad}} \times b_{\text{sf}} \times (0,9h)} \leq \bar{\tau}_u$$

$$h_2 \geq \frac{N_u \times L \times 1 \text{ ml}}{2 \times S_{\text{rad}} \times b_{\text{sf}} \times (0,9\bar{\tau}_u)} = 15.62 \text{ cm}$$

Le choix final :

$$h \geq \max(h_1; h_2) = 30 \text{ cm}$$

b) Dimensionnement des nervures :

- Largeur de la nervure :

- Condition de coffrage

$$b \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} = \frac{550}{10} = 55 \text{ cm}$$

Donc on opte  $b=60 \text{ cm}$

- Hauteur de la nervure :

- **Condition de la flèche :**

La hauteur des nervures se calcule par le critère de résistance :

$$\frac{L_{\text{max}}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\text{max}}}{10}$$

On a:

$$L_{\max} = 5.5 \text{ m}$$

$$36.7 \text{ cm} < h_n < 55 \text{ cm} \rightarrow h_1 = 50 \text{ cm}$$

❖ Condition de la raideur :

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante :  $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

**I** : Inertie de la section transversale du radier ( $I = \frac{bh^3}{12}$ )

**E** : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne **E=20000MPa**).

**b=1** : Largeur de la semelle par bande d'un mètre (**b=1m**).

**K** : Coefficient de raideur du sol (**0,5kg/cm<sup>3</sup> ≤ K ≤ 12kg/cm<sup>3</sup>**).

On pourra par exemple adopter pour **K** les valeurs suivantes :

- **K=0,5[kg/cm<sup>3</sup>]** → pour un très mauvais sol.
- **K=4 [kg/cm<sup>3</sup>]** → pour un sol de densité moyenne.
- **K=12[kg/cm<sup>3</sup>]** → pour un très bon sol.

$$\text{On aura : } h_n \geq \sqrt[3]{\frac{3K\left(\frac{2L_{\max}}{\pi}\right)^4}{E}}$$

AN:

$$K=4[\text{kg/cm}^3]$$

$$L_{\max} = 5.5 \text{ m}$$

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 0,04 \left(\frac{2 \times 5500}{\pi}\right)^4}{20000}} \Rightarrow h_n \geq 96.6 \text{ cm} \Rightarrow h_2 = 100 \text{ cm}$$

✓ Conclusion :

On prend : **h<sub>n</sub>=100 m**

**Le choix :**

- Épaisseur de la dalle du radier **h=30 cm**

**Les dimensions de la nervure :**  $\begin{cases} h_n = 100 \text{ cm} \\ b = 60 \text{ cm} \end{cases}$

IX.4.3.1. Caractéristiques géométriques du radier :

**a.** Position du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = 18.23 \text{ m} \\ Y_G = 15.5 \text{ m} \end{cases}$$

**b.** Moments d'inertie :

$$\begin{cases} I_{xx} = 114356.00 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 81542.39 \text{ m}^4 \end{cases}$$

IX.4.3.2. Vérifications Nécessaires :

1. Vérification de la stabilité du radier :

Selon RPA99/version 2003(Art.10.1.5) on doit vérifier que :

$$e = \frac{M_r}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

- N : Charge verticale permanente :  $N = N_1 + N_2$
- $N_1$  : Poids propre de la structure.
- $N_2$  : Poids propre du radier :  $N_2 = \rho_b \times S_{\text{rad}} \times h$
- $M_R$  : Moment de renversement dû aux forces sismique :  $M_R = \sum M_0 + V_0 h$
- $M_0$  : Moment à la base de la structure.
- $V_0$  : L'effort tranchant à la base de la structure.
- h : Profondeur de l'ancrage de la structure.

On a :

$$N_1 = 106019.08 \text{ kN}$$

$$N_2 = 6607.5 \text{ kN}$$

$$N = 112620.58 \text{ kN}$$

➤ **Sens x :**

-  $M_{0x} = 112909.08 \text{ kN.m}$

-  $V_{0y} = 6808.140 \text{ kN}$

-  $h = 5.96\text{m}$

-  $B_x = 36.45 \text{ m}$

Donc :

$$M_R = 169068.26 \text{ kN.m}$$

$$e_x = \frac{M_r}{N} = 1.50 \text{ m} \leq \frac{B}{4} = 9.11 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Sens y :**

-  $M_{0y} = 127422.25 \text{ kN.m}$

-  $V_{0y} = 6835.17 \text{ kN}$

-  $h = 5.96\text{m}$

-  $B_y = 31 \text{ m}$

Donc :

$$M_R = 173764.7026 \text{ kN.m}$$

$$e_y = \frac{M_r}{N} = 1.54 \text{ m} \leq \frac{B}{4} = 7.750 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

2. Vérification des contraintes sous le radier :

$$\sigma_{\text{sol}} = 1.8 \text{ bars.}$$

Les contraintes du sol sont données par :

2.1- Sollicitation du premier genre :

A L'ELS :

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} = \frac{112626.58}{881} = 127.84 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{ser}} = 127.84 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 180 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

2.2- Sollicitation du second genre :

On doit vérifier les contraintes sous le radier ( $\sigma_1$  ;  $\sigma_2$ )

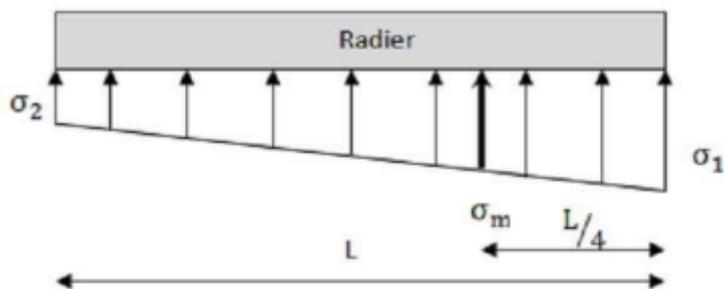
Avec :

$$- \sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M}{I} Y$$

$$- \sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M}{I} Y$$

On vérifie que :

- $\sigma_1$  Ne doit pas dépasser  $1.8 \sigma_{\text{sol}}$ .
- $\sigma_2$  Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.
- $\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + 2\sigma_2}{4}$  Reste toujours inférieur à  $1,33 \sigma_{\text{sol}}$ .



**Figure IX.7 :** Contraintes sous le radier.

A L'ELU :

- $N_u = 1,35G + 1,5Q = 116442.3 \text{ kN}$
- $M$  : Moment de renversement :  
 $M_r \text{ x-x} : 157418.94 \text{ KN.m}$   
 $M_r \text{ y-y} : 153316.79 \text{ KN.m}$

$$I_{xx} = 114356 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 81542.39 \text{ m}^4$$

$$S_{\text{rad}} = 881 \text{ m}^2$$

**Tableau IX.6 :** Contrainte sous le radier à l'ELU.

	$\sigma_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m <sup>2</sup> )
Sens x-x	175.65	107	152.53
Sens y-y	162.71	120.03	152.04
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol} = 270$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 239.4$

A L'ELS :

- $N_s = G + Q = 112616.58 \text{ kN}$
- $M$  : Moment de renversement.

**Tableau IX.7 :** Contrainte sous le radier à l'ELS.

	$\sigma_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m <sup>2</sup> )
Sens x-x	162.12	93.56	144.98
Sens y-y	149.18	106.50	138.51
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol} = 270$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 239.4$

❖ Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

### 2.3 Détermination des sollicitations les plus défavorables :

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

**ELU :**  $q_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 152.53 \text{ kN /m}$

**ELS :**  $q_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 144.98 \text{ kN /m}$

### IX 4.3.3. Ferraillage du radier :

#### ❖ Ferraillage de la dalle 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.

On peut donc se rapporter aux méthodes données par le **BAEL 91**.

#### 1. Ferraillage de la dalle du radier :

##### 1.1 Méthode de calcul :

Notre radier comporte des panneaux de dalles appuyées sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie.

➤ Si  $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de

la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots\dots\dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots\dots\dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

#### • Panneau de rive :

- Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,85M_x$$

$$M_{ty} = 0,85M_y$$

- Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_x \quad (\text{appui de rive})$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x \quad (\text{autre appui})$$

#### • Panneau intermédiaire :

- Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,75M_x$$

$$M_{ty} = 0,75M_y$$

- Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_0$$

➤ Si  $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée :  $M_t = 0,85M_0$

- Moment sur appuis :  $M_a = 0,5M_0$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{ql^2}{8} 65.205$$

**ELU :**  $v = 0$

**Tableau IX.7 :** Calcul des moments à l'ELU

$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$\frac{L_x}{L_y}$	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_x$ (kN.m)	$M_{tx}$ (kN.m)	$M_y$ (kN.m)	$M_{ty}$ (kN.m)	$M_a$ (kN.m)
5	5.5	0,9	0,0456	0,7834	173.88	130.41	136.41	238.72	65.205

**ELS :**  $v = 0.2$

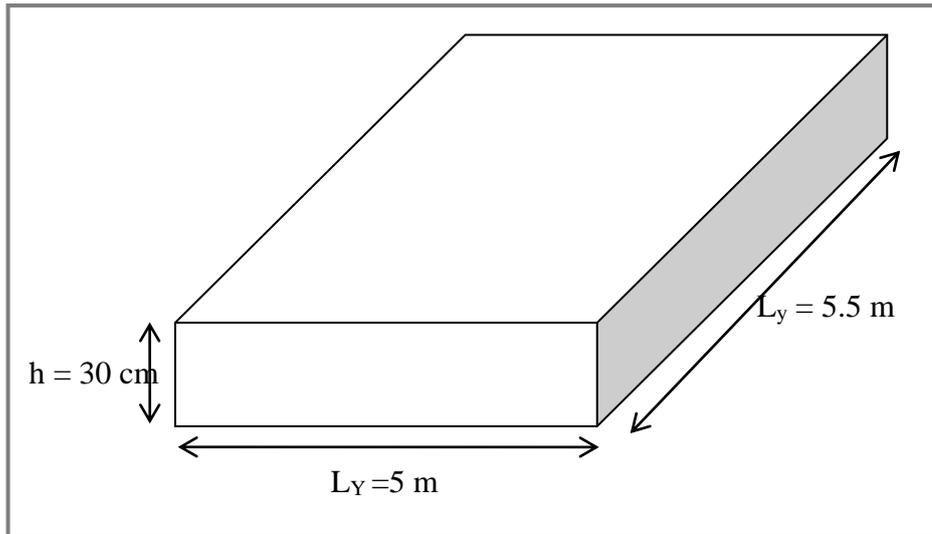
**Tableau IX.8 :** Calcul des moments à l'ELS

$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$\frac{L_x}{L_y}$	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_x$ (kN.m)	$M_{tx}$ (kN.m)	$M_y$ (kN.m)	$M_{ty}$ (kN.m)	$M_a$ (kN.m)
5	5.5	0,9	0,0456	0,7834	165.28	123.96	129.60	97.25	64.83

## 1.2 Calcul du ferrailage :

### a) Ferrailage du radier :

Le ferrailage se calcule avec le moment maximum en travée et sur appuis, en suivant l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.



**Figure IX.8 :** Schéma du radier

Les données :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPas} ; FeE500 ;$$

$$\sigma_s = 435 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 30 \text{ cm} ; d = 0,9h = 27 \text{ cm}$$

❖ Section minimale :

$$\text{Sens y-y : } 0,08\% bh = 2,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sens x-x : } A_{s \text{ min}} = 1,2 (A_{s \text{ min}} \text{ suivant } y - y) = 3.456 \text{ cm}^2$$

$$\text{CNF: } A_{s \text{ min}} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.6 \text{ cm}^2$$

**Tableau IX.7 :** Ferrailage des panneaux du radier.

	Sens	$M_u$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$\mu$	$\alpha$	$Z$ ( $\text{mm}$ )	$A_s^{cal}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{s \text{ min}}$ ( $\text{cm}^2$ )	Choix	$A_s^{adp}$ ( $\text{cm}^2$ )
Travée	x-x	130.41	0.042	0.054	264.16	11.35	2.6	6T16	12.06
	y-y	238.72	0.077	0.1	259.2	21.17	2.6	7T20	21.99
Appuis	x-x	65.205	0.021	0.027	267.08	5.61	2.6	6T12	6.79
	y-y	119.36	0.038	0.048	264.81	10.36	2.6	6T16	12.06

❖ Espacement :

- En Travée :

$$\text{Sens x-x : } \text{esp} = 16.62 < \text{Min} \left( \frac{3h}{33\text{cm}} \right) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

$$\text{esp} = 20\text{cm}$$

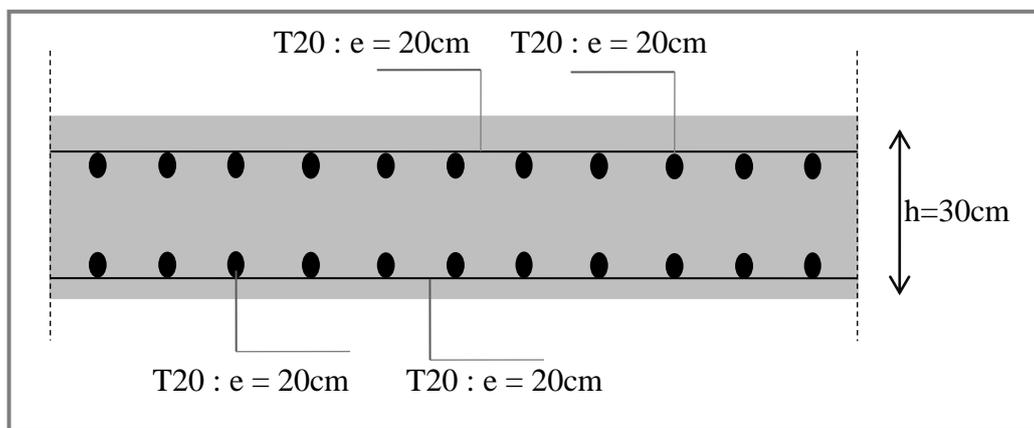
Sens y-y :  $esp = 20\text{cm} < \text{Min}\left(\frac{4h}{45\text{cm}}\right) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$   $esp=20\text{cm}$

- En Appuis :

Sens x-x et y-y :  $esp = \frac{100}{5} = 20\text{ cm} < \text{Min}\left(\frac{3h}{33\text{cm}}\right) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$   $esp=20\text{cm}$

**Tableau IX.8** : Vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	$M_{ser}$ ( <i>kN.m</i> )	$A_s$ ( <i>cm</i> <sup>2</sup> )	$Y$ ( <i>cm</i> )	$I$ ( <i>cm</i> <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ ( <i>MPa</i> )	$\bar{\sigma}_{bc}$ ( <i>MPa</i> )	<b>Obs</b>	$\sigma_s$ ( <i>MPa</i> )	$\bar{\sigma}_s$ ( <i>MPa</i> )	<b>Obs</b>
Travée	x-x	123.96	10.68	15.35	247178.21	7.70	15	Ok	191.56	201.6	Ok
	y-y	97.25	8.41	12.86	192534.61	6.50	15	Ok	194.81	201.6	Ok
Appuis	x-x	82.64	7.133	10.87	191432.019	4.70	15	Ok	167.8	201.6	Ok
	y-y	64.83	5.58	10.12	182583.10	3.36	15	Ok	138.41	201.6	Ok



**Figure IX.8** : Ferrailage de la dalle du radier.

b) Ferraillage des nervures :

▪ Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire.

$$\text{On a : } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

$$\begin{cases} \text{En travée : } M_t = 0,85M_0 \\ \text{Sur Appuis : } M_a = 0,50 M_0 \end{cases}$$

▪ Calcul des armatures :

$$b = 60\text{cm} ; h = 100\text{ cm} ; d = 0.9 * h = 90\text{ cm}$$

➤ Sens porteur (x-x) :

$$Lx = 5\text{ m} ; q_u = 152.35\text{ kN/m} ; M_0 = 476.09\text{ kN.m}$$

**Tableau IX.9 :** Ferraillage des nervures sens x-x.

	$M_{ser}$ ( $kN/m^2$ )	$\mu$	$\alpha$	$Z$ ( $cm$ )	$A_s^{cal}$ ( $cm^2$ )	Choix	$A_s^{adp}$ ( $cm^2$ )
Travée	404.70	0.058	0.071	874.41	10.64	6T16	12.06
Appuis	238.045	0.035	0.043	884.52	6.18	6T14	9.24

➤ Sens (y-y) :

$$L = 5.5\text{ m} ; q_u = 103.06\text{kN/m} ; M_0 = 463.77\text{ kN.m}$$

**Tableau IX.10 :** Ferraillage des nervures sens y-y.

	$M_{ser}$ ( $kN/m^2$ )	$\mu$	$\alpha$	$Z$ ( $cm$ )	$A_s^{cal}$ ( $cm^2$ )	Choix	$A_s^{adp}$ ( $cm^2$ )
--	---------------------------	-------	----------	-----------------	---------------------------	-------	---------------------------

Travée	316.20	0.045	0.058	879.12	8.27	6T16	12.06
Appuis	210.40	0.045	0.058	879.12	5.50	6T14	9.24

▪ Vérfications nécessaires :

✓ **Condition de non fragilité :**

$$h = 100 \text{ cm} ; b = 75 \text{ cm}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e} = 11.41 \text{ cm}^2 < 12,06 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

✓ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau IX.11 :** Vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	$M_{ser}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$Y$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	<b>Obs</b>	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	<b>Obs</b>
Travée	x-x	404.70	12	24.01	3402530.45	3.50	15	Ok	337.38	201.6	Ok
	y-y	238.04	9.24	22.40	2903685.04	1.70	15	Ok	210.3	201.6	Ok
Appuis	x-x	316.20	17.06	22.40	2298945.61	3	15	Ok	227	201.6	Ok
	y-y	210.40	9.24	19.61	2903685.04	1.36	15	Ok	204	201.6	Ok

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4MPa) = 2,5 \text{ MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{152.35 \times 5}{2} = 380.89 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{380.89 \times 10^3}{600 \times 900} = 0,71 < \bar{\tau}_u = 2,1 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

▪ Armature transversale :

• Selon les **RPA 99 version 2003** :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ Pas de reprise de bétonnage})$$

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa}\right) = 0,4 \text{ MPa}$$

• Selon le **BAEL 99** :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_t\right) = 24 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 50 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone Courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10}\right) = 2 \text{ cm}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; FeE500 ; b = 60 \text{ cm} ;$$

$$h = 100 \text{ cm} ; d = 0,9h = 126 \text{ cm} ; \tau_u = 0,32 \text{ MPa}$$

On Trouve :

$$S_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

$$A_t = 3,15 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$A_t = 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

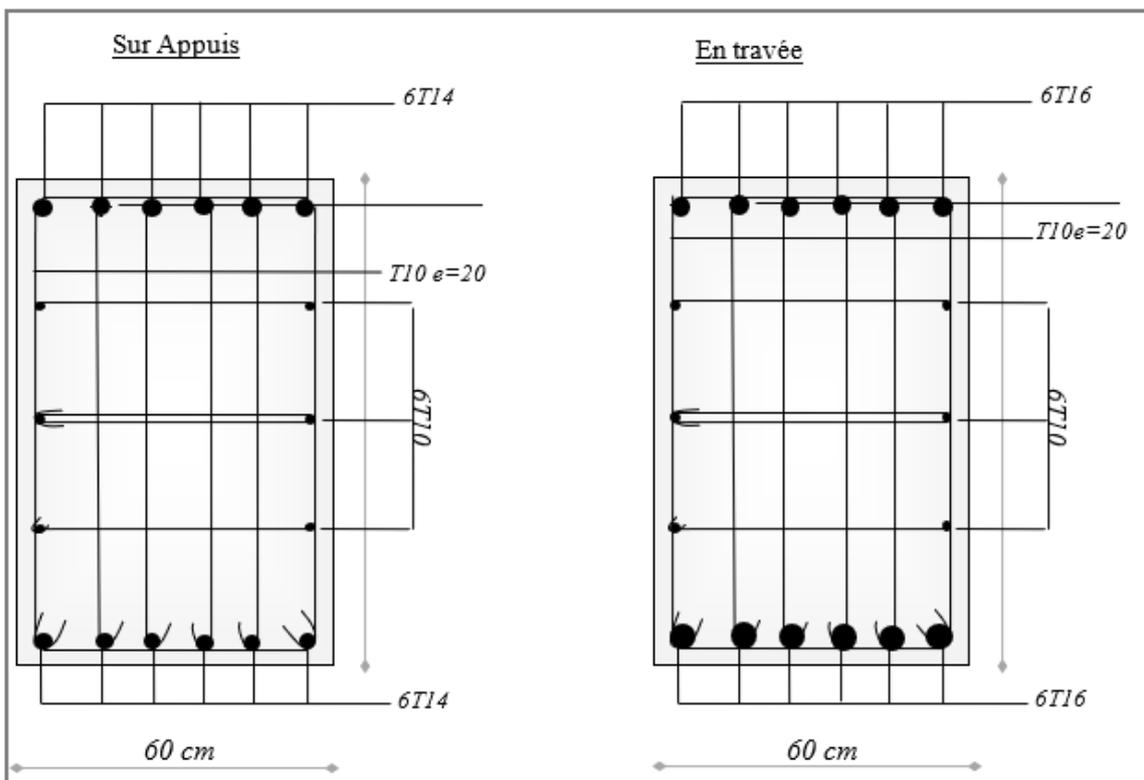
➤ Armature de peau : D'après le **BAEL 99** :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne pour les poutres de grande hauteur, il y'a lieu de prévoir des armatures de peau, dont la section dépend du préjudice de la fissuration. En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

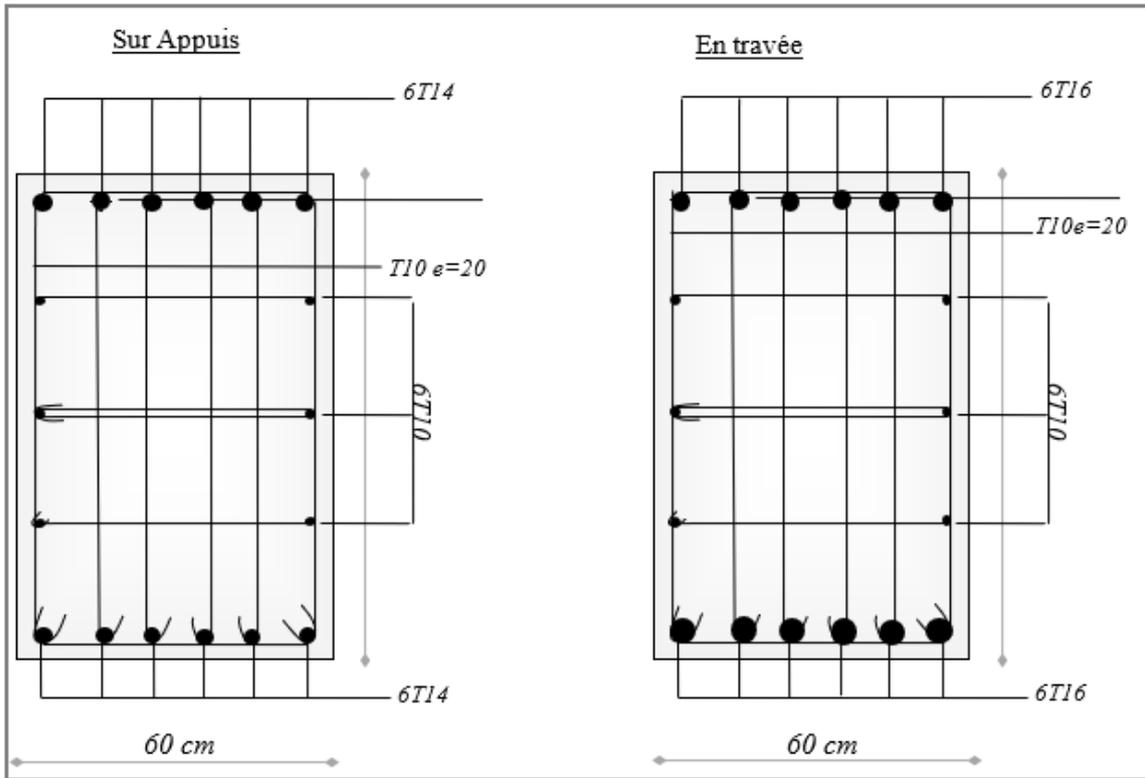
$$\text{On a } A_p = 3 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Pour les armatures de peau : } A_p = 3 \times 1,3 = 3,9 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend* : } 6T10 = 4,71 \text{ cm}^2$$



**Figure IX.9** : Ferrailage des nervures sens x-x.



**Figure IX.10 :** Ferrailage des nervures sens y-y.

## CONCLUSION

En fin de ce Modest travail, nous sommes arrivées aux conclusions suivantes :

- Le chargement de la structure en béton armé nous a obliger de modifier un peu l'architecture.
- Les escaliers circulaires présentent des difficultés en charpente métallique notamment dans les éléments et l'ascenseur, dans on les a changés par des escalier de deux volées.
- La souplesse du plancher dans le sens X à provoquer une augmentation des structures qui a fallu redéfinir cette partie par l'introduction des plancher en treillis.
- L'utilisation des logiciels ETABS, ROBOT et AUTOCAD nous à permis d'approfondir notre projet.
- Le calcul des fondations nous a permis de se familiariser beaucoup plus avec le béton armé et l'utilisation du règlement BAEL, chose qu'on n'a pas eu la chance d'apprendre durant notre cursus.
- On a aussi pu comprendre la vraie mission de l'ingénieur qui ne vise pas seulement à calculer et dimensionner les structures mais plutôt garantir la sécurité structurale de la construction et aussi la sécurité de ses exploitants tout en prenant en compte l'aspect économique.

