



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم
Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem
كلية العلوم و التكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil & Architecture



N° d'ordre :

**Mémoire de fin d'étude de
Master ACADEMIQUE**

Filière : Génie civil

Spécialité : structure

**ETUDE D'UN COMPLEXE
TOURISTIQUE**

Présenté par :

Merabet Loubna Chahinez

Hezil Abdelrrahim

Encadré par :

Mr T.Mehela

Président : Mr Bensoula

Examineur : Mr Zelmat

Année universitaire : 2020/2021

Introduction Générale :

La construction est l'ensemble des techniques qui permettent de bâtir un refuge pour l'homme et qui nécessite un bon aménagement. Il est donc nécessaire d'une part de connaître l'éventail des solutions possibles avec leurs suggestions particulières, leurs limites, leurs couts et d'autres part de recenser et d'évaluer les contraintes le plus précisément possible, pour ne pas s'exposer à des imprévus pendant les exécutions.

Pour cela la construction verticale dans les pays industrialisés est privilégiée dans un soucis d'économie de l'espace.

Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner.

Chaque étude de projet du bâtiment a pour but :

- ❖ D'assurer la sécurité et la stabilité de l'ouvrage
- ❖ Economie : sert à diminuer les couts du projet

L'utilisation du béton armé dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux avec beaucoup d'autres avantages comme ; " souplesse d'utilisation , durabilité , résistance au feu"

Quels que soient les types de bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent de nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement.

Les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque types de bâtiment.

Liste de symboles

ELU : Etat limite ultime de résistance

ELS : Etat limite de service

G : Charge permanents

Q ; P : Charge d'exploitation

E : Charge sismique

q_u : Chargement ultime

q_s : Chargement de service

M_f : Moment fléchissant

M_t : Moment de flexion en travée

M_a : Moment de flexion en appui

M_d : Moment en appui droite

M_g : Moment en appui gauche

N : Effort normal

T_d : Effort tranchant à droite du point considéré

T_g : Effort tranchant à gauche du point considéré

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge

f_{t28} : Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours d'âge

E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantané

E_{vj} : Module de déformation longitudinale différée

γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton

h : Hauteur des éléments (poteaux, poutres)

b : Largeur des éléments

h_0 : Hauteur de la table de compression

σ_b : Contrainte de calcul dans le béton

$\bar{\sigma}_b$: Contrainte admissible limite dans le béton

σ_s : Contrainte de calcul dans l'acier

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte admissible limite dans l'acier

τ_u : Contrainte tangentielle de calcul

$\bar{\tau}_u$: Contrainte tangentielle limite

\emptyset_t : Diamètre des armatures

S : Espacement entre armatures transversales

A_u : Armatures calculées à l'ELUR

A_s : Armatures calculées à ELS

A_a : Armatures en appuis

A_t : Armatures en travées

I_{xx} : Inertie par rapport à l'axe des abscisses

I_{yy} : Inertie par rapport à l'axe des ordonnées

M_{zz} : Inertie massique

L_f : Longueur de flambement

B_r : Section réduite

L_x : La plus petite dimension d'un panneau de dalle pleine

L_y : La plus grande dimension d'un panneau de dalle pleine

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène

I_f : Moment d'inertie fictif

f : Flèche due à une charge considérée (g ; j ; p)

Δ_{ft} : Flèche total

: Rapport entre deux dimensions (L_x/L_y)

λ : Elancement

W : Poids total de la structure.

β : Coefficient de pondération.

SOMMAIRE :

Introduction et présentation du projet

Introduction	1
Présentation du projet :	1
Description du projet :.....	1
Description du bâtiment	1
2- Caractéristiques générales :.....	2
3.1- caractéristiques géométriques :.....	2
3.2- caractéristiques géotechniques du sol :	3

Conception et pré-dimensionnement des éléments structuraux :

II.1- Introduction :	7
II.2- Murs :	7
II.2.1- : Murs extérieurs.....	7
II.2.2- : Murs intérieurs (simple parois)	7
II.3- Pré dimensionnement des poutres :.....	7
II.3.1- Poutre principale :	7
II.4- Pré dimensionnement des planchers :	8
II.4.1- Plancher à corps creux :	9
II.4.2- Plancher à dalle pleine :	10
II.5- Descente de charges : DTR-BC2.2	11
II.5.1- Plancher terrasse inaccessible.....	11
II.5.2- Plancher Haut 5 ^{ème} étage	11
II.5.3- Plancher étage courant	12
II.5.4- Plancher RDC	12
II.6: Pré dimensionnement des poteaux	13
I.6.2 Dégression des surcharges d'exploitation	15
II.7- Pré dimensionnement des voiles et contreventements :	23
II.7.1- Voile de contreventement	23

Etude des planchers :

III.1- Introduction :.....	25
III.2 - Plancher à corps creux :.....	25
III.2.1 Détermination des dimensions des poutrelles :.....	26
III.2.2- Ferrailage de la dalle de compression :.....	27
III.2.3 Evaluation des charges :.....	29
III.2.4- Méthode de calcul :	29
III.2.5- Application de la méthode forfaitaire :.....	30
III.2.6- Détermination des armatures ;.....	38
III.2.7- Vérification de la flèche :	40

Etude des éléments secondaires :

IV.1- Etude des escaliers :.....	49
IV.1.1- Définition :.....	49
IV.1.3- Poutre palier:.....	58
IV.1.3.1- Pré-dimensionnement :.....	58
IV.2.2- Le rôle de l'acrotère :	63
IV.2.3- - Calcul du ferrailage :.....	63
IV.2.4- Détermination des sollicitations :.....	63
IV.3- Etude des balcons :	67
IV.3.1- Evaluation et combinaison des charges :	68
IV.3.2- Calcul du ferrailage :	70
IV.3.3- Vérification de la flèche :.....	72

Etude sismique

V.1- Introduction :.....	73
V.2-Méthodes de calcul :.....	73
V.2.1 Méthode statique équivalente :.....	73

V.2.2- Méthode dynamique :	75
V.3- Etapes de modélisation :	76
V.3.1- Détermination des charges :	77
V.4- Interprétation des résultats :	78
V.4.1- Vérification la résultante des forces sismiques :	78
V.5- Calcul de la force sismique :	80
V.6- Vérification vis-à-vis le règlement parasismique Algérien RPA 2003.....	82
V.6.1- Vérification du comportement dynamique :.....	82

Etude des portiques

VI.1- Introduction :	91
VI.2-Définition :	91
VI.2.1- Poteaux :	91
VI.2.2- Poutres :	91
VI.3- Ferrailage des portiques :	91
VI.3.1- Combinaisons d'actions :	91
VI.3.2- Ferrailage des poutres :	92
VI.3.3. Ferrailage des poteaux :	101

Etude des voiles

VII.1)-Introduction :	118
.II.2- Ferrailage des voiles de contreventement :	118
VII.2.1- les armatures verticales :	118

Etude de l'infrastructure

VIII.1. Introduction :	134
1-Généralité:.....	134
VIII.2) Etude du radier :	134
VIII.2.1)Généralité :	134
VIII.2.2)Pré dimensionnement du radio :	135

VIII.2. 3) Détermination des sollicitations :.....	140
VIII.2.4) Ferrailage du radier :.....	145
VIII.2.4.1) Ferrailage de la dalle :.....	145

Chapitre 01 :

Introduction et présentation de l'ouvrage

I- Introduction et présentation du projet

INTRODUCTION

L'étude d'une structure en béton armé nécessite des connaissances et des disciplines en béton armé.

Pour bien maîtriser ces connaissances nous sommes amenés à réaliser un projet dans le cadre du module béton armé.

L'objectif de ce projet consiste à dimensionner un complexe touristique (R+6) selon l'énorme BAEL

Nous procéderons à détailler tous les étapes de calculs nécessaires afin de faire de notre projet une référence pour nos prochaines études.

PRESENTATION DU PROJET :

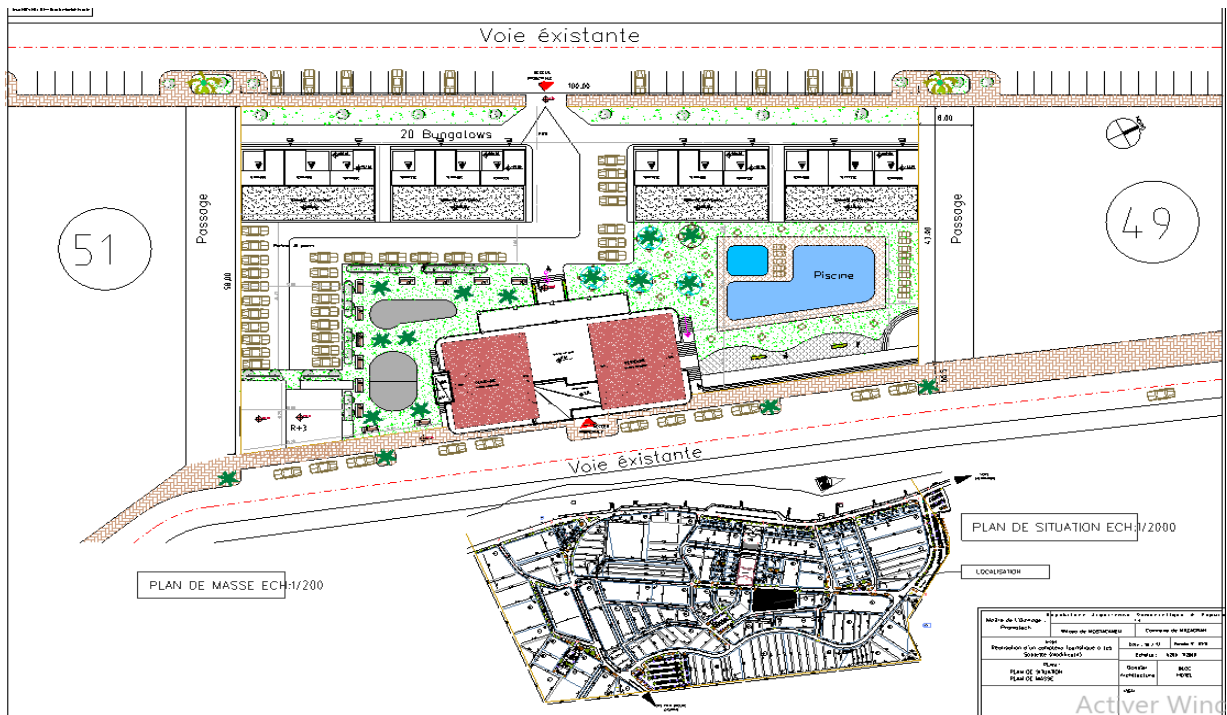
Dans cette partie nous procéderons à présenter notre projet, et de faire une étude de dimensionnement selon les règles BAEL, tout en commençant par le pré-dimensionnement de éléments structuraux, pour pouvoir passer après à la descente des charges et à l'étude des éléments non-structuraux.

I. Description du projet :

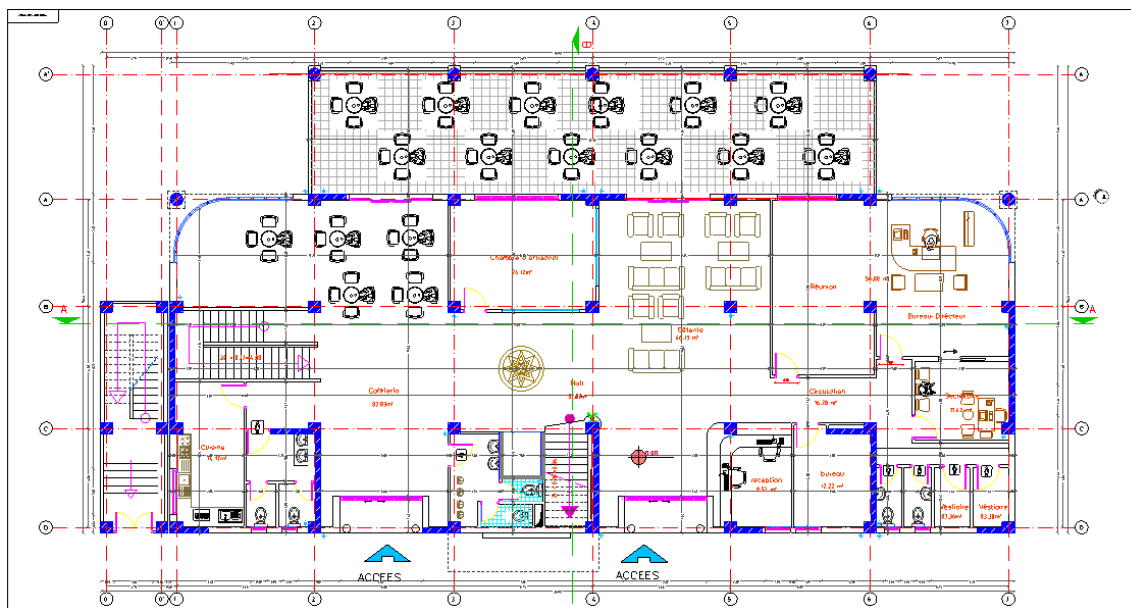
1- Description du bâtiment

- Le bâtiment de notre projet est constitué d'un sous/sol+RDC et six étages dont le sous-sol est réservé à une salle des fêtes et le RDC pour une cafétéria, et la réception et le reste des étages à usage d'habitation.
- Notre structure est implanté à Mostaganem (les sablettes) qui est considéré dans le règlement parasismique Algérien RPA2003 comme une région de moyenne sismicité, zone IIa et de groupe d'usage 2
- **Plan de masse**

Chapitre 1 : Introduction et présentation du projet



3- Plan d'architecture :



2- Caractéristiques générales :

3.1- caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques sont comme suit :

Dimension et hauteur :

- I. la hauteur de niveau sous-sol est : 4.08m

Chapitre 1 : Introduction et présentation du projet

- II. la hauteur de niveau RDC est : 3.36 m
- III. la hauteur d'étage courant est : 3.06m.
- IV. La hauteur totale du bâtiment est : 25.8m

Dimension en plan :

- La longueur totale du bâtiment en plan est :36.03m
- La largeur totale du bâtiment en plan est : 18.43m

3.2- caractéristiques géotechniques du sol :

Dans notre projet on a considéré que la construction est assise sur un sol meuble (site03)

L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 et par conséquent on a adopté :

- La contrainte admissible du sol : $\sigma_{sol} = 2,5\text{bars}$

Domaine d'application des règles B.A.E.L91 :

Ces règles sont applicables pour toutes les structures et les ouvrages en béton armé, dont le béton mise en œuvre est constitué de granulats naturels normaux avec un dosage en ciment au moins égale à 300kg/m^2

La sollicitation :

Par définition la projection des forces intérieur est appelée sollicitation

- Les efforts (effort normal, effort tranchant)
- Les moments (moment fléchissant, moment e torsion)

- **Caractéristiques des matériaux :**

Béton armé :

Le béton armé est composé du béton ordinaire qui est un matériau résistant à la compression et faible à la traction, quant à l'acier qui est de lui-même résistant à la traction et la compression au même temps. C'est le mélange de ces deux matériaux qui donne ce qu'on nome le béton armé.

Ce dernier est un matériau dans lequel on a ajoutée des armatures métalliques afin de renforcer le béton et d'avoir un matériau résistant à la fois à la traction ainsi qu'à la compression, plusieurs d'autres avantages seront acquissent par cette association :

- ✚ Aucune action chimique entre le béton et l'acier

Chapitre 1 : Introduction et présentation du projet

- ✚ Le béton protège l'acier contre la corrosion
- ✚ Le coefficient de dilation des deux matériaux est presque le même
- ✚ L'acier adhère au béton ce qui permet la transaction des efforts d'un matériau à un autre

Béton :

Composition :

Le béton est un matériau composite aggloméré, constitué de granulats durs de différentes dimensions collées entre eux par un liant.

Il est donc constitué de :

- Mélange d'agrégat (sable + granulats)
- Une pate composé de ; ciment, d'eau et d'adjuvant.

Le béton sera donc fabriqué selon une composition qui respecte les normes prescrites dans le B.A.E.L91, et le règlement applicable en Algérie.

- ❖ Ciment CPJ (dosage 350kg/m³)
- ❖ Sable..... 400 litres/m³ ($DS \leq 0.5mm$)
- ❖ Gravier.....800litres/m³ (3/8, 8/15, 15/25mm)
- ❖ L'eau de gâchage..... 160 à 180 litres /m³

- **Résistance du béton :**

A la Compression :

Un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours f_{c28} exprimée en MPa.

Lorsque l'âge du béton est inférieur à 28 jours, on prend en compte les calculs de résistance f_{cj} valeur caractéristique à j jours qui est obtenue, suivant les cas par les formules suivantes :

$$f_{cj} = f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \text{ pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

A la traction :

La résistance du béton à la traction à j jours, notée f_{tj} est conventionnellement définie par

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

cette formule étant valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$

Chapitre 1 : Introduction et présentation du projet

On aura donc pour $f_{c28} = 25\text{MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

Les contraintes limites :

❖ **Etats limites ultimes (ELU):**

dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit parabole-rectangle, et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire .

❖ **Etats limites de service (ELS):**

qui sont définis compte-tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité

• CONTRAINTES LIMITES DE COMPRESSION :

La contrainte admissible de compression à d'état limite ultime est donnée par:

$$\sigma_b = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec:

$\gamma_b = 1,5$ pour les cas courants (E.L.U).

$\gamma_b = 1,15$ Pour les situations accidentelles.

La contrainte admissible de compression à d'état limite de service est donnée par:

$$\sigma_b = 0,6 \times f_{c28}$$

Pour: $f_{c28} = 25\text{MPa} \Rightarrow \overline{\sigma_b} = 15\text{MPa}$

• CONTRAINTE LIMITE DE CISAILLEMENT :

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes:

• **Fissuration peu nuisible :**

Le module de déformation longitudinale du béton est donné par la formule suivante:

Module instantané:

pour les charges appliquées avant 24h.

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

f_{cj} : exprimée en MPa

Le module différé :

pour les charges de long de durée.

Chapitre 1 : Introduction et présentation du projet

$$Ei = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}};$$

f_{cj} : exprimée en MPa

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier « E_s » est pris égal à :

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa [C. B. A 93/A2. 2. 1]}$$

- L'Acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction de cisaillement et de torsion.

• Caractéristiques mécaniques :

Tableau I.1 : Valeurs de la limite d'élasticité f_e

Type	Désignation	f_e (Mpa)	Diamètre
Ronds lisses	FeE235	235	$\Phi 6$ et $\Phi 8$
Barres H.A	FeE400	400	8, 10, 12, 14, 16 et 20
Treillis soudés en fils lisses	TLE520	520	TS $\Phi 4$ (15 × 15) cm ²

Tableau 01 : différent types d'acier

- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s=200000\text{MPa}$ (C. B. A 93 / A2. 2. 1)

L'acier choisi pour les armatures longitudinales est un acier à haute adhérence HA FeE400 type 1 limite d'élasticité ($f_e = 400 \text{ MPA}$), et pour les armatures transversales est

Contraintes limites:

Etat limite ultime E.L.U : (C.B.A 93/A.4.3.2)

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa (situations durables et transitoire)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa (situations accidentelles)}$$

➤ **Etat limites de service E.L.S :**

La contrainte de traction des armatures est limitée par :

Fissuration peu nuisible : la contrainte n'est pas limitée

Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s$ (MPa) = $\min \left[\frac{2}{3} f_{e;110\sqrt{\eta}} \times f_{t28} \right]$

Chapitre 1 : Introduction et présentation du projet

Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s(\text{MPa}) = \min[0,5f_s ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}]$

f_e : désigne la limite élastique des aciers utilisés :

f_{e28} : La résistance caractéristique à la traction du béton exprimée en MPa et

η : Coefficient de fissuration : $\eta = \begin{cases} 1 \rightarrow RL \\ 1,6 \rightarrow HA \end{cases}$

Chapitre 02 :

Pré-dimensionnement des éléments structuraux

Chapitre 2 : Conception et pré-dimensionnement des éléments structuraux

II- Conception et pré-dimensionnement des éléments structuraux :

II.1- Introduction :

Le pré-dimensionnement de la superstructure consiste à proposer des dimensions à donner aux éléments de la structure en se basant sur les règlements B.A.E.L91, CBA93, et RPA99 version 2003

Après vérification des contraintes lors des calculs, ces dimensions peuvent être maintenues ou modifiées si elles répondent ou non aux diverses sollicitations aux quelles la structure sera soumise.

II.2- Murs :

II.2.1- : Murs extérieurs

La maçonnerie utilisée est en brique (en double cloison).

1-Enduit en ciment (e=2cm ; $\rho=18\text{KN/m}^3$).....	0,36KN/m ²
2-Parois en brique creuse (e=15cm).....	1,30KN/m ²
3-Lame d'air (e=5cm).....	0,00KN/m ²
4-Parois en briques creuses (e=10cm).....	0,90KN/m ²
5-Enduit en ciment (e=2cm ; $\rho=0,36\text{KN/m}^2$).....	
	G=2,92KN/m²

II.2.2- : Murs intérieurs (simple parois)

2-Parois en briques creuses (e=10cm).....	0,90 KN/m ²
3-Enduit en ciment (e=2cm ; $\rho=18\text{KN/m}^3$).....	0,36KN/m ²
	G=1,62 KN/m²

II.3- Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux. Il existe deux types de poutres, poutre principale, et secondaire « chaînage »...

II.3.1- Poutre principale :

Elle supporte les charges transmises par les solives « poutrelle » et les réparties aux poteaux sur lesquelles ces poutres reposent.

✚ La hauteur des poutres doit vérifier les conditions suivantes :

✚ Critère de flèche : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

Avec ;

h : hauteur de la poutre

Chapitre 2 : Conception et pré-dimensionnement des éléments structuraux

L : distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée

Avec ; L= 5.50 m , L= 5.45m

$$\frac{550}{15} \leq h \leq \frac{550}{10} = 36.67 \leq h \leq 55$$

On prendra donc : **h = 45cm**

$$\longrightarrow 0.4h \leq b \leq 0.8h$$

$$\mathbf{b = 30\ cm}$$

RPA99 V2003 :

✚ $b \geq 20\ \text{cm} \leftrightarrow b = 30\ \text{cm} > 20\ \text{cm}$ Condition vérifié.

✚ $h \geq 30\ \text{cm} \leftrightarrow h = 45\ \text{cm} > 30\ \text{cm}$ Condition vérifié.

✚ $\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow 1.5 < 4$ Condition vérifié.

Donc : la section de la poutre principale est de dimension (30x45) cm²

II.3.2- Poutre secondaire « chaînage » :

Critère de flèche :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

On a : L= 4.93m , L=4.22 , L= 4.80 , L=3.90

$$\frac{493}{15} \leq h \leq \frac{493}{10} \Rightarrow 32.87 \leq h \leq 49.3 \Rightarrow \text{on prend } \mathbf{h = 40\ \text{cm}}$$

$$0.4h \leq b \leq 0.8h \Rightarrow 16\ \text{cm} \leq b \leq 32\ \text{cm} \Rightarrow \text{on prend } b = 30\ \text{cm}$$

RPA99 V2003 :

✚ $b \geq 20\ \text{cm} \leftrightarrow b = 30\ \text{cm} > 20\ \text{cm}$ Condition vérifié.

✚ $h \geq 30\ \text{cm} \leftrightarrow h = 40\ \text{cm} > 30\ \text{cm}$ Condition vérifié.

✚ $\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow 1.33 < 4$ Condition vérifié.

Donc : la section de la poutre secondaire est de dimension (30x40) cm²

II.4- Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des aires horizontales qui servent à limiter les étages, ils ont une épaisseur faible par rapport à leurs dimensions en plan, leurs fonction est de résister et supporter les charges et surcharges pour les transmettre aux éléments porteurs.

On distingue deux type de plancher ;

Chapitre 2 : Conception et pré-dimensionnement des éléments structuraux

- Plancher à corps creux
- Plancher dalle pleine

II.4.1- Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué d'une dalle de compression et d'un corps creux, on l'utilise pour les raisons suivantes :

- ✚ son aspect économique
- ✚ Il présente une bonne isolation thermique et acoustique.
- ✚ Réduire le poids du plancher
- ✚ Facilité de réalisation.

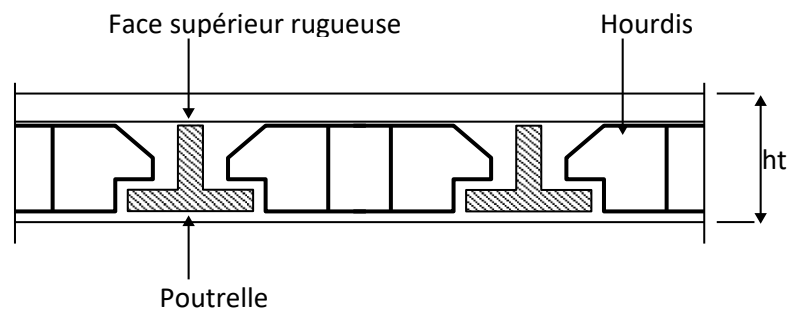


Figure II.1 : Schéma du plancher corps creux

L'épaisseur du plancher est déterminée par la condition de la flèche suivante :

$$\frac{L}{25} \leq ht \leq \frac{L}{20} \quad \{\text{B.A.E.L91/7.6.8424}\}$$

Avec :

L : la plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelle

h_0 : épaisseur de la dalle de compression

h_t : épaisseur totale du plancher

h : épaisseur du corps creux

On a : $L_{\max} = 465 \text{ cm}$

$$\frac{465}{25} \leq ht \leq \frac{465}{20} \Rightarrow 18.6 \leq ht \leq 23.25 \Rightarrow \text{On prend : } ht = 20 \text{ cm}$$

II.4.2- Plancher à dalle pleine :

Chapitre 2 : Conception et pré-dimensionnement des éléments structuraux

La dalle pleine est une plaque en béton armé qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis constitué par des poutres, des poutrelles ou des murs.

On utilise une dalle pleine au niveau du plancher haut du sous-sol afin d'obtenir une bonne résistance aux efforts horizontaux cumulés dus aux séismes.

✚ Condition de résistance à la flexion :

Cas d'une dalle qui porte dans un seul sens :

- $\rho = \frac{Lx}{Ly} \leq 0.4$
- La charge doit être uniformément répartie $\Rightarrow hd = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right) Lx$

Cas d'une dalle qui porte suivant deux sens :

- $0.4 \leq \rho \leq 1$
- Charge uniformément répartie
- Dalle soumise à une charge concentrée quel que soit la valeur de ρ
- $hd = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{40}\right) Lx$

Avec ; $Lx \leq Ly$

Lx : plus petite dimension du panneau de dalle

Ly : plus grande dimension du panneau de dalle

Nous avons ;

$Lx = 4.93\text{m}$

$Ly = 5.50\text{m}$

$$\rho = \frac{4.93}{5.50} = 0.89 \Rightarrow 0.4 \leq 0.89 \leq 1$$

Donc : la dalle porte suivant les deux sens $\frac{Lx}{50} \leq hd \leq \frac{Lx}{40}$

$\Rightarrow 9.2 \leq hd \leq 11.5 \Rightarrow hd = 10\text{cm}$

L'épaisseur des dalles dépend souvent des conditions suivantes :

✚ Condition d'isolation acoustique :

- Contre les bruits aériens : $2500 \times hd \geq 350\text{kg/m}^3 \Rightarrow hd = 14\text{cm}$
- Contre les bruits d'impacts $2500 \times hd \geq 400\text{kg/m}^3$

✚ Condition de sécurité en matière d'incendie :

- Pour une heure de coup de feu $hd = 7\text{cm}$
- Pour deux heures de coup de feu $hd = 11\text{cm}$
- Pour quatre heures de coup de feu $hd = 17.5\text{cm}$

Chapitre 2 : Conception et pré-dimensionnement des éléments structuraux

Conclusion :

Pour satisfaire aux conditions, on prend une épaisseur de dalle **hd= 16cm**

II.5- Descente de charges : DTR-BC2.2

II.5.1- Plancher terrasse inaccessible

Matériaux	ρ (KN/m ³)	Ep (m)	G (KN/m ²)
Protection gravillon	20	0.04	0.80
Isolation thermique	04	0.02	0.12
Etanchéité multicouches	06	0.04	0.15
Enduit en ciment	18	0.015	0.27
Plancher à corps creux	0.20	/	2.80
Forme de la pente	22	0.15	3.3
			G = 7.44

Charge permanente : $G= 7.44\text{KN/m}^2$

Charge d'exploitation : $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$

II.5.2- Plancher Haut 5^{ème} étage :

Chapitre 2 : Conception et pré-dimensionnement des éléments structuraux

Matériaux	ρ (KN/m ³)	Ep(m)	G(KN/m ²)
-Carrelage+sable+ Mortier de pose	/	/	1.04
Plancher à corps creux (16+4)	/	0,20	2,80
Enduit en ciment	18	0,015	0,27
Cloison légère	10	0,1	1,00
			G= 5.11

Charge permanente : $G= 5.11$ KN/m²

Charge d'exploitation : $Q = 2,5$ KN/m²

II.5.3- Plancher étage courant :

Matériaux	ρ (KN/m ³)	Ep (m)	G (KN/m ²)
-Carrelage+sable+ Mortier de pose	/	/	1.04
Plancher à corps creux (16+4)	/	0,20	2,80
Enduit en ciment	18	0,015	0,27
Cloison légère	10	0,1	1,00
			G= 5.11

Charge permanente : $G= 5.11$ KN/m²

Charge d'exploitation : $Q = 1,5$ KN/m²

II.5.4- Plancher RDC :

Matériaux	ρ (KN/m ³)	Ep (m)	G (KN/m ²)
-Carrelage+sable+ Mortier de pose	/	/	1.04
Plancher à Dalle	25	0.16	4.00

Chapitre 2 : Conception et pré-dimensionnement des éléments structuraux

pleine			
Enduit en ciment	18	0,015	0,27
Cloison légère	10	0,1	1,00
			G= 6.31

Charge permanente : $G= 6.31 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

II.6: Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en Compression simple à l'ELU, tout en vérifiant les deux conditions suivantes :

➤ **Stabilité de forme (flambement).**

➤ **Résistance à la compression :**

On utilise un calcul basé sur la descente de charge tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le (RPA99 Art.7.4.1), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la **zone 1**:

_ $\text{Min} (h ; b) \geq 25 \text{ cm}$

_ $\text{Min} (h ; b) \geq h_e/20$

he : hauteur d'étage

$$\underline{0.25 \leq \frac{b}{h} \leq 4}$$

Le Poteau le plus sollicité de cet ouvrage ; c'est celui qui supporte des charges réparties sur

Une surface S comme le montre la figure ci-dessous.

Avec : S est la surface supportée par le poteau le plus défavorable.

On suppose une charge moyenne de 1 (t/m²) par étage.

. **La loi de dégression :**

- Sous le toit u la terrasse : Q_0
- Sous le premier étage à partir du sommet ($i = 1$) : $Q_0 + Q_1$
- Sous le deuxième étage ($i = 2$) : $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$
- Sous le troisième étage ($i = 3$) : $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Sous le quatrième étage ($i = 4$) : $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Chapitre 2 : Conception et pré-dimensionnement des éléments structuraux

- Sous le cinquième étage ($i = 5$) : $Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
- Sous le sixième étage ($i = 6$) : $Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$
- Sous le septième étage et sous les suivants ($i \geq 7$) :
 $Q_0 + \frac{3+i}{2i} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + \dots + Q_i)$

$$Q_{\text{Terasse}} = 1 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$Q_{\text{E.courant}} = 1,5 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

Critère de résistance :

$$Br \geq \left[\frac{\beta \times Nu}{\left[\theta \left(\frac{\sigma_{bc}}{0,9} \right) + 0,85 \left(\frac{A}{Br} \right) \times \sigma_s \right]} \right]$$

D'après les règles parasismiques algériennes RPA99 (version 2003) On prendra $\frac{A}{Br} = 0.8\% = 0.008$ (Zone IIa)

- **B_r** : Section réduite du béton ;
 $B_r = (a - 0,02) \times (b - 0,02) \text{ m}^2$
- **θ** : Facteur de durée d'application des charges ($\theta = 1$).
- **β** : Coefficient de correction dépendant de l'élançement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \quad \text{si } \lambda \leq 50.$$

$$\beta = 0,85 + 2/1500 \quad \text{si } 50 < \lambda < 70.$$

- On se fixe un élançement mécanique $\lambda = 35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{35}{35} \right)^2$ à $\beta = 1.2$

N_u : l'effort normal ultime sollicitant un poteau.

$$N_u = 1.35 N_g + 1.5 N_q$$

N_g : Effort normal dû aux charges permanentes.

N_q : Effort normal dû aux charges d'exploitations.

N_q se calcul en appliquant la loi de dégression des charges (DTR B.C.2.2)

σ_{bc} : Résistance du béton en compression à l'état limite ultime.

$$\sigma_{bc} = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.85 \times \frac{25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

σ_s : Résistance des aciers à L'ELU.

Chapitre 2 : Conception et pré-dimensionnement des éléments structuraux

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

La formule est simplifiée et devient :

$$Br \geq \left[\frac{1.2 \times Nu \times 10}{\left(\frac{14.2}{0.9}\right) + (0.85 \times 0.008 \times 348)} \right]$$

Donc : $Br \geq 0.6614 \times Nu$

Condition de stabilité de forme :

On sait que :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \quad \text{avec ;} \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{et} \quad L_f = 0.7 L_0$$

I : Moment d'inertie de la section du poteau

B : Section du béton

λ : L'élancement du poteau

Conditions imposées par le RPA99 v2003 :

Pour zone IIa : on a

$$1- \min (a, b) \geq 25 \text{ cm}$$

$$2- \min (a, b) \geq \frac{h_e}{20}$$

$$3- \frac{1}{4} \leq \frac{b}{a} \leq 4$$

Figure II.6.2 : hauteur libre de poteau.

Avec h_e : La hauteur libre d'étage.

II.6.2 /- Dégression des surcharges d'exploitation :

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Soit Q_1, Q_2, \dots, Q_{n-1} et Q_n les surcharges relatives aux planchers **1, 2, ..., n-1** et **n** (la numérotation est à partir du sommet du bâtiment).

Chapitre 2 : Conception et pré-dimensionnement des éléments structuraux

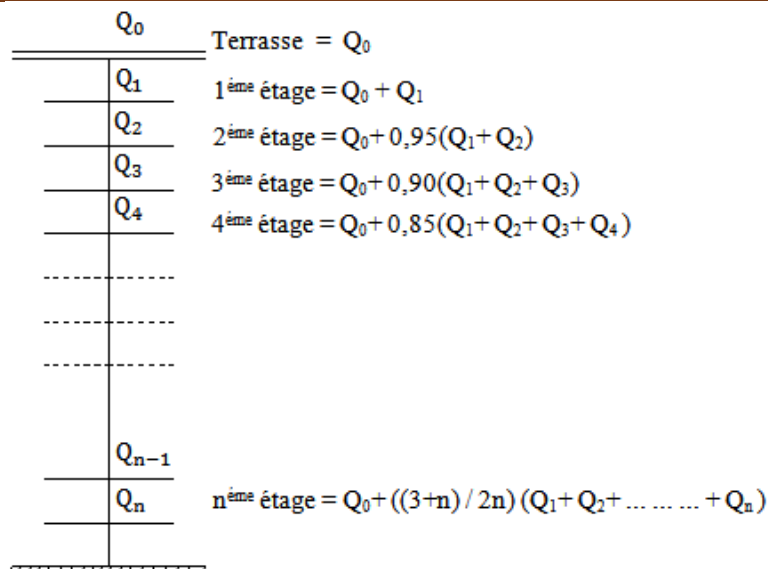


Figure II.6.2 : Dégression des charges d'exploitation.

Tableau II.6.1 : Tableau de la dégression des charges d'exploitation.

Niveau	Charge [KN/m ²]
6°Etage	1.00
5°Etage	2.50
4°Etage	3.85
3°Etage	5.05
2°Etage	6.10
1°Etage	7.00
RDC	7.75
Sous sol	9.05

Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :

- Min (30, 30) \geq 25cm zone IIa
- Min (30, 30) \geq 293/20 = 14.65 cm \Rightarrow les conditions sont vérifiées
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b30}{30} = 1 < 4$

Tableau II.6.2 ; Tableau récapitulatifs des charges :

Chapitre 2 : Conception et pré-dimensionnement des éléments structuraux

NIVEAU	G[KN/m]	Q[KN/m]
HAUT 6 ^{ème} ETAGE	7.44	1
HAUT 5 ^{ème} ETAGE	5.11	2.5
HAUT 4 ^{ème} ETAGE	5.11	1.5
HAUT 3 ^{ème} EATEG	5.11	1.5
HAUT 2 ^{ème} ETAGE	5.11	1.5
HAUT 1 ^{er} ETAGE	5.11	1.5
Haut RDC	5.11	1.5
Haut s/sol	6.31	2.5

Tableau II.6.3 ; des charges cumulés (suivant la loi de dégression) :

NIVEAU	G[KN/m]	Q[KN/m]
HAUT 6 ^{ème} ETAGE	7.44	1
HAUT 5 ^{ème} ETAGE	12.55	3.5
HAUT 4 ^{ème} ETAGE	17.66	4.6
HAUT 3 ^{ème} EATEG	22.77	5.95
HAUT 2 ^{ème} ETAGE	27.88	6.95
HAUT 1 ^{er} ETAGE	32.99	7.8
Haut RDC	38.1	8.5
Haut S/sol	44.41	9.92

- Exemple de calcul : (niveau 6^{ème} étage)
- La surface afférente est :

Chapitre 2 : Conception et pré-dimensionnement des éléments structuraux

$$S_{\text{aff}} = (5.45/2 + 5.50/2) \times (4.22/2 + 4.80/2) = 24.6922 \text{ m}^2.$$

- Poids propre des poutres principales et secondaires :

$$P_{\text{pp}} = 25 \times 0.30 \times 0.45 = 3.37 \text{ KN/mL}$$

$$P_{\text{ps}} = 25 \times 0.30 \times 0.40 = 3 \text{ KN/mL}$$

- La longueur afférente de la poutre principale :

$$L_{\text{aff}} = (5.45/2 + 5.50/2) = 5.47 \text{ m}$$

- La longueur afférente de la poutre secondaire :

$$L_{\text{aff}} = (4.80/2 + 4.22/2) = 4.51 \text{ m}$$

- Poids total des poutres principales et secondaires :

$$P_t = p_p \times L_{\text{af}}(\text{pp}) + p_s \times L_{\text{af}}(\text{ps}) = (3.37 \times 5.47) + (3 \times 4.51) \Rightarrow P_t = 31.96 \text{ KN}$$

$$N_P = 1,35 \times P_t \times n \quad \text{Avec :}$$

$$n = \text{Nombre de plancher} \quad N_P = 1,35$$

$$\times 31.96 \times 1 \Rightarrow N_P = 43.14 \text{ KN}$$

Poids propre des planchers :

$$G \text{ (cumulées)} = 7.44 \text{ KN/m}^2$$

$$P \text{ (cumulées)} = 1.00 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{\text{plancher}} = (1,35 \times G_{\text{cumulé}} + 1,5 \times P_{\text{cumulé}}) \times S_{\text{aff}}$$

$$N_{\text{plancher}} = [(1,35 \times 7.44) + (1,5 \times 1)] \times 24.6922 \Rightarrow N_{\text{plancher}} = 285.046 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,15 \times P_u = 1,15 \times (N_{\text{plancher}} + N_P) = 1,15 \times (285.046 + 43.14) \Rightarrow N_u = 377.41 \text{ KN.}$$

- La section réduite de béton : $Br \geq 0,6613690 \times N_u$

$$Br \geq 0,6613690 \times 377.41 = 249.61 \text{ cm}^2$$

Donc :

Chapitre 2 : Conception et pré-dimensionnement des éléments structuraux

											Critère de Résistance		
ii	Hauteur d'Etage	Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	NUPP (KN)	NUPS (KN)			Nu pL (KN)	NU (KN)	Br (cm ²)	a (cm)	a Choisi (cm)
00	3,0 6	Haut etage 8	7,4 4	1,0 0	24, 92	18, 27	-	-	285, 05	377, 47	249 ,65	17 ,8 0	30,00
01	3,0 6	Haut etage 7	12, 55	3,5 0	49, 85	36, 53	-	-	547, 98	729, 51	482 ,48	23 ,9 7	30,00
02	3,0 6	Haut etage 6	17, 66	4,6 0	74, 77	54, 80	-	-	759, 06	1 021, 92	675 ,87	28 ,0 0	35,00
03	3,0 6	Haut etage 5	22, 77	5,9 5	99, 69	73, 06	-	-	979, 40	1 324, 98	876 ,30	31 ,6 0	35,00
04	3,0 6	Haut etage 4	27, 88	6,9 5	12 4,6 1	91, 33	-	-	1 186, 78	1 613, 13	1 066 ,87	34 ,6 6	40,00
05	3,0 6	Haut etage 3	32, 99	7,8 0	14 9,5 4	109 ,59	-	-	1 388, 60	1 894, 89	1 253 ,22	37 ,4 0	40,00
06	3,3 6	Haut etage 2	38, 10	8,5 0	17 4,4 6	127 ,86	-	-	1 584, 87	2 170, 26	1 435 ,35	39 ,8 9	45,00

Chapitre 2 : Conception et pré-dimensionnement des éléments structuraux

07	4,0 8	Haut etage 1	44, 41	9,9 2	19 9,3 8	146 ,12	-	-	1 847, 80	2 522, 31	1 668 ,17	42 ,8 4	45,00
-----------	----------	--------------------	-----------	----------	----------------	------------	---	---	-----------------	-----------------	-----------------	---------------	--------------

$$Br = (a-2) \times (b-2) \geq 249.61 \text{ cm}^2$$

On prend une section carré pour le Poteau;

$$Br = (a - 2)^2 \geq \sqrt{228.730 + 2} \Rightarrow a = b = 17.12 \text{ cm}$$

On choisit alors (30x30) cm² pour la section de de Poteau pour le dernier niveau (terrasse) .

Remarque:

Les valeurs des charges permanentes et surcharges d'exploitations sont cumulées pour le calcul des autres étage.

Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :

Min (a,b) ≥ 25 cm(zone IIa)

Min (a,b) ≥ he/20 Avec : he = hauteur libre de l'étage

$$1/4 \leq a/b \leq 4$$

Min (30, 30) ≥ 25 cm..... (zone IIa)

Min (a, b) ≥ 408/20 = 20,4 cm ===== » Condition vérifiée

Min (a, b) ≥ 306/20 = 15,3 cm

$$0,25 \leq (a/b = 30/30 = 1) \leq 4$$

Condition de flambement :

$$l = L_f / i \leq 35 \quad \text{Avec : } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ et } B = a \times b \quad \text{[BAEL91 / B.8.4.1]}$$

$$L_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 408 = 285,6$$

$$L_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 306 = 214,2$$

$$L_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 336 = 235$$

Chapitre 2 : Conception et pré-dimensionnement des éléments structuraux

Niveau	poteaux	Condition 1 $\min(a,b) \geq 25\text{cm}$	he /20	Condition 2 $\min(a,b) \geq \text{he}/20$	a/b	Condition 3 $1/4 \leq a/b \leq 4$
6ème étage	35x35	Vérifiée	15,3	Vérifiée	1	Vérifiée
4ème étage et 5ème étage	40x40	Vérifiée	15,3	Vérifiée	1	Vérifiée
2ème étage 3ème étage	45x45	Vérifiée	15,3	Vérifiée	1	Vérifiée
RDC 1ere Etage	50x50	Vérifiée	15,3	Vérifiée	1	Vérifiée
SOUS SOL		Vérifiée	15,3	Vérifiée	1	Vérifiée

Tableau II.6.4 ; Tableau récapitulatif de la vérification des conditions du [RPA99/V2003]

Niveau	Bc (cm ²)	a= (cm)	Flambement
6ème étage	503,29	22,43	24,70
5ème étage	972,68	31,19	24,70
4ème étage	1362,56	36,91	21,18
3ème étage	1766,64	42,03	21,18
2ème étage	2150,84	46,38	18,53
1ère étage	2526,52	50,26	18,53
RDC	2893,69	53,79	18,08

Chapitre 2 : Conception et pré-dimensionnement des éléments structuraux

S/sol	3363,07	57,99	21,96
-------	---------	-------	-------

Tableau II.6.5; Tableau récapitulatif de la vérification de conditions de flambement [RPA99/V2003]

II.7- Pré dimensionnement des voiles et contreventements :

Le dimensionnement des voiles en béton armé est justifié par l'article 7.7 du RPAV2003. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux, et d'autre part de reprendre les efforts verticaux.

On distingue de type de voile :

II.7.1- : Voile de contreventement :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé. Le système de contreventement utilisé dans notre cas est mixte assuré par des voiles et des portiques.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités et ils doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Pour augmenter la rigidité de notre structure et assurer un bon contreventement, on a prévu des murs voiles, dimensionnés selon le RPA.

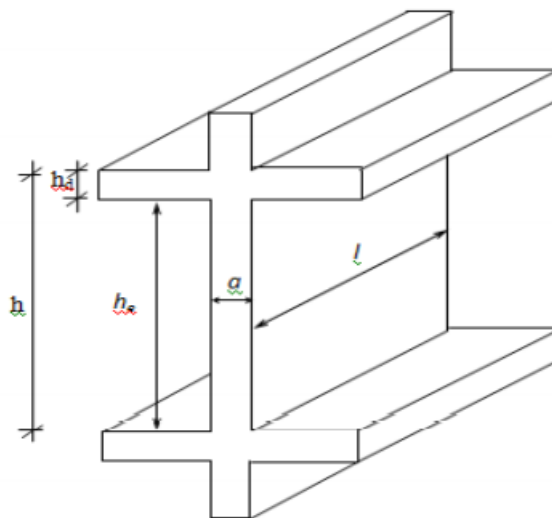


Figure II.7.1; Coupe sur voile en élévation.

Trois types de voiles sont considérés à savoir :

Voiles au niveau de la cage d'ascenseur en forme de U où le RPA exige que l'épaisseur $a \geq h_e/25$

Voile linéaire où le RPA exige que l'épaisseur $a \geq h_e/20$

Voile sous forme de L où le RPA exige que l'épaisseur $a \geq h_e/22$

Chapitre 2 : Conception et pré-dimensionnement des éléments structuraux

Où

h_e = hauteur d'étage – l'épaisseur du plancher

h_e (sous -sol) = 408 – 40 = 368cm

$e \leq h_e / 20 \Rightarrow e \leq 368/20 = 18.4\text{cm}$

$e \leq h_e / 22 \Rightarrow e \leq 368/22 = 16.72\text{cm}$

$e \leq h_e / 25 \Rightarrow e \leq 368/25 = 14.72\text{cm}$

l'ep des voiles d'ascenseur = 15cm

l'ep des voiles de contreventement = 20cm

voiles périphériques :

Selon le RPA 99 (version 2003), l'épaisseur minimale du voile périphérique est de 20 cm. De plus, il doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage h_e . [Article 7.7.1]

Chapitre 03 :

Etude des planchers

III- Etude des planchers :

III.1- Introduction :

Les planchers sont des éléments horizontaux qui s'appuient sur les éléments porteurs (poutres , murs porteurs,...).

Ils sont considérés comme des éléments infiniment rigides horizontalement.

Rôle des planchers :

- Résistance aux charges permanentes et aux charges d'exploitation.
- Reprise des efforts horizontaux dus au vent , séisme ou à la poussée des terres sur les murs voile périphériques et répartition de ces efforts aux éléments porteurs .
- Séparation entre les différents niveaux et isolations thermique et acoustiques.
- Protection des personnes contre les risques d'incendie.

Dans notre construction on distingue 2 types de plancher :

- Plancher à corps creux
- Plancher à dalle pleine

III.2 - Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué par deux éléments fondamentaux :

- Les poutrelles en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de tractions grâce à leurs armatures
- Une dalle de compression ou « hourdis » coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression

Le plancher par un chaînage horizontale

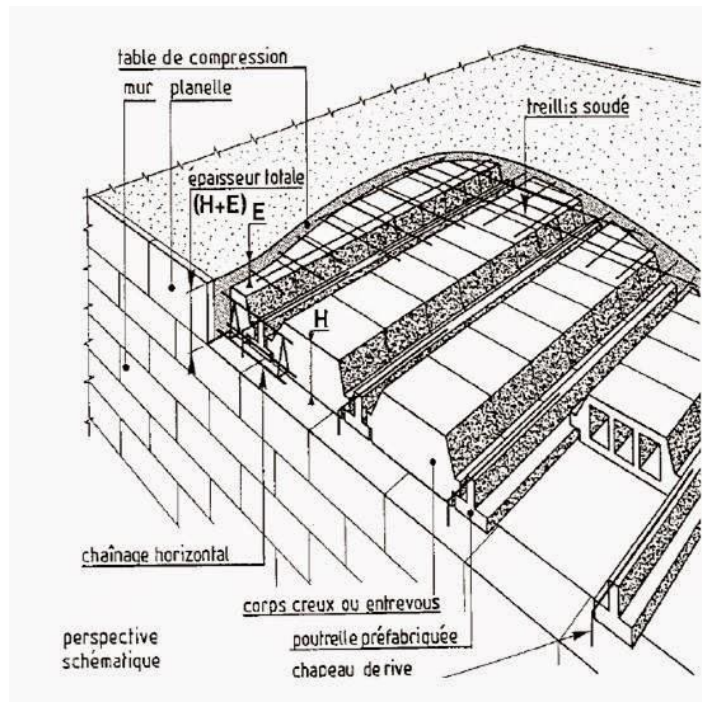


Figure III.2.1: Les éléments principaux d'un plancher à corps creux

III.2.1 Détermination des dimensions des poutrelles :

Selon le BAEL.91 les poutrelles avec la dalle de compression travaillent comme une section en T.

Pour notre projet on a un seul type de plancher à corps creux dans différents étages :

- Hauteur totale de 20cm , dont 16cm pour la hauteur du corps creux et 4cm pour celle de la dalle de compression .

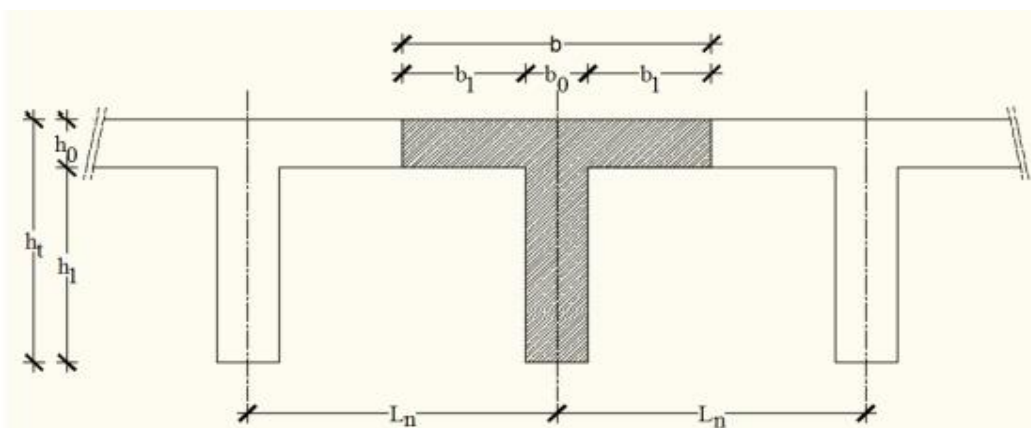


Figure III.2.2: Schéma des poutrelles

Chapitre 3 : Etude des planchers

$ht = 20\text{cm}$, $h_1 = 15\text{cm}$, $h_0 = 5\text{cm}$

- $0.4ht \leq b_0 \leq 0.8ht$
- $0.4 \times 20 \leq b_0 \leq 0.8 \times 20$
- $8 \leq b_0 \leq 16$ on prend : $b_0 = 12\text{cm}$
- $b_1 = \text{Min} \left\{ \frac{ln - b_0}{2} ; \frac{l}{10} ; 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \right\}$

Avec

l_n : largeur entre axe des nervures

L : longueur de portée max

$l_n = 60\text{cm}$ d'après les normes algériennes (DTR b.c.2.2) : charges et surcharges d'exploitation

$$b_1 = \text{Min} \left\{ \frac{60 - 12}{2} ; \frac{390}{10} ; 6 \times 5 \leq b_1 \leq 8 \times 5 \right\}$$

$$b_1 = \text{Min} \{ 24 ; 39 ; 30 \leq b_1 \leq 40 \}$$

On prend : $b_1 = 24\text{cm}$

On aura donc : $b = 60\text{cm}$

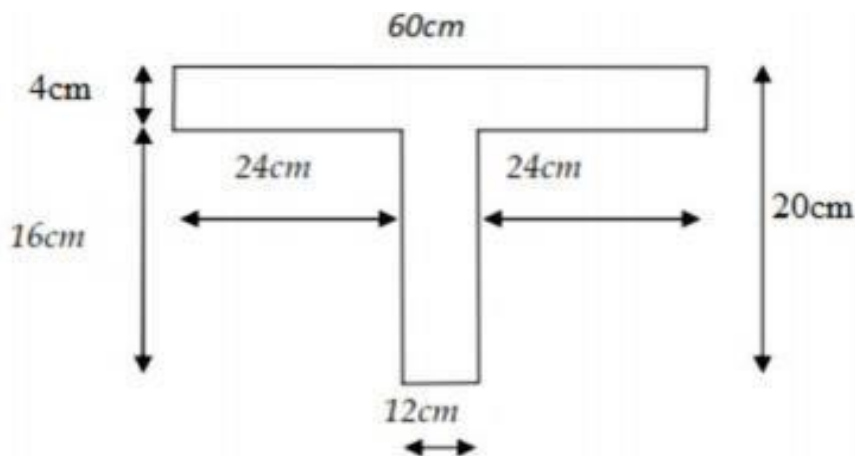


Figure III.2.3: Schéma de dimensions des poutrelles

III.2.2- Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression à une épaisseur de 4cm doit comporter un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 30cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Les sections des armatures doivent normalement satisfaire aux conditions suivantes :

Chapitre 3 : Etude des planchers

❖ Si $L_n \leq 50\text{cm}$:

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e}$$

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2}$$

❖ Si $50\text{cm} \leq L_n \leq 80\text{cm}$:

$$A_{\perp} \geq 4 \frac{L_n}{f_e}$$

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2}$$

Avec :

L_n : écartement entre axes des nervures en (cm)

f_e : limite d'élasticité en MPa ($f_e = 520$)

A_{\perp} : Armatures perpendiculaires aux nervures en (cm^2/ml)

$A_{//}$: Armatures parallèles aux nervures en (cm^2/ml)

❖ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

On a $L_n = 60\text{cm}$ $f_e = 520\text{Mpa}$

$50\text{cm} \leq L_n = 60\text{cm} \leq 80\text{cm}$

$$A_{\perp} \geq 4 \frac{60}{520} \Rightarrow A_{\perp} \geq 0,46\text{cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures : 4 Φ 5 $A=0.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $e = 20\text{cm}$

❖ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{0,46}{2} \Rightarrow A_{//} = 0,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend donc : 4 Φ 5 $A = 0.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $e = 20\text{cm}$

Le treillis soudés : TS : Φ 5(200*200)

III.2.3 Evaluation des charges :

Etat limite ultime : $q_u = (1.35G + 1.5Q)$

Etat limite service : $q_s = (G + Q)$

Les poutrelles supportent les charges suivantes :

Chapitre 3 : Etude des planchers

	Etage courant	Etage haut 5	Terrasse inaccessible
G (KN/m³)	5.11	5.11	7.44
Q (KN/m³)	1.50	2.50	1.00
Qu	9.15	10.684	11.54
Qs	6.61	7.61	8.44

❖ Combinaison Fondamentales :

Terrasse inaccessible

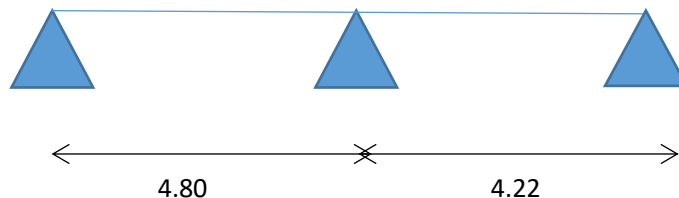
$$\text{ELU} : 11.54 \times 0.6 = 6.924 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} : 8.44 \times 0.6 = 5.064 \text{ KN.m}$$

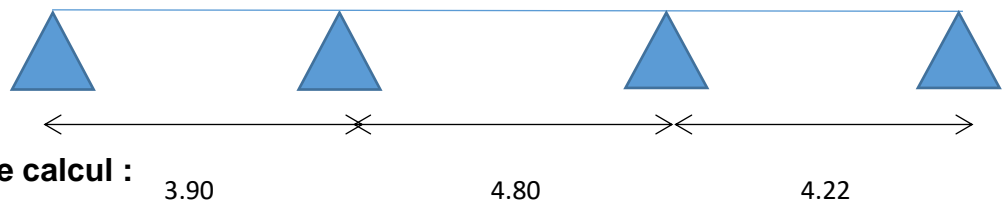
❖ Types des poutrelles :

On distingue deux types de poutrelles dont les schéma statiques sont :

Type 01 :



Type 02 :



III.2.4- Méthode de calcul :

Dans le cas des planchers comportant des poutres (secondaires et principales) surmontées par une dalle générale à laquelle elle sont liées, il est légitime d'utiliser pour le calcul des poutres, les méthodes de calculs simplifiées dont le domaine d'application est essentiellement défini en fonction du rapport de la charge d'exploitation aux charges permanentes et limité, éventuellement par des conditions complémentaires : {BAEL91/B.62,20}

- ❖ Méthode forfaitaire pour les planchers à charges d'exploitation relativement modérée .
- ❖ Méthode caquot pour les plancher à charges d'exploitation relativement élevée

Chapitre 3 : Etude des planchers

Condition d'application de la méthode forfaitaire :

Un plancher est dit à charge d'exploitation modérée si ;

- ❖ La charge d'exploitation $Q \leq \max [2G ; 500] [\text{daN/m}^2]$
- ❖ Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées
- ❖ Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1,25
($0.8 \leq \frac{l_{i+1}}{l_i} \leq 1.25$)
- ❖ La fissuration est considérée comme non préjudiciable (peu nuisible)
- ✓ Si les 04 conditions sont vérifiées , on appliquera la méthode forfaitaire .
- ✓ Si les 04 conditions ne sont pas vérifiées, les calculs devront se faire par la méthode de caquot minoré .

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

1. $Q = 100 \text{ daN/m}^2$ pour plancher terrasse , Donc $Q = 100 \text{ daN/m}^2 \leq \max [2G ; 500] \dots\dots\dots$

Condition Vérifiée

2. Les moments d'inerties sont constants..... Condition vérifiée

3. ($0.8 \leq \frac{l_{i+1}}{l_i} \leq 1.25$)

4. La fissuration est considérée comme peu nuisible

.

Conclusion :

Les 04 conditions sont vérifiées pour tout les types de notre structure, donc les planchers sont à charges d'exploitation modérée , on peut utiliser la méthode forfaitaire pour la détermination des moments fléchissant en appui et travée .

III.2.5- Application de la méthode forfaitaire :

Travée de rive :

✓ $Mt_1 + \frac{Mg+Md}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha); 1.05]M_0$

✓ $Mt_1 \geq \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2}\right) M_0$

Travée Intermédiaire :

✓ $Mt_1 + \frac{Mg+Md}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha); 1.05]M_0$

Chapitre 3 : Etude des planchers

✓ $Mt_1 \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right) M_0$

❖ **Moment en appuis :**

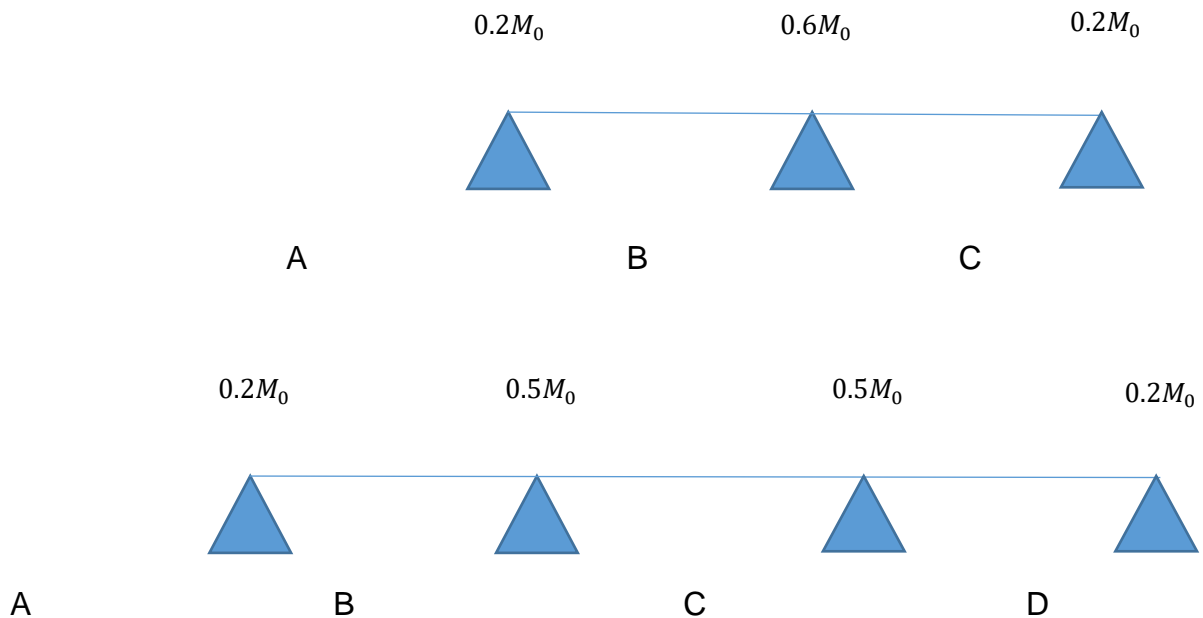


Diagramme des moments fléchissant pour les poutrelles

Pour le calcul des moments en appuis , on prend la valeur maximal du moment de part et d'autre de l'appui.

Moment fléchissant en appuis :

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

$$\bar{q}_u = 1.35G + 1.5Q \quad \Rightarrow \text{ELU}$$

$$\bar{q}_s = G + Q \quad \Rightarrow \text{ELS}$$

$$M_{01} = \frac{6.924 \times 3.90^2}{8} = 13.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{6.924 \times 4.80^2}{8} = 19.94 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{6.924 \times 4.22^2}{8} = 15.41 \text{ KN.m}$$

Chapitre 3 : Etude des planchers

➤ Etat limite service :

$$M_{01} = \frac{5.064 \times 3.90^2}{8} = 9.63 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{5.064 \times 4.80^2}{8} = 14.58 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{5.064 \times 4.22^2}{8} = 11.27 \text{ KN.m}$$

Appuis de rives

Etat limite ultime (E.L.U)

$$M_{a1}^u = -0.2 \times M_{01} = -0.2 \times 13.16$$

$$M_{a1}^u = -2.63 \text{ KN.m}$$

$$M_{a4}^u = -0.2 \times M_{03} = -0.2 \times 15.42$$

$$M_{a4}^u = -3.08 \text{ KN.m}$$

Etat limite service (E.L.S)

$$M_{a1}^s = -0.2 \times M_{01}$$

$$M_{a1}^s = -1.92 \text{ KN.m}$$

$$M_{a4}^s = -0.2 \times M_{03}$$

$$M_{a4}^s = -2.25 \text{ KN.m}$$

Appuis intermédiaires 2 et 3

Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{a2}^u = -0.5 \times \max(M_{01}; M_{02})$$

$$M_{a2}^u = -0.5 \times \max(13.16; 19.94)$$

$$M_{a2}^u = -9.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{a3}^u = -0.5 \times \max(M_{02}; M_{03})$$

$$M_{a3}^u = -0.5 \times \max(19.94; 15.41)$$

$$M_{a3}^u = -9.97$$

Etat limite service (E.L.S) :

$$M_{a2}^s = -0.5 \times \max(M_{01}; M_{02})$$

Chapitre 3 : Etude des planchers

$$M_{a2}^s = -0.5 \times \max(9.63; 14.58)$$

$$M_{a2}^s = -7.29 \text{ KN.m}$$

$$M_{a3}^s = -0.5 \times \max(M_{02}; M_{03})$$

$$M_{a3}^s = -0.5 \times \max(14.58; 11.27)$$

$$M_{a3}^s = -7.29 \text{ KN.m}$$

Moment fléchissant en travée :

$$0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}; \alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1}{7.44+1} = 0.12$$

$$0 \leq \alpha = 0.12 \leq \frac{2}{3} \quad (\text{condition vérifiée})$$

Travées de rives (1-2) et (3-4)

Etat limites ultime E.L.U :

$$\checkmark \quad Mt_1 + \frac{Mg+Md}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha); 1.05]M_0$$

$$\checkmark \quad Mt_1 \geq \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2}\right)M_0$$

Travée 1-2 :

$$\left\{ \begin{array}{l} Mt_1 + \frac{0.2M_{01} + 0.5M_{02}}{2} \geq \max[(1 + 0.3 \times 0.12); 1.05]M_{01} \\ Mt_1 \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 \times 0.12}{2}\right)M_{01} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Mt_1 \geq 7.51 \\ \Rightarrow \\ Mt_1 \geq 8.14 \end{array} \right. \quad Mt_1 = 8.14 \text{ KN.m}$$

Travée 3-4 :

$$Mt_3 + \frac{0.5M_{02} + 0.2M_{03}}{2} \geq \max[(1 + 0.3 \times 0.12); 1.05]M_{03}$$

$$Mt_3 \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 \times 0.12}{2}\right)M_{03}$$

Chapitre 3 : Etude des planchers

$$Mt_3 \geq 9.66 \text{ KN.m}$$

$$Mt_3 \geq 9.66 \text{ KN.m}$$

⇒

$$Mt_3 \geq 9.52 \text{ KN.m}$$

Etat limite service E.L.S :

Travée 1-2 :

$$Mt_1 + \frac{0.2M_{01} + 0.5M_{02}}{2} \geq \max[(1 + 0.3 \times 0.12); 1.05]M_{01}$$

$$Mt_1 \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 \times 0.12}{2} \right) M_{01}$$

$$Mt_1 \geq 5.50$$

$$Mt_1 = 5.95 \text{ KN.m}$$

⇒

$$Mt_1 \geq 5.95$$

Travée 3-4 :

$$Mt_3 + \frac{0.5M_{02} + 0.2M_{03}}{2} \geq \max[(1 + 0.3 \times 0.12); 1.05]M_{03}$$

$$Mt_3 \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 \times 0.12}{2} \right) M_{03}$$

$$Mt_3 \geq 7.06 \text{ KN.m}$$

$$Mt_3 = 7.06 \text{ KN.m}$$

⇒

$$Mt_3 \geq 6.96 \text{ KN.m}$$

Travée intermédiaire (2-3) :

Etat limite ultime E.L.U

$$\checkmark \quad Mt_2 + \frac{Mg+Md}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha); 1.05]M_0$$

Chapitre 3 : Etude des planchers

$$\checkmark \quad Mt_2 \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right) M_0$$

$$Mt_2 + \frac{0.5M_{02} + 0.5M_{02}}{2} \geq \max[(1 + 0.3 \times 0.12); 1.05]M_{02}$$

$$Mt_{02} \geq \left(\frac{1 + 0.3 \times 0.12}{2}\right) M_{02}$$

$$Mt_{02} + 0.5M_{02} \geq \max[(1 + 0.3 \times 0.12); 1.05]M_{02}$$

$$Mt_{02} \geq 0.518M_{02}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Mt_{02} \geq 0.55 M_{02} \\ \Rightarrow \\ Mt_{02} \geq (0.518)M_{02} \end{array} \right. \quad Mt_{02} \geq 10.96 \text{ KN.m}$$

Etat limite service E.L.S :

$$Mt_2 + \frac{0.5M_{02} + 0.5M_{02}}{2} \geq \max[(1 + 0.3 \times 0.12); 1.05]M_{02}$$

$$Mt_{02} \geq \left(\frac{1 + 0.3 \times 0.12}{2}\right) M_{02}$$

$$Mt_{02} + 0.5M_{02} \geq \max[(1 + 0.3 \times 0.12); 1.05]M_{02}$$

$$Mt_{02} \geq 0.518M_{02}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Mt_{02} \geq 0.55 M_{02} \\ \Rightarrow \\ Mt_{02} \geq (0.518)M_{02} \end{array} \right. \quad Mt_{02} \geq 8.02 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

Etat limite ultime E.L.U :

Chapitre 3 : Etude des planchers

$$T_{01} = \frac{qu \times l_1}{2} = \frac{6.924 \times \overline{3.90}}{2} = 13.51 \text{ KN}$$

$$T_{02} = \frac{qu \times l_2}{2} = \frac{6.924 \times \overline{4.80}}{2} = 16.62 \text{ KN}$$

$$T_{03} = \frac{qu \times l_3}{2} = \frac{6.924 \times \overline{4.22}}{2} = 14.61 \text{ KN}$$

Etat limite service E.LS :

$$T_{01} = \frac{qs \times l_1}{2} = \frac{5.064 \times \overline{3.90}}{2} = 9.87 \text{ KN}$$

$$T_{02} = \frac{qs \times l_2}{2} = \frac{5.064 \times \overline{4.80}}{2} = 12.15 \text{ KN}$$

$$T_{03} = \frac{qs \times l_3}{2} = \frac{5.064 \times \overline{4.22}}{2} = 10.69 \text{ KN}$$

Etat limite ultime E.L.U :

$$T_{01} = 13.51 \text{ KN}$$

$$T_{u2} = -1,1 \times 13.51$$

$$T_{u2} = -14.86 \text{ KN}$$

$$T_{u3} = 1,1 \times 16.62$$

$$T_{u3} = 18.29 \text{ KN}$$

$$T_{u4} = -14.61 \text{ KN}$$

Etat limite ultime E.L.S :

$$T_{01} = 9.87 \text{ KN}$$

$$T_{u2} = -1,1 \times 9.87$$

$$T_{u2} = -10.86 \text{ KN}$$

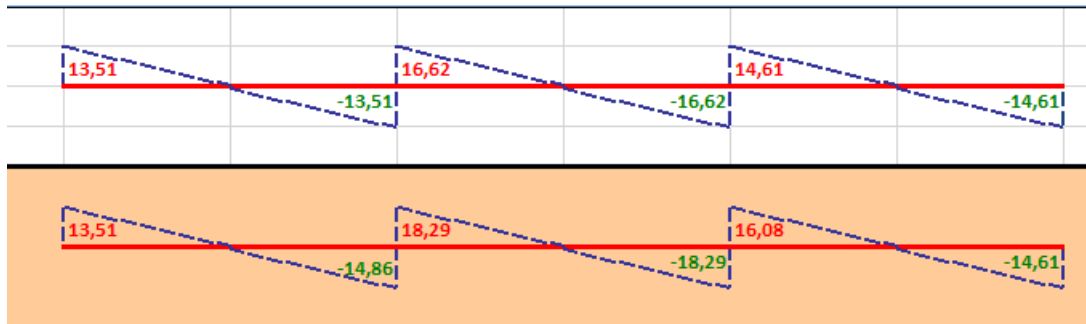
$$T_{u3} = 1,1 \times 12.15$$

$$T_{u3} = 13.37 \text{ KN}$$

$$T_{u4} = -10.69 \text{ KN}$$

Chapitre 3 : Etude des planchers

E.L.U :



E.L.S :

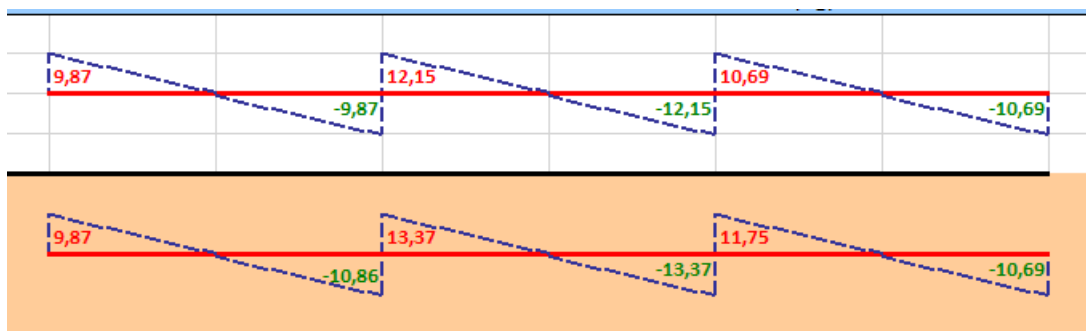


Figure III.2.4- : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 02 travée

Tableau récapitulatif des moments fléchissant , efforts tranchant :

Type 02 :

Appui	Moment en appuis KN.m		Travée	Effort tranchant (KN)				Moment en travée KN.m	
	ELU	ELS		Gauche	Droite	Gauche	Droite	ELU	ELS
1	-2.63	1.93	1-2	13.51	-14.86	9.87	10.86	8.14	5.95
2	-9.97	7.29	2-3	18.29	-18.29	13.37	-13.37	10.97	8.02
3	-9.97	7.29	3-4	16.08	-14.61	11.75	-10.69	9.66	7.06
4	-3.08	-2.25							

Chapitre 3 : Etude des planchers

Type 01 :

Appui	Moment en appuis KN.m		Travée	Effort tranchant (KN)				Moment en travée KN.m	
	ELU	ELS		Gauche	Droite	Gauche	Droite	ELU	ELS
1	-2.63	1.93	1-2	13.51	-14.86	9.87	10.86	8.14	5.95
2	-9.97	7.29	2-3	18.29	-18.29	13.37	-13.37	10.97	8.02
3	-9.97	7.29	3-4	16.08	-14.61	11.75	-10.69	9.66	7.06
4	-3.08	-2.25							

III.2.6- Détermination des armatures :

A. En travée :

Etat limite ultime E.L.U :

M_t : Moment fléchissant équilibré par la table de compression

- ✓ Si $M_t \leq M_{max}$: la zone comprimée se trouve dans la nervure et la section de calculs sera une section en T.
- ✓ Si $M_t \geq M_{max}$: la zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section de calculs sera considérée comme une section rectangulaire ($b \cdot h$)

En travée :

Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$M_t = \sigma_b \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$\gamma_b = 1, 5$ pour les cas courants (E.L.U).

$\gamma_b = 1, 15$ Pour les situations accidentelles.

$F_e = 400 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

$\sigma_b = 14.2 \text{ Mpa}$

Chapitre 3 : Etude des planchers

$M_t = 14.2 \times 60 \times 4 \left(18 - \frac{4}{2}\right) \Rightarrow M_t = 54528 \text{ N.m} < M_t^u \text{max}$ è la zone comprimée se trouve dans la table de compression , Donc le calcul sera considéré comme une section rectangulaire de dimensions (b*h)cm².

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{12970}{14.2 \times 60 \times 18^2} = 0,046$$

$\mu = 0,046 < \mu_L = 0,392$ (Acier FeE400) \Rightarrow A 'n' existe pas et $1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,058 \quad \beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,976$$

➤ Détermination des armatures :

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{12970}{348 \times 0,976 \times 18} = 2.12 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : (CBA/A4.2.1) :

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$A = \max(A_{cal}; A_{min})$ è $A = 2.12 \text{ cm}^2$

Choix des armatures : 3T10 è $A = 2.36 \text{ cm}^2$

Etat limite service E.L.S :

Comme la fissuration est considérée comme préjudiciable , donc il n'ya aucune vérification à faire concernant σ_s

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{serv}} = \frac{12970}{9480} = 1.37$$

En appuis :

Etat limite ultime E.L.U :

$M_a = -11970 \text{ N.m}$

Chapitre 3 : Etude des planchers

$M_a < 0 \Rightarrow$ la table de compression se trouve dans la zone tendue et le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \cdot h) = (12 \cdot 20) \text{ cm}^2$.

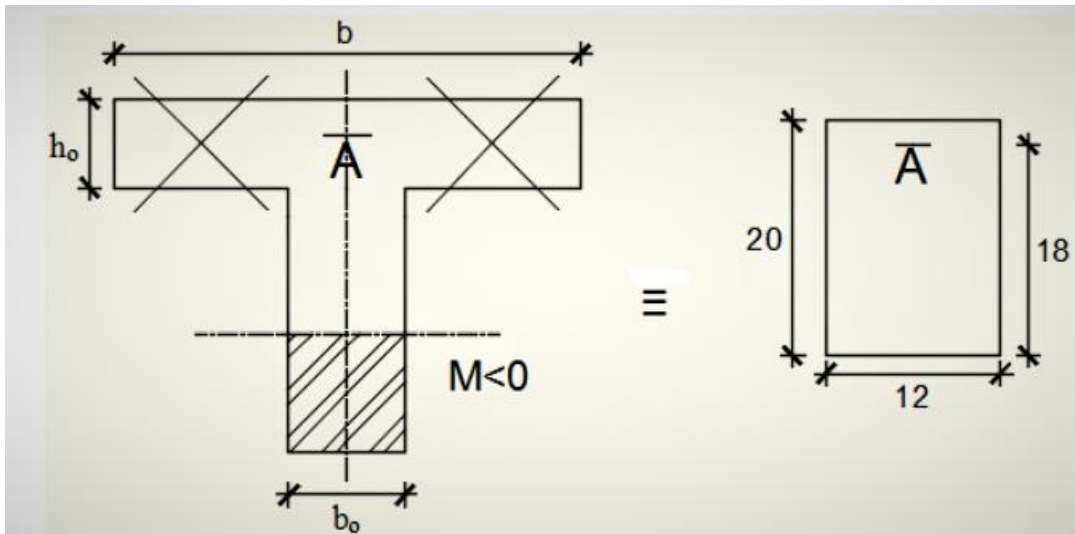


Figure : détermination de la section de calcul en appuis

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{11970}{14.2 \times 12 \times 18^2} = 0,22$$

$\mu = 0,22 < \mu_L = 0,392$ (Acier FeE400) \Rightarrow A 'n' existe pas et $1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,309 \quad \beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,876$$

➤ Détermination des armatures :

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{11970}{348 \times 0,876 \times 18} = 2.18 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : (CBA/A4.2.1) :

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2$$

Chapitre 3 : Etude des planchers

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) \text{ è } A = 2.18 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 2T12 è $A = 2.26 \text{ cm}^2$

Etat limite service E.L.S :

Comme la fissuration est considérée comme préjudiciable , donc il n'ya aucune vérification à faire concernant σ_s

Flexion simple

Section rectangulaire avec A'è

Acier FeE400

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\gamma = \frac{Mu}{Mserv} = \frac{11970}{8750} = 1.37$$

$$\alpha = 0.309 < 1.37 - \frac{1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

è Les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues.

Fissuration peu nuisible

Calcul des armatures transversales :

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45) par rapport à la ligne moyenne et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

$$T_u = -19120 \text{ N.m}$$

Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec } a = 0.9 \times d = 0.9 \times 18 \Rightarrow a = 16.2 \text{ cm}$$

$$T_u \leq 0.267 \times 0.267 \times 16.2 \times 25 = 129762 \text{ N} \dots\dots\dots \text{Condition.V}$$

Chapitre 3 : Etude des planchers

Donc : il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinal inférieures : [CBA93/A.5.1.3.2.1] :

On doit vérifier que :

$$A_{inf} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u + \frac{Ma}{0.9 \times d} \right]$$

$$A_{inf} = 2.36 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left[19120 + \frac{11970}{0.9 \times 18} \right] \times 10^{-2} = 0.57 \text{ cm}^2 \text{ à Condition Vérifiée}$$

Donc : il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{19120}{12} \times 18 \times 10^2 = 0.88 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible } \bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.34 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.88 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.34 \text{ MPa}$ à les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

Section et écartement des armatures transversales A : [BAEL91/4.2.3]

- Diamètre des armatures transversales :

H : hauteur totale de la poutrelle.

\emptyset_l : diamètre maximal des armatures longitudinales.

b_0 : largeur de l'âme de la nervure.

$$\emptyset_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{h_0}{10}; \emptyset_{1min} \right)$$

$$\emptyset_t \leq \min \left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1 \right) = 0.57 \text{ cm}$$

On prend $\emptyset_t = 6 \text{ mm}$ de nuance d'acier $f_e E235 \Rightarrow 2\emptyset_6 \Rightarrow A_t = 0.56 \text{ cm}^2$

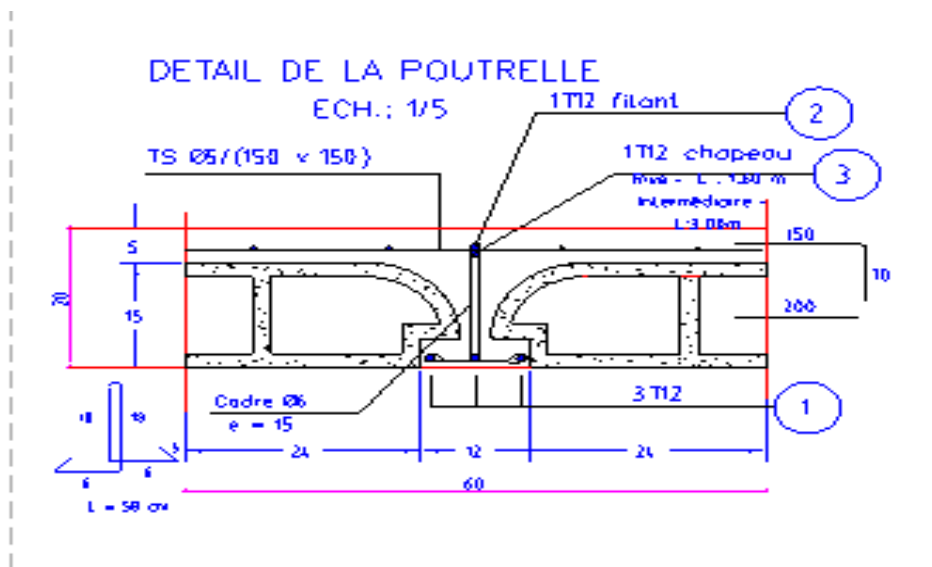


Figure III.2.5: schéma de ferrailage des armatures transversales

L'espacement des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{t28} \times k}{0.80 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad [\text{CBA93/A.5.1.2.3}]$$

K=1 flexion simple

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha = 1; \cos \alpha = 0$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0.80 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = \frac{0.57 \times 0.80 \times 235}{12 \times (0.88 - 0.3 \times 2.1)} = 35.72 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(16.2; 40) = 16.2 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{0.57 \times 235}{0.4 \times 12} = 27.91 \text{ cm}$$

$$\delta_t = \min(\delta_{t1}, \delta_{t2}, \delta_{t3}) = 16.2 \text{ cm}$$

Donc on adopte $\delta_t = 15 \text{ cm}$

III.2.7- Vérification de la flèche :

Chapitre 3 : Etude des planchers

• Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :

La vérification de la flèche se fait à l'E.L.S [CBA93/B6.5.2 annexe D]

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{480} 0.041 < 0.063$ Avec $l = 4.80$ (la plus grande portée) è (condition non vérifiée).
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \left(\frac{M_{tser}}{M_{0ser}} \right) = 0.041 < \frac{1}{10} \times \left(\frac{10690}{14584.32} \right) = 0.073$ Avec M_{tser} : le moment max en travée è condition vérifiée

$$M_{0ser} = \frac{q_{ser} \times l^2}{8} = 14584.32 \text{ N.m}$$

- $\frac{A_s^t}{b_0 \times d} = \frac{2.36}{12 \times 18} 0.011$ è Condition vérifiée

Conclusion :

Une de ces trois conditions n'est pas vérifiée => le calcul de la flèche est nécessaire

On doit vérifiée que : $\Delta ft = (fgv - fji) + (fpi - fgi) \leq \Delta ftmax$

, fgi : Les flèches dus à la charge g ;

fji : La flèche dus à la charge j ;

fpi : La flèche dus a la charge totale p ;

g : charge permanente après mise en place des cloisons ;

$g = G \times 0.6 = 7.44 \times 0.6 = 4.464 \text{ KN/ml}$;

j = g: charge permanente avant mise en place des cloisons,

$j = g = 4.464 \text{ KN/ml}$ (Plancher terrasse)

p : charge totale ; $p = (G + Q) \times 0.6 = (7.44 + 1.00) \times 0.6 = 5.064 \text{ KN/m}$

a) **Calcul des moments fléchissant :**

Sachant que le moment maximum se trouve dans la poutrelle type 01 (travée1-2) alors la flèche maximal s'y trouve aussi.

Appuis de rive 01 :

$$M_j = -0.2 \times q_s^j \times \frac{l^2}{8} = -\frac{0.2 \times 297.6 \times 4.8^2}{8} = -171.42 \text{ N.m}$$

Chapitre 3 : Etude des planchers

$$MP = -0.2 \times q_{sp} \times \frac{l^2}{8} = -\frac{0.2 \times 357.6 \times 4.8^2}{8} = -205.98 \text{ N.m}$$

$$MJ = MG = -171.42 \text{ N.m}$$

$$Mj = MG = -0.6 \times q_s^j \times \frac{l^2}{8} = -\frac{0.6 \times 297.6 \times 4.8^2}{8} = -514.25 \text{ N.m}$$

$$MP = -0.6 \times q_{sp} \times \frac{l^2}{8} = -\frac{0.6 \times 357.6 \times 4.8^2}{8} = -617.93 \text{ N.m}$$

Moment fléchissant en travée :

$$M_{tj} = 0.65 \times q_s^j \times \frac{l^2}{8} = \frac{0.65 \times 297.6 \times 4.8^2}{8} = 557.11 \text{ N.m}$$

$$M_{tp} = 0.65 \times q_{sp} \times \frac{l^2}{8} = \frac{0.65 \times 357.6 \times 4.8^2}{8} = 703.12 \text{ N.m}$$

b) **Module de déformation longitudinale :**

• **Module de déformation longitudinale instantanée :**

$$Ei = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa}$$

• **Module de déformation longitudinale différée :**

$$Ev = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

Calcul des moments d'inertie fictifs :

$$I_f = \frac{1.1I_0}{1 + \mu}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène par rapport à un axe passant par son centre de gravité.

• **Coordonnées du centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i}$$

$$v_1 = \frac{b \times h_0 \times \frac{h}{2} + \left[(h - h_0) \times b_0 \left(\frac{h - h_0}{h_0} + h_0 \right) \right]}{b \times h_0 + (h - h_0)b_0 \times n \times A}$$

Chapitre 3 : Etude des planchers

$$v_1 = \frac{60 \times 4 \times \frac{4}{2} + \left[(20 - 4) \times 12 \left(\frac{20 - 4}{4} + 18 \right) \right]}{60 \times 4 + (20 - 4) 12 + 15 \times 2.36}$$

$$v_1 = 7.32 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 16 - 7,23 = 12.68 \text{ cm}$$

$$I_0 = b \frac{v_1^3}{3} - (b - b_0) \times \frac{(v_1 - h_0)^3}{3} + b_0 \times \frac{v_2^3}{3} + n \times A(d - v_1)^2$$

$$I_0 = 19451.645$$

Pourcentage des armatures :

D'après les Annexes : $\beta = 0,856$

Calcul des contraintes suivant les sollicitation :

$$\sigma_s = \frac{M_t}{A \times \beta \times d}$$

σ_s : contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré.

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \times \frac{A}{b_0 \times d} = 100 \times \frac{2.36}{12 \times 18} = 1,093 \text{ tableau} \rightarrow \beta = 0,856$$

ρ : Le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile

Calcul de μ_g , μ , μ_j :

$$\mu = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^g + f_{t28}} \right]$$

$$\mu_g = \mu_j = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2.1}{(4 \times 0,011 \times 153.20 + 2,1)} \right] = 0.59$$

$$\mu_p = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2.1}{(4 \times 0,011 \times 193.36 + 2,1)} \right] = 0.65$$

Calcul des moments d'inerties fictifs :

Chapitre 3 : Etude des planchers

$$I_f = 1,1 \cdot \frac{I_o}{(1 + \lambda \cdot \mu)}$$

$$\lambda i = 0,05 \times \frac{ft28}{\left(2 + 3 \left(\frac{b_o}{b}\right) \rho\right)} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + 3 \left(\frac{12}{60}\right) 0,010925\right)} = 3,69$$

Avec :

I_f : Moment d'inertie fictif.

λi : pour les déformations instantanées.

λv : pour les déformations de longue durée (différée).

$$\lambda v = 0,02 \times \frac{ft28}{\left(2 + 3 \left(\frac{b_o}{b}\right) \rho\right)} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + 3 \left(\frac{12}{60}\right) 0,010925\right)} = 1,47$$

$$I_{fg}^i = \frac{1,1 \cdot I_o}{1 + \lambda i \cdot \mu g} = 9734,7 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^v = \frac{1,1 I_o}{1 + \lambda v \cdot \mu g} = 10941,86 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1,1 I_o}{(1 + \lambda i \cdot \mu p)} = 3219,61 \text{ cm}^4$$

Calcul des flèches (total et admissible) :

$$f_g^v = Mg \times \frac{L^2}{10 \times E_v \times I_{fg}^v} = \frac{5571,1 \times 4,8^2 \times 10^4}{10 \times 10941,86 \times 10818,87} = 1,08 \text{ cm}$$

$$f_g^i = Mg \times \frac{L^2}{10} \times E_i \times I_{fg}^i = \frac{5571,1 \times 4,8^2 \times 10^4}{10 \times 10941,86 \times 32164,2} = 0,36 \text{ cm}$$

$$f_p^i = Mp \times \frac{L^2}{10 \times E_i \times I_{fp}^i} = \frac{7031,2 \times 4,8^2 \times 10^4}{10 \times 10941,86 \times 32164,2} = 0,46 \text{ cm}$$

La flèche totale :

$$\Delta ft = (f_g^v - f_g^i) + (f_p^i - f_g^v) = 0,10 \text{ cm}$$

La flèche admissible :

Pour $L = 480 \text{ cm} < 500 \text{ cm}$

Chapitre 3 : Etude des planchers

$$\Delta ft_{max} = \frac{480}{500} = 0.96 \text{ cm}$$

Donc : $\Delta ft = 0.10 \text{ cm} < \Delta ft_{max} = 0.96 \text{ cm}$ cm è la flèche est vérifié.

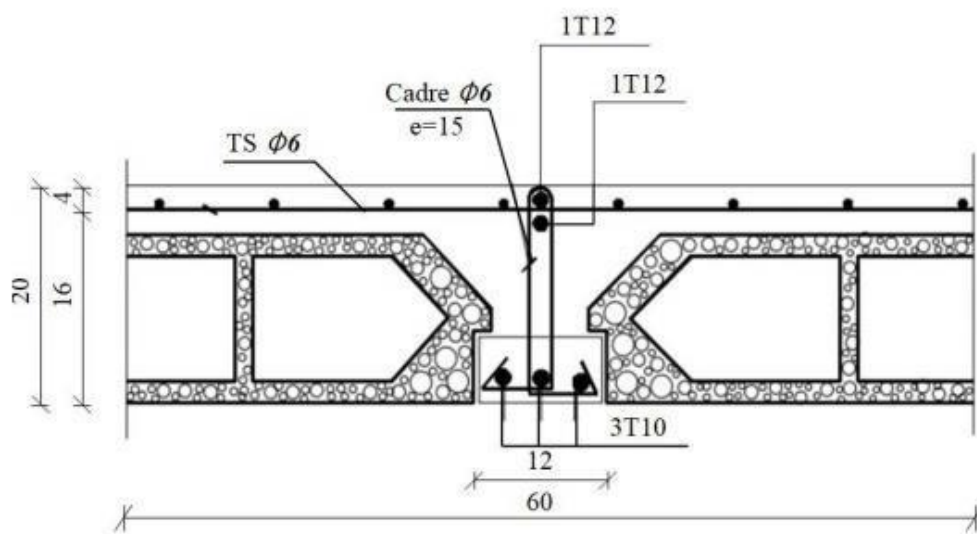


Figure III.2.6 ; schéma de ferrailage des armatures transversales

Chapitre 04 :

Etude des Eléments secondaires

IV- Etude des éléments secondaires :

IV.1- Etude des escaliers :

IV.1.1- Définition :

L'escalier est un élément qui permet la circulation verticale entre les différents niveaux d'un bâtiment.

Il est défini par son emmarchement, giron, contre marche et sa volée. L'escalier est conçu de manière à être parcouru par les utilisateurs avec un minimum d'effort et un maximum de sécurité.

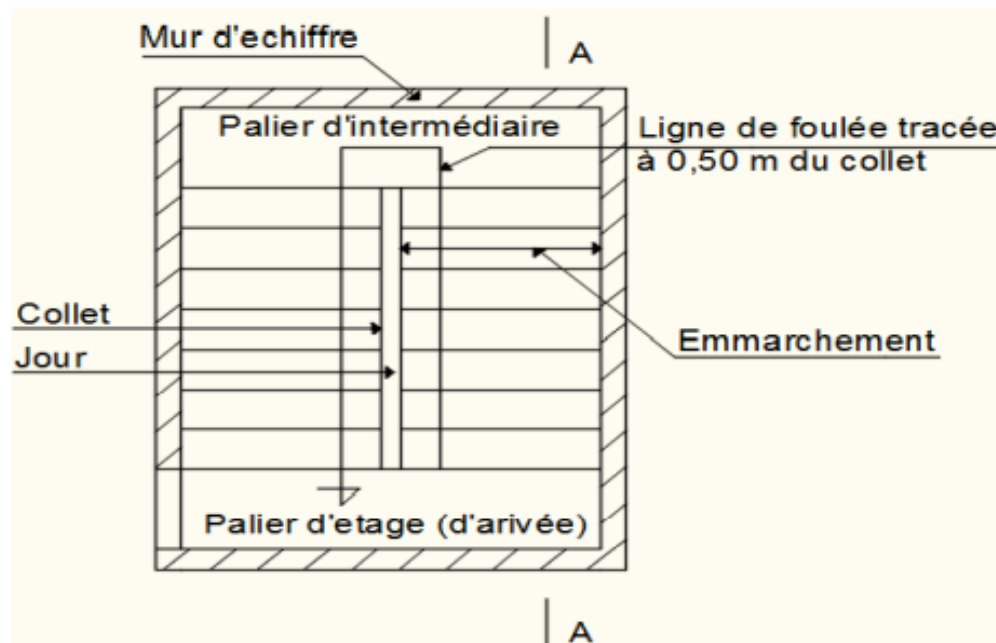


Figure IV.1 : vue en plan de la cage d'escalier.

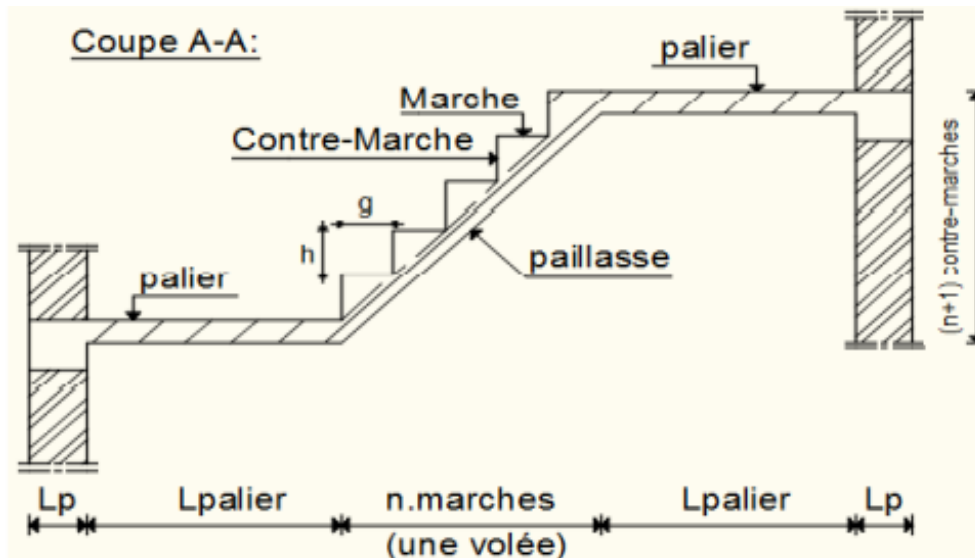


Figure IV.2 : coupe sur la cage d'escalier.

Emmarchement : Longueur de la marche

g : Giron (largueur d'une marche)

h : Hauteur d'une marche

Mur d'échiffre : Mur qui limite l'escalier

Paillasse : Plafond qui monte sous les marches

Contre-marche : La partie verticale d'une marche

Jour : L'espace entre deux volées en projection horizontale

Collet : Le bord qui limite l'escalier du côté du jour

Ligne de foulée : La courbe décrite par une personne prenant l'escalier (tracée à 50cm du côté du jour)

Volée : Suite de marche (avec 20 marches au maximum)

Palier de repos : Partie horizontale d'un escalier entre 2 volées et v Palier d'arrivée : Palier d'étage.

- **IV.1.2- Pré-dimensionnement** :

Type 1 :(RDC)

Le pré-dimensionnement des escaliers doit respecter la formule de «BLONDEL» suivante :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm} ; h = 17\text{cm} ; g = 30\text{cm}.$$

Chapitre 4 : Etude Des Eléments Secondaires

Selon la formule de «BLONDEL» ; il faut que :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \text{ (Condition vérifiée)}.$$

- **Contre marches :**

NC: nombre des contre marches.

$$N_c = H / h = 336 / 16 = 21 \text{ Contre marche}$$

On aura 21 contre marche

$n = N-1$: nombre des marche par volées

- 10 Contre marche pour La 1ere volées

n=11

- 11 Contre marche pour La 1ere volées

n=12

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{16}{30} = 0,53 \Rightarrow \alpha = 27,92^\circ$$

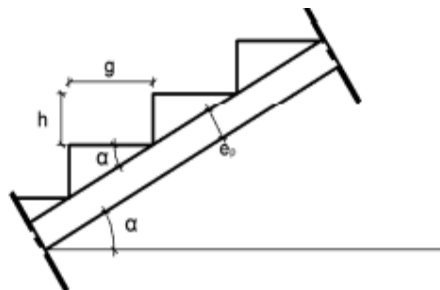


Figure IV.3 : coupe sur paillasse

La longueur de la paillasse :

$$L' = \frac{Hxn}{\sin 29,54} = \frac{0,16 \times 10}{\sin 27,92}$$

$$\Rightarrow L' = 3,47 \text{ m}$$

- **Epaisseur de la paillasse :** (paillasse porteuse)

Condition de résistance :

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{347}{30} < e < \frac{347}{20}$$

$$\Rightarrow 11,56 < e < 17,35$$

Chapitre 4 : Etude Des Eléments Secondaires

On prend : $ep=15cm$

- DESCENTE DE CHARGES :

(Escalier à paillasse avec un seul palier)

1-VOLEE :

d) Charges permanentes :

1- KN/m ²	Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose + sable).....	1,04
2- KN/m ²	Revêtement vertical ()	0,5546
3- KN/m ²	Poids propre des marches ()	1,76
4- KN/m ²	Poids propre des marches ()	3.40
5-	Enduit au ciment ($0.18 \times \frac{1.5}{\cos\alpha}$)	0.30 KN/m ²

Combinaisons

fondamentales :

$G_1 = 7.06 \text{ KN/m}^2$

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$q_1^u = 1,35G_1 + 1,5Q_1 = 1,35 \times 7,05 + 1,5 \times 2,5 = 13,26 \text{ KN/m}^2.$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$q_1^{\text{ser}} = G_1 + Q_1 = 7,05 + 2,5 = 9,55 \text{ KN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_1^u = q_1^u \times 1,00 = 13,26 \times 1,00 = 13,26 \text{ KN/m}.$$

$$q_1^{\text{ser}} = q_1^{\text{ser}} \times 1,00 = 9,55 \times 1,00 = 9,55 \text{ KN/m}.$$

2 - Palier :

c) Charges permanentes :

- Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose + Sable).....1.04
KN/m²
- Poids propre du palier (25x ep1).....3.75
KN/m²

Chapitre 4 : Etude Des Eléments Secondaires

- Poids propres des marches $(18 \text{ Kn} \frac{\text{m}^2}{\text{cm}} \times 15 \text{ cm}) \dots\dots\dots 0.27 \text{ KN/m}^2$

$G_2 = 5,06 \text{ KN/m}^2$

d) **Surcharge d'exploitation** : (Usages d'habitations) $\Rightarrow Q_2 = 2,5 \text{ KN/m}^2$

D) **COMBINAISONS FONDAMENTALES** :

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$q_2^u = 1,35G_2 + 1,5Q_2 = 1,35 \times 5,06 + 1,5 \times 2,5 = 10,58 \text{ KN/m}^2.$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$q_2^{\text{ser}} = G_2 + Q_2 = 5,06 + 2,5 = 7,56 \text{ KN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_2^u = q_2^u \times 1,00 = 10,581 \times 1,00 = 10,58 \text{ KN/mL}$$

$$q_2^{\text{user}} = q_2^{\text{ser}} \times 1,00 = 7,56 \times 1,00 = 7,56 \text{ KN/mL}$$

✚ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

• **Calcul des réactions :**

$$\Sigma FV = 0 \Rightarrow R_a + R_b = q_1 \text{ u} \times 3,47 + q_3 \text{ u} \times 1,35$$

$$R_a + R_b = 13,26 \times 3,47 + 9,55 \times 1,35 \Rightarrow R_a + R_b = 58,90 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/b = 0$$

$$R_a = q_1 \text{ u} \times 3,47 \times (3,47/2 + 1,35) + q_3 \text{ u} \times 1,35 \times (1,35/2) / 4,82$$

$$R_a = 13,26 \times 3,47 \times (3,47/2 + 1,35) + 9,55 \times 1,35 \times (1,35/2) / 4,82 \Rightarrow R_a = 27,35 \text{ KN}$$

$$R_b = q_1 \text{ u} \times 3,47 \times (3,47/2) + q_2 \text{ u} \times 1,35 \times (1,35/2 + 3,47) / 4,82$$

$$R_b = 13,26 \times 3,47 \times (3,47/2) + 9,55 \times 1,35 \times (1,35/2 + 3,47) / 4,82 \Rightarrow R_b = 27,58 \text{ KN}$$

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.):**

• **Calcul des réactions :**

➤ $R_A = 27,35 \text{ KN}$

➤ $R_B = 27,58 \text{ KN}$

Equations d'équilibre :

$$\Sigma F/v = 0$$

$$T(x) = R_a - q_1 \text{ u} \cdot x \quad T(x) = 27,35 - 13,26 = 14,09$$

Chapitre 4 : Etude Des Eléments Secondaires

$$X=0 ; T(0)=27,35$$

$$X=3,47 ; T(3,47)=-18,66$$

$$M(x) = R_a x - q_1 u \cdot x^2 / 2$$

$$M(x) = 27,35 x - 13,26 \cdot x^2 / 2$$

$$M(0)=0 \text{ KN}$$

$$M(3,47)=15,07 \text{ KN.m}$$

• Calcul du moment fléchissant maximum :

$$M_{\max u} \Rightarrow T(x) = 0 \Rightarrow 27,35 - 13,26 x_m = 0 \Rightarrow x(m) = 27,35 / 13,26 = 2,06 \text{ m}$$

$$M_{\max u} = M(2,06) = 27,35 \times (2,06) - 13,26 \times (2,06)^2 / 2 \Rightarrow M_{\max u} = 28,21 \text{ KN.m}$$

• Moment en appuis :

$$M_a u = -0,2 M_{\max u} = -5,64 \text{ KN.m}$$

• Moment en travée :

$$M_t u = 0,8 M_{\max u} = 22,56 \text{ KN.m}$$

Ø Etat limite ultime (E.L.S.) :

• Calcul des réactions :

$$\Sigma FV = 0 \Rightarrow R_a + R_b = q_1^{ser} \times 3,47 + \times 1,35$$

$$R_a + R_b = 10,58 \times 3,47 + 7,56 \times 1,35 \Rightarrow R_a + R_b = 46,91 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/B = 0$$

$$R_a = q_1^{ser} \times 3,47 \times (3,47/2 + 1,35) + q_3^{ser} \times 1,35 \times (1,35/2) / 4,82$$

$$R_a = 10,58 \times 3,47 \times (3,47/2 + 1,35) + 7,56 \times 1,35 \times (1,35/2) / 4,82 \Rightarrow R_a = 24,87 \text{ KN}$$

$$R_b = q_1^{ser} \times 3,47 \times (3,47/2) + q_2^{ser} \times 1,35 \times (1,35/2 + 3,47) / 4,82$$

$$R_b = 10,58 \times 3,47 \times (3,47/2) + 7,56 \times 1,35 \times (1,35/2 + 3,47) / 4,82 \Rightarrow R_b = 21,93 \text{ KN}$$

Etat limite de service (E.L.S.) :

• Calcul des réactions :

$$\Sigma M/B = 0$$

$$\Rightarrow R_a = 24,87 \text{ KN.m}$$

$$\Sigma M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_b = 21,93 \text{ KN.m}$$

Section 1-1 :

Chapitre 4 : Etude Des Eléments Secondaires

$$0 \leq x \leq 1,35 \text{ m}$$

$$T(x) = Ra - q_1 \text{ ser} \cdot x$$

$$T(x) = 24,87 - 10,58 x$$

$$X = 0 ; T(0) = 24,87$$

$$X = 1,35 ; T(1,35) = 10,05$$

$$M(x) = Ra \cdot x - q_1 \text{ ser} \cdot x^2 / 2$$

$$M(x) = 24,87 x - 10,58 \cdot x^2 / 2$$

$$M(0) = 0 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M(1,35) = 23,93 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

• Calcul du moment fléchissant maximum :

$$\begin{aligned} M_{\max \text{ ser}} \Rightarrow T(xm) = 0 &\Rightarrow 24,87 - 10,58 \cdot x = 0 \Rightarrow \\ x(m) &= 24,87 / 10,58 = 2,35 \text{ m} \\ M_{\max \text{ ser}} = M(2,35) &= \frac{24,87 \times (2,35) - 10,58 \times (2,35)^2}{2} \\ M_{\max \text{ ser}} &= 29,23 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

• Moment en appuis :

$$M_{a \text{ ser}} = -0,2 M_{\max u} = -5,84 \text{ KN} \cdot \text{M}$$

• Moment en travée :

$$M_{t \text{ ser}} = 0,8 M_{\max u} = 23,38 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Calcul du ferrillage :

En travée :

Etat limite ultime (E L U) :

$$M_{t_u} = 22,56 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{t_u}}{\sigma_b \times b \times d \times d} = \frac{22565}{14,2 \times 100 \times (13)^2} = 0,094$$

$$\mu = 0,094 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{A}\phi \text{ n'existe pas} \quad \text{et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,125$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,95$$

Détermination des armatures :

Chapitre 4 : Etude Des Eléments Secondaires

$$A_u = M_{tu} / \sigma_s \times \beta \times d = 22565 / 348 \times 0,95 \times 13 = 5,25 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$\begin{aligned} A_{min} &= 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e \\ A_{min} &= 0,23 \times 100 \times 13 \times 2,1 / 400 = 1,57 \text{ cm}^2/\text{mL} \\ A_{tu} &= \max(A_{cal}; A_{min}) \\ \Rightarrow A_{tu} &= 5,25 \text{ cm}^2/\text{mL} \end{aligned}$$

Choix des armatures :

$$6\text{T}12/\text{mL} \quad A = 6,79 \text{ cm}^2 / \text{mL}$$

(T12 e = 15cm).

➤ **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$M^{\text{ser}} = 23,38 \text{ KN.m} \quad t$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec $\lambda \neq 0$

$$\text{Si ; } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$a = 0,142 < \frac{1,04 - 2}{2} + \frac{25}{100} = 0,25$$

Conclusion :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Fissuration peu nuisible

Aucune verification pour σ_s

⇒ Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues

Armatures de répartition :

$$A_r^t \geq \frac{A^t}{4} = 6,79 / 4 = 1,69 \text{ cm}^2 / \text{mL}$$

Choix des armatures :

$$5\text{T}10/\text{mL} \Rightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{mL}$$

(T10 \Rightarrow e = 20cm).

. En appuis :

Etat limite ultime (E L U) :

$$M_{au} = -5,64 \text{ KN.m}$$

· Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = M_{au} / \sigma_b \times b \times d^2 = 5640 / 14,2 \times 100 \times (13)^2 = 0,02$$

$$\mu = 0,02 < \mu_L = 0,392$$

Chapitre 4 : Etude Des Eléments Secondaires

=> (acier FeE400) => A' n'existe pas ; $1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$

=> $\sigma_s = f_e / \delta_s = 348 \text{ MPa}$

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$

=> $\alpha = 0,03$

$\beta = 1 - 0,4 \alpha$

=> $\beta = 0,99$

Détermination des armatures :

$A_u = M_{au} / \sigma_s \times \beta \times d = 5640 / 348 \times 0,99 \times 13 = 1,26 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

[CBA91/A4.2.1]

$A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,20 \text{ cm}^2/M_l$

$A_{au} = \max(A_{cal}; A_{min})$

=> $A_{au} = 1,45 \text{ cm}^2$

• Choix des armatures :

4T10 => $A = 3,14 \text{ cm}^2$.

(T12 => $e = 20 \text{ cm}$)

Etat limite de service (E.L.S.) :

$M_{a \text{ ser}} = -5,84 \text{ KN.m}$

Si $\alpha \leq \gamma - 1/2 + f_{c28}/100$

$a = 0,142 < 1,04 - 1/2 + 25/100 = 0,25$

Conclusion :

$\sigma_b < \sigma_b = 15 \text{ MPa}$ Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

Armatures de répartition :

$A_{rt} \geq A_t / 4 = 5,65 / 4 = 1,41 \text{ cm}^2 / m_L$

• Choix des armatures :

5T10/ m_L $A = 3,93 \text{ cm}^2 / m_L$

(T10 $e = 20 \text{ cm}$).

Vérification des contraintes de cisaillement :

$T_{u \text{ max}} = 14,09 \text{ KN} = 14090 \text{ N}$

$\tau_u = T_{u \text{ max}} / b \times d = 14090 / 100 \times 13 \times 100 = 0,11 \text{ MPa}$

$\tau_u = c_{28} \times 0,05 = 1,25 \text{ Mpa}$

$\tau_u = 0,11 \text{ MPa} < \tau_u = 1,25$

↳ Les armatures transversales ne sont pas

nécessaires.

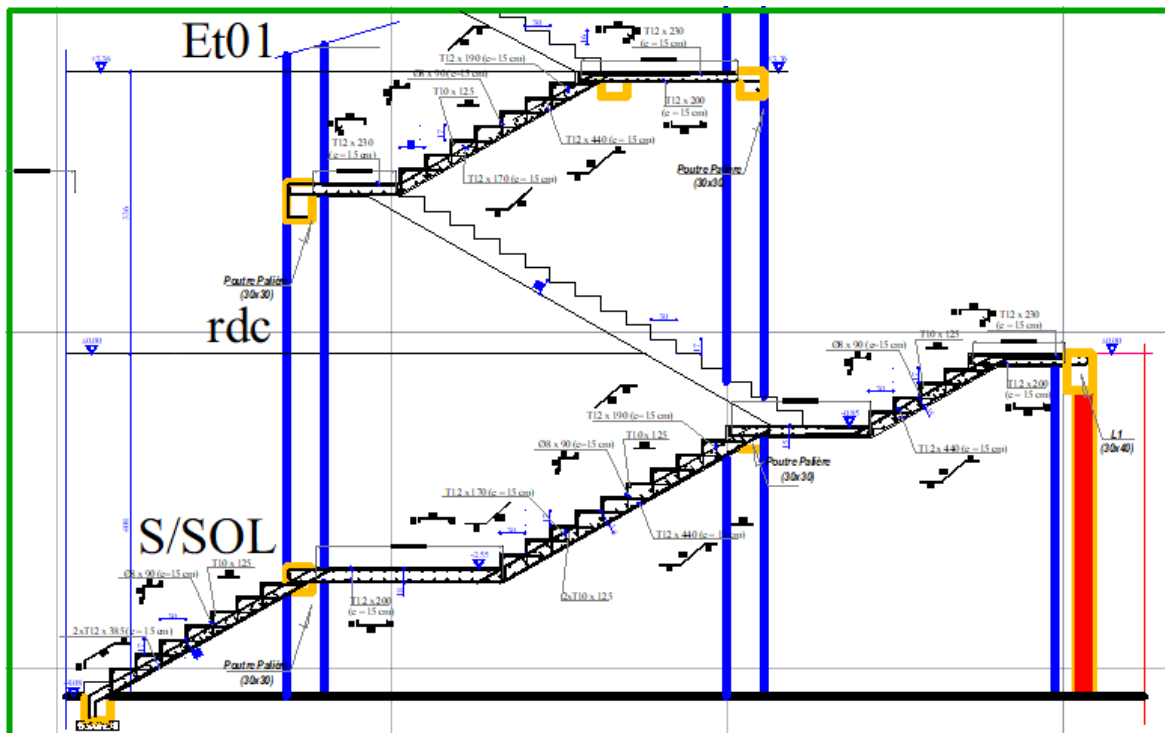


Figure IV.4: Dessin de ferrailage d'escalier

IV.1.3- Poutre palier:

IV.1.3.1- Pré-dimensionnement :

La hauteur des poutres doit vérifier les conditions suivantes:

v Critère de flèche :

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

Avec :

L : Longueur de la poutre ;

h : Hauteur totale de la poutre,

b : Largeur de la poutre.

- **Conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :**

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $4/1 \leq b/h \leq 4$.

$$L_{max} = 495 \text{ cm}$$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow 845 / 15 \leq h \leq 845 / 10 \Rightarrow 33 \text{ cm} \leq h \leq 49,50 \text{ cm}$$

On prendra: $b=30\text{cm}$; $h=40\text{cm}$

Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003):

Chapitre 4 : Etude Des Eléments Secondaires

- $b=30\text{cm} \geq 20\text{cm}$
 - $h=40\text{cm} \geq 30\text{cm}$
 - $0.25 \leq b / h = 30 / 40 = 0.75 \leq 4$
- => Condition Vérifiée

Donc: la section de la poutre palier est de dimension (30 x 40) cm².

IV.1.3.2- Evaluation des charges:

Calcul du poids propre g_p de la poutre brisée:

$$g_p = b \times h \times \gamma_{\text{beton}}$$

$$g_p = 0,4 \times 0,3 \times 2500$$

$$g_p = 300 \text{ daN/m}_L$$

· **Combinaison fondamentales : Ø**

Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_u = 1,35(g_p + g'_{\text{mur}}) + R_B$$

$$q_{\text{ser}} = 1,35(300 + 0) + 2758$$

$$q_u = 3163 \text{ daN/m}_L$$

Etat limite de service (E.L.S.) :

$$q_{\text{ser}} = (g_p + g'_{\text{mur}}) + R_B$$

$$q_{\text{ser}} = (300 + 0) + 2193$$

$$q_{\text{ser}} = 2493 \text{ daN/m}_L$$

Calcul du moment fléchissant maximum :

Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_{0u} = q_u \times l^2 / 8 = 31630 \times (4,95^2) / 8 = 96876,75 \text{ N. m}$$

$$\text{En travée : } M_{tu} = 0,8 \times M_{0u} = 77501,40 \text{ N.m}$$

$$\text{En appuis : } M_{au} = -0,2 \times M_{0u} = -19375,35 \text{ N.m}$$

Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_{0\text{ser}} = q_{\text{ser}} \times l^2 / 8 = 24930 \times (4,95^2) / 8 = 76355,91 \text{ N. m}$$

$$\text{En travée : } M_{t\text{ser}} = 0,8 \times M_{0u} = 61084,73 \text{ N.m}$$

$$\text{En appuis : } M_{a\text{ser}} = -0,2 \times M_{0u} = -15271,18 \text{ N.m}$$

Chapitre 4 : Etude Des Eléments Secondaires

Récap des moments de la poutre palière :

Moments	ELU (daN.m)	ELS(daN.m)
Travée	77501,40	61084,73
Appuis	-19375,35	-15271,18

Calcul du ferrailage :

En travée :

Etat limite ultime (E L U) :

$$M_{t u} = 77501,4 \text{ N. m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = M_{t u} / \sigma_b \times b \times d^2 = 77501,4 / 14,2 \times 30 \times (38)^2 = 0,125$$

$$\mu = 0,016 < \mu_L = 0,392$$

$$\Rightarrow A_{\phi} \text{ n'existe pas et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = f_e / \delta_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,168$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,932$$

Détermination des armatures :

$$A_u = M_{t u} / \sigma_s \times \beta \times d = 77501,4 / 348 \times 0,932 \times 38 = 6,28 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité :

[CBA91/A4.2.1]

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0,23 \times 30 \times 38 \times 2,1 / 400 = 1,36 \text{ cm}^2$$

$$A_{t u} = \max(A_{cal}; A_{min})$$

$$\Rightarrow A_{t u} = 6,28 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$6T12 A = 6,79 \text{ cm}^2$$

Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_{t ser} = 61084,73 \text{ N.m}$$

Chapitre 4 : Etude Des Eléments Secondaires

Flexion simple

Section rectangulaire

avec $\bar{\sigma}_b$

Acier FeE400

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = M_{tu} / M_{t \text{ ser}} = 77501,40 / 61084,73 = 1,26$$

$$\alpha \leq 1,26 - 1/2 + 25/100$$

$$\alpha = 0,93 < 0,13 + 0,25 = 0,38$$

$$\Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

\Rightarrow Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues

En Appuis :

Etat limite ultime (E L U) :

$$M_a u = -19375,35 \text{ N. m}$$

· Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = M_a u / \sigma_b \times b \times d^2 = 19375,35 / 14,2 \times 30 \times (38)^2 = 0,03$$

$$\mu = 0,03 < \mu_L = 0,392$$

$$\Rightarrow A_{\phi} \text{ n'existe pas et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = f_e / \delta_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,01$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$\Rightarrow \beta = 0,99$$

Détermination des armatures :

$$A_u = M_a u / \sigma_s \times \beta \times d = 19375,35 / 348 \times 0,99 \times 38 = 1,47 \text{ cm}^2$$

· Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

Chapitre 4 : Etude Des Eléments Secondaires

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0,23 \times 30 \times 38 \times 2,1 / 400 = 1,37 \text{ cm}^2$$

$$A_u = \max(A_{cal}; A_{min})$$

$$A_t u = 1,47 \text{ cm}^2$$

• **Choix des armatures :**

$$3T12 A = 3,39 \text{ cm}^2$$

Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_{t \text{ ser}} = -61084,73 \text{ N. m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire

avec $\bar{\sigma}_b$

Acier FeE400

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \bar{\sigma}_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = 77501,40 / 61084,73 = 1,26$$

Conclusion :

$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

IV.2- Etude de l'acrotère :

IV.2.1- Définition :

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons les escaliers, les planchers, l'acrotère et enfin le balcon dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement BAEL91 et CBA 93 en respectant le règlement parasismique Algérien RPA99 Version 2003.

Chapitre 4 : Etude Des Eléments Secondaires

IV.2.2- Le rôle de l'acrotère :

- ⇒ Empêche l'écoulement des eaux pleurales sur la façade
- ⇒ Donne un aspect esthétique
- ⇒ Protection des personnes.

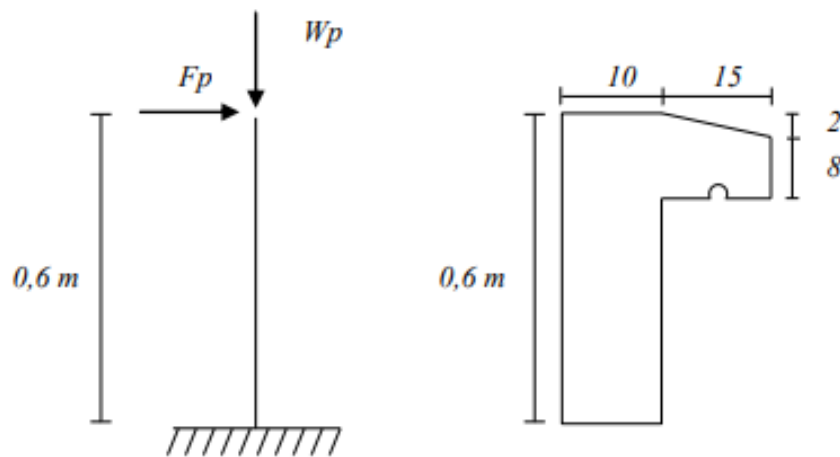


Figure IV.5: dimensions de l'acrotère et schéma statique

IV.2.3- - Calcul du ferrailage :

L'acrotère sera calculé comme une console encastré au niveau du plancher terrasse inaccessible pour une bande de 1.00m de largeur . il sera calculé à la flexion composée sous l'effet d'un effort normal N et d'un moment de flexion à la base.

IV.2.4- Détermination des sollicitations :

▪ Le poids propre :

W_P : Poids de l'élément

$$W_P = V \cdot \rho$$

$$\rightarrow V = \left[(0,6 \times 0,1) + \left(\frac{(0,1+0,08) \times 0,15}{2} \right) \right] \times 1 = 0,0735 \text{ m}^3$$

$$\rightarrow W_P = 0,0735 \times 2500 = 183,75 \text{ daN}$$

▪ La force horizontale F_P :RPA.99Ver2003 (art 6.2.3)

Chapitre 4 : Etude Des Eléments Secondaires

$$F_P = 4.A.C_P.W_P$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone(R.P.A Ver 2003 / Tab4.1)
- C_P : Facteur de force horizontale(R.P.A Ver 2003 / Tab 6.1)

Pour notre acrotère, On a :

- A = 0,15 (Groupe d'usage 2 ; Zone II.a)
- $C_P = 0,8$ (Elément en console)

$$F_P = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 183,75$$

$$F_P = 88,2 \text{ daN}$$

▪ **Effort normal et moment fléchissant :**

	Désignation	Formule	Calcul	Résultat (daN)
E.L.U	N_U	$1,35 W_P$	$1,35 \times 183,75$	248,06
	M_U	$1,5.F_P.L$	$1,5 \times 88,2 \times 0,6$	79,38
E.L.S	N_{Ser}	W_P		183,75
	M_{Ser}	$F_P.L$	$88,2 \times 0,6$	52,92

Tab.4.1. Calcul des effort normal et moment fléchissant.

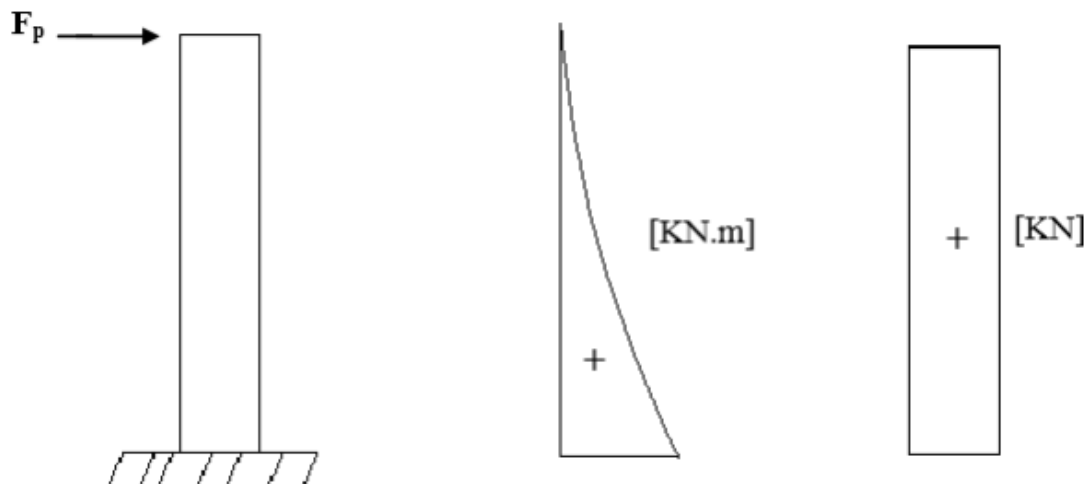


Figure IV.6. Diagrammes du moment fléchissant et effort normal.

a. **Sections des armatures :**

Le ferrailage de l'acrotère sera calculé à la flexion composée pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10cm ; la section de calcul est $(100 \times 10) \text{ Cm}^2$

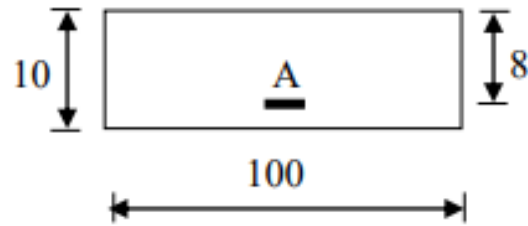


Figure IV.7 . Section de calcul du ferrailage de l'acrotère

- **Position du point d'application de l'effort normal :**
- **Etat limite ultime E.L.U :**

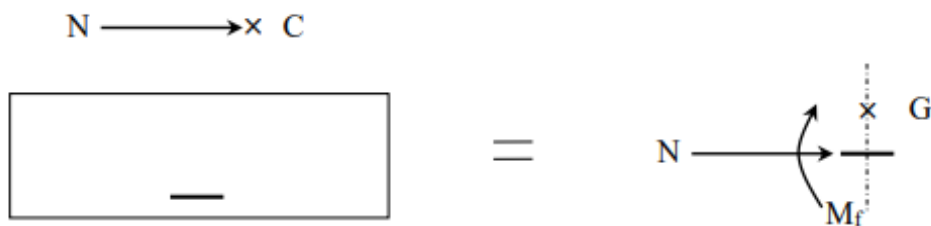
$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{79,38}{248,06} = 0,32\text{m}$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,03\text{m}$$

$$\rightarrow e_0 > \frac{h}{2} - c'$$

- L'effort normal est un effort de compression se trouvant à l'extérieur de la section

Donc, la section est partiellement comprimée (S.P.C) ; le calcul se ramène à la flexion simple avec un moment fictifs M_f calculé par rapport aux armatures tendues.



$$M_f = N_U \cdot e = N_U \cdot \left(e_0 + \frac{h}{2} - c' \right) = 248,06 \times \left(0,32 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 86,821 \text{ daN.m}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**
- **Etat limite ultime E.L.U :**

Chapitre 4 : Etude Des Eléments Secondaires

$$\mu = \frac{M_f^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{868,21}{14,17 \times 100 \times 8^2} = 0,010$$

$\mu = 0,010 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow$ (Acier FeE400) $\Rightarrow A'$ n'existe pas.

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,012.$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha \Rightarrow \beta = 0,995$$

▪ Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{M_f^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{868,21}{348 \times 0,995 \times 8} \Rightarrow A_1 = 0,31 \text{ Cm}^2 / \text{ml}$$

▪ Sollicitation réelle (flexion compose):

$$\left\{ \begin{array}{l} A = A_1 - \frac{N_U}{100 \times \sigma_s} = 0,31 - \frac{2480,6}{100 \times 348} = 0,24 \text{ cm}^2 \\ A' = 0 \end{array} \right.$$

▪ Calcul des armatures minimales (Condition de non fragilité) :BAEL91 (B5.3)

Pour les éléments exposés aux intempéries sur plus d'une de leurs faces à l'action climatique armés d'acier de classe FeE400, le pourcentage des armatures sera 0,25% de la section du béton si la longueur de l'élément est inférieure à 2,4m, avec un espacement n'excédant pas la plus petite valeur de 25cm et deux fois l'épaisseur du béton.

- Pourcentage de 0,25% de la section du béton.

$$A_{\min} = 0,25 \% \times S \Rightarrow A_{\min} = 0,0025 \times (100 \times 10) = 2,5 \text{ Cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t = \max (A_t; A_{\min}) = 2,5 \text{ Cm}^2 / \text{ml}$$

▪ Choix des armatures:

$$5T10/\text{ml} \rightarrow A = 3,93 \text{ Cm}^2 / \text{ml}$$

$$(T10 \rightarrow e = 25\text{cm})$$

$$e \leq \min [25 ; (2 \times 10\text{cm})] \text{cm} \Rightarrow \text{Condition Vérifié}$$

▪ Armatures de répartition :

$$A_r^t \geq \frac{A_t}{4} \Rightarrow \frac{A_r^t}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ Cm}^2 / \text{ml}$$

▪ Choix des armatures :

Chapitre 4 : Etude Des Eléments Secondaires

$$5T8/ml \rightarrow A = 2,51 \text{ Cm}^2 / ml$$

$$(T8 \rightarrow e = 25\text{cm})$$

▪ Etat Limite de service E.L.S :

L'acrotère est exposé aux intempéries, la fissuration est donc préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} \quad \Rightarrow \quad e_0 = \frac{52,92}{183,75} = 0,29 \text{ m}$$

$$e_0 > \frac{h}{2} - c \quad \Rightarrow \quad \frac{h}{2} - c = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,03\text{m}$$

- Le point d'application d'un effort normal de compression N_{ser} se trouve en dehors de la section.
- La section est partiellement comprimée (S.P.C).

IV.3- Etude des balcons :

Les balcons sont considérés comme étant encastés sur les poutres ; calculés comme une console de 1 m de largeur et sollicité par :

- Leurs poids propre : G
- La surcharge d'exploitation : Q
- La charge dû au poids du mur :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encasté dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par:

$$L/20 < e < L/15$$

$$\text{P on a : } L = 1,50\text{m}$$

$$7,5\text{£} \leq \text{£} 10$$

On prend un épaisseur de $h_d = 15 \text{ cm.}$

Matériaux	ρ (KN/m ³)	E_p (m)	G (KN/m ²)
-----------	-----------------------------	-----------	------------------------

Chapitre 4 : Etude Des Eléments Secondaires

-Carrelage +sable+ Mortier de pose	/	/	1.04
Plancher à Dalle pleine	25	0.15	4.00
Enduit en ciment	18	0,015	0,27
			G= 6.31

IV.3.1- Evaluation et combinaison des charges :

Pour une bande de 1m de largeur : $\bar{G} = G \times 1,00 = 6,31 \text{ KN/mL}$

$G = 6,31 \text{ KN/m}^2$; $Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$

Pour une bande de 1m de largeur : $\bar{G} = G \times 1,00 = 6,31 \text{ KN/mL}$

· Surcharges d'exploitation : Balcon pour locaux à usage habitation : $Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$

Pour une bande de 1m de largeur :

$\bar{q} = Q \times 1,00 = 3,5 \text{ KN/mL}$

Calcul à l'état limite ultime (ELU) :

▪ Calcul de la charge due au poids du mur :

$P = G_m \times h$

On a : Epaisseur du mur : $e = 30 \text{ cm}$

- 90 dan/m² le poids surfacique du brique épaisseur 10 cm posée cote intérieur
- 130 dan/m² le poids surfacique brique épaisseur 15 cm posée cote extérieur
- 18 dan/m³ le poids volumique enduit ciment

$G_m = [0,9 + 2 \times (0,015 \times 18)] = 1,44 \text{ KN/m}^2$

Hauteur du mur : 1,10 m

$G_m = 1,44 \times 1,10 \Rightarrow G_m = 1,58 \text{ KN}$

▪ Charge due au poids de mur :

$P = G_m \times h = 1,58 \times 1,10 \Rightarrow P = 1,74 \text{ KN/ml}$

$\phi_{max} \leq \frac{h_d}{10} \leq \frac{15}{10} \leq 1,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prendra } \phi = 10 \text{ mm}$

Chapitre 4 : Etude Des Eléments Secondaires

- **Calcul de l'enrobage :**

$$\Rightarrow C = a + \frac{\phi}{2}$$

$$\Rightarrow C = (10 + \frac{10}{2}) = 15\text{mm}$$

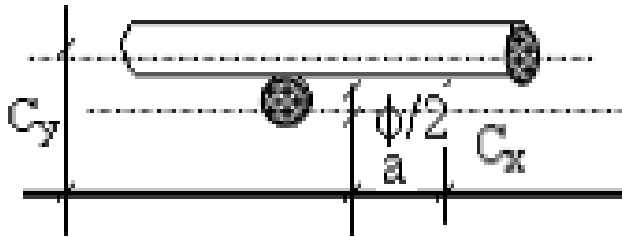


Figure IV.3.1. Enrobage du balcon

- **Les hauteurs utiles :**

$$d = h_d - C = 15 - 1,5 = 13,5$$

	Formule	Calculs	Résultats (daN.m)
ELU	$-[1,35G+1,5Q]\frac{l^2}{2} - 1,35 \cdot P.l$ P.l. 1,00	$-[1,35 \times 631 + 1,5 \times 350] \frac{1,50^2}{2} - 1,35 \times 1,74 \times 1,50$	-1545,43
ELS	$-[G+Q]\frac{l^2}{2} - P.l$ P.l. 1,00	$-[631 + 350] \frac{1,50^2}{2} - 1,74 \times 1,50$	-1057,27

IV.3.2- Calcul du ferrailage :

$$M_U = -1545,43 \text{ KN.m}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_U}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{1545,43}{14,17 \times 100 \times 13,5^2} = 0,1$$

$$\mu = 0,1 < \mu_{AB} = 0,392 (\text{Acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

Chapitre 4 : Etude Des Eléments Secondaires

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0.1$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.9$$

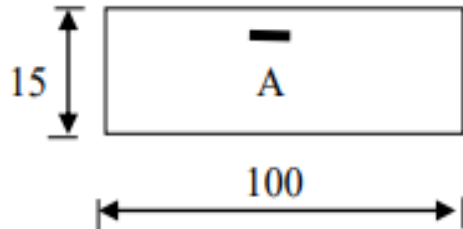


Figure IV.3.2 Section de Calcul

▪ Choix des armatures :

6T12 $\Rightarrow A = 6,79 \text{ cm}^2$

(T12 $\Rightarrow e = 16,5 \text{ cm}$)

• E.L.S :

- $M_{ser} = -1859,45 \text{ daN.m}$

➤ Flexion Simple

➤ Section rectangulaire sans A'

➤ Acier FeE400

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Avec :

$$\gamma = \frac{M_U}{M_{ser}} = \frac{1545,43}{1057,27} = 1,46$$

$$\frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,48 > \alpha = 0,14 \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

▪ Conclusion :

➤ $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$

➤ Fissuration peu préjudiciable

➤ Aucune vérification pour « σ_s »

➤ \Rightarrow Les armatures calculées à E.L.U seront maintenues

Chapitre 4 : Etude Des Eléments Secondaires

- **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,7 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$4T8 \Rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armature transversales :**

$$T_U^{\max} = (1,35G + 1,5Q). l + 1,35 P$$

$$T_U^{\max} = [(1,35 \times 631) + (1,5 \times 350)] \times 1,50 + (1,35 \times 1,74)$$

$$T_U^{\max} = 2067,62 \text{ daN}$$

$$\tau_U = \frac{T_U^{\max}}{b \times d} = \frac{2067,62}{100 \times 13,5 \times 100} = 0,02 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau}_U = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ Mpa (Fissuration peu préjudiciable) (B.6.7, 2 BAEL 91).}$$

$$\tau_U = 0,02 \text{ Mpa} < \overline{\tau}_U = 1,25 \text{ Mpa} \quad \left. \vphantom{\tau_U} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas}$$

nécessaires

Il n'y a pas de reprise de bétonnage.

IV.3.3- Vérification de la flèche :

- **Condition de la flèche :(B.7.5 BAEL 91)**

$$\triangleright \frac{h}{L} > \frac{1}{20}$$

$$\triangleright \rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e}$$

- **Vérification si la flèche est nécessaire :**

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{150} > \frac{1}{20} \Rightarrow 0,10 > 0,05 \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{6,3}{100 \times 13,5} = 0,0046 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

- **Conclusion :**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Chapitre 05 :

ETUDE SISMIQUE

V- Etude sismique

V.1- INTRODUCTION :

Les tremblements de terre ont représenté depuis toujours un de plus graves désastres de l'humanité. Leur apparition brutale est imprévue, la violence des forces mises en jeu et l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

Le séisme est un phénomène qui se produit à partir du frottement entre les plaques tectoniques, un déplacement de ces derrières engendre des efforts sismiques qui imposent aux constructions des accélérations pouvant atteindre l'ordre de grandeur de la pesanteur, alors un effort sismique est un effort dynamique (varie en fonction du temps).

Le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien **[R.P.A.99 (version2003)]**

V.2- Méthodes de calcul :

Selon l'article 4.1.1 du RPA.9 (Version 2003), les forces sismiques peuvent être déterminées par deux méthodes :

- Méthode statique équivalente et
- Méthode dynamique modale spectrale.

V.2.1 Méthode statique équivalente :

➤ **Principe de la méthode :[RPA99 (version 2003)/4.2.1]**

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement dans les 2 directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux de l'action sismique.

Le R.P.A.99 (version2003) permet sous certaines conditions de faire les calculs par cette méthode, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base donné par la formule suivante :

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

Avec :

- A** : Coefficient d'accélération de zone ;
- D** : Facteur d'amplification dynamique moyen ;
- Q** : Facteur de qualité ;

Chapitre 5 : Etude Sismique

R : Coefficient de comportement et

W : Poids total de la structure.

☑ **Condition d'application : [RPA 99 (version 2003)/4.1.2]**

Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes :

• **Régularité en plan : [RPA99 (version 2003)/3.5.1.a]**

1. Le bâtiment doit être présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales ;

2. A chaque niveau la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ne dépasse pas **15%** de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique ;

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder **25%** de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

3. Le rapport longueur /largeur du plancher est inférieur à 4 ;

4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformable dans leur plan ; Dans ce cas la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieur à 15% de celle de ce dernier.

• **Régularité en élévation : [RPA99 (version2003)/3.5.1.b]**

1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

2. Les raideurs et masses des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement de la base au sommet du bâtiment.

3. La variation de dimension en plan entre deux niveaux successifs ne dépasse pas **20%**.

La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas **1,5** fois sa plus petite dimension.

Outre ces conditions, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : ● tous groupe.

Zone IIa : ● groupe d'usage 3.

Chapitre 5 : Etude Sismique

- groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveau ou 23m.

- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone IIb et III ● groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 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 inférieur ou égale à 2 niveaux ou 08m.

✚ La méthode statique équivalente n'est pas applicable, dans ce cas on va appliquer la méthode dynamique (**le calcul se fait par le logiciel « Autodesk RobotBat 2020 »**).

V.2.2- Méthode dynamique :

a) Principe :

Par cette méthode il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b) Modélisation :

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encasté à la base, ou les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (2 translations horizontales, et une rotation d'axe verticale)

[RPA99/v2003 4.3.2].

c) Présentation du logiciel :

Robot Bat est un logiciel de calcul, d'analyse et de conception d'une variété très large de structures.

Ce système qui est basé sur la méthode des éléments finis, possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur :

- Il donne plusieurs possibilités de création du modèle ;
- Il calcule automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure ;
- Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position « vérifier structure » ;

Chapitre 5 : Etude Sismique

- Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphiques bien détaillés comme il donne le maximum des efforts internes (moments fléchissant M, efforts tranchants T, efforts normales, contraintes σ ...)

V.3- Etapes de modélisation :

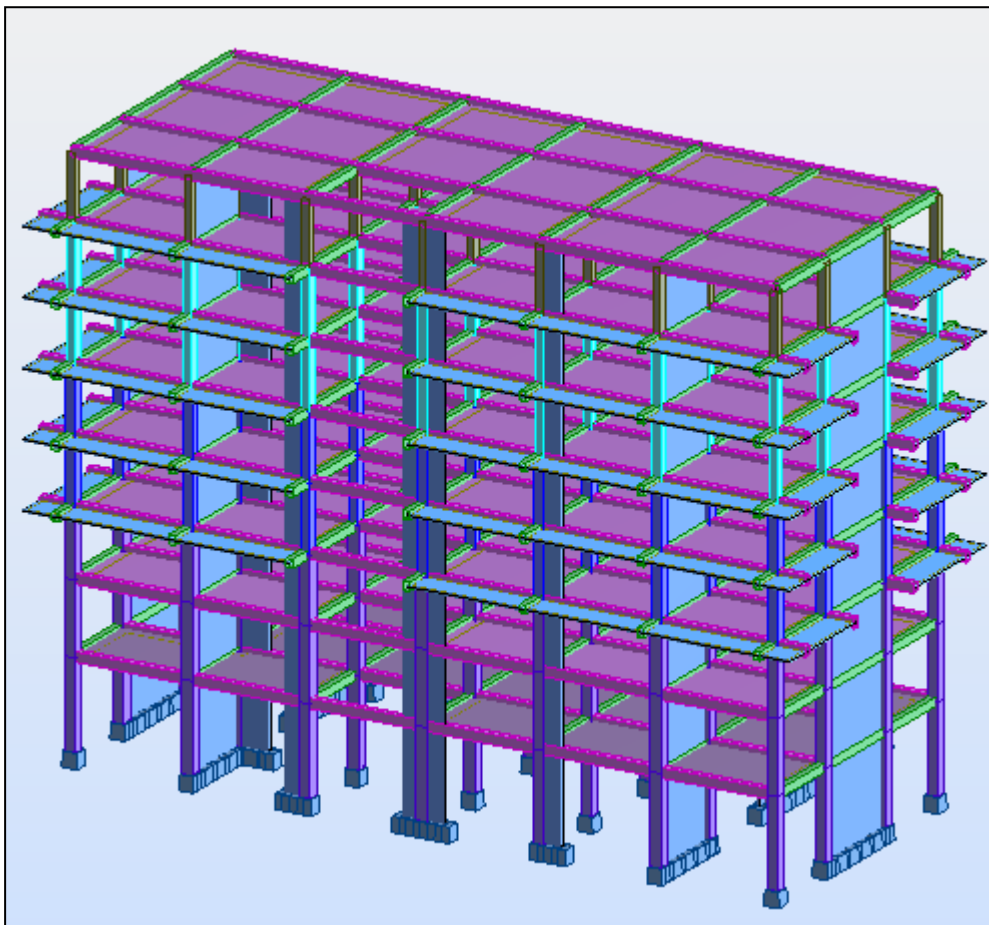
Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

- Choix du plan du travail : notre structure est un modèle tridimensionnel ;
- Choix de l'unité du travail ; KN et m ;
- Création graphique du modèle en utilisant l'interface du Robot Bat:

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barres et les voiles dalle

pleine par panneau.

- Introduit les propriétés du matériau utilisé: les propriétés du béton (voir chapitre I)
- Introduit les propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé ;
- Introduit les conditions aux limites ;



Chapitre 5 : Etude Sismique

Model 3D du bâtiment

V.3.1- Détermination des charges : pour notre cas, on a trois types :

- ☑ Charge permanente G: contient le poids total de la structure et la charge permanente distribuée par les planchers aux poutres principales et secondaire ainsi que la poussée des terres pour les voiles périphériques du sous-sol.
- ☑ Charges d'exploitation Q: les charges d'exploitations distribuées par les planchers aux poutres.
- ☑ Les forces sismiques E : contient les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les trois sens(X, Y et Z).

• Détermination des combinaisons de charges :

1) $1.35G + 1.5Q$

2) $G + Q$

3) $0.8G + E$

4) $0.8G - E$

5) $G + Q + E$

6) $G + Q - E$

- Vérification des erreurs ;
- Lancement de l'analyse ;
- Interprétation des résultats.

• Détermination du spectre de réponse :

Zone	:	Ila
Usage	:	2
Assise	:	S ₃
Coefficient de qualité	:	1.200
Coefficient de comportement	:	3.500
Amortissement	:	10.00 %

V.4- Interprétation des résultats :

V.4.1- Vérification la résultante des forces sismiques :

Chapitre 5 : Etude Sismique

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaisons des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

a. Calcul la force statique équivalente :

La force sismique totale à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions par :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone ;

D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;

Q : Facteur de qualité ;

R : Coefficient de comportement et

W : Poids total de la structure

Coefficient d'accélération de zone A :

Donné par le tableau (4.1) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

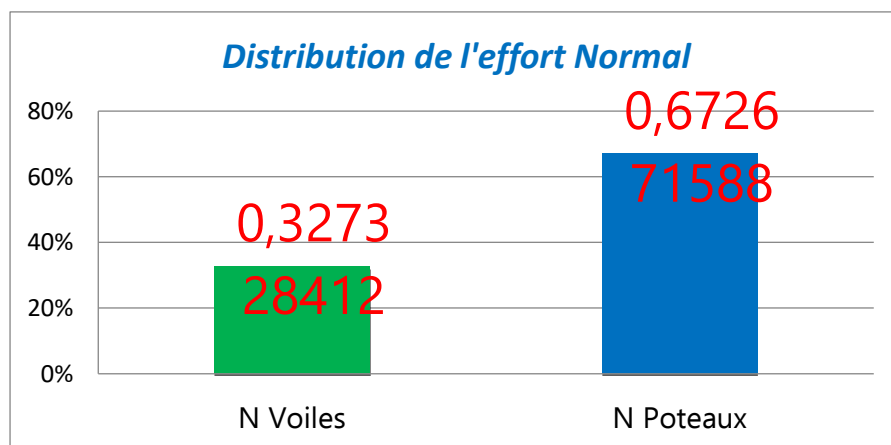
- **Zone IIa**

- **Groupe 2** (Ouvrage courants ou d'importance moyenne)

=> **A = 0.15**

a) Coefficient de comportement R :

Pour déterminer le coefficient de comportement, on doit vérifier la distribution des efforts sur les poteaux et voiles



N% voiles > 20% => Système 2 : c'est un système de contreventement constitué de voiles en béton armé => **R = 3,5** [RPA99 version2003)/tableau 4]

Chapitre 5 : Etude Sismique

(

Critère	P _q	
	P _{qx}	P _{qy}
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
2. Redondance en plan	0.05	0.05
3. Régularité en plan	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0.05	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
	0.2	0.2

b) Facteur de qualité Q :

Tableau.VI.1: Valeurs des pénalités P_q

$$Q = 1 + S P_q = 1 + 0.2 = 1.2$$

c) Calcul du poids de la structure W :

$$W = \sum W_{Gi} + \beta \sum W_{Qi}$$

[RPA99version2003/formule 4.5]

Avec :

W_{Gi} : Poids du aux charge permanentes ;

W_{Qi} : Poids du aux charges d'exploitation ;

$\sum W_{Gi}$: Résultante des réactions verticales dues aux charges permanentes

$\sum W_{Qi}$: Résultante des réactions verticales dues aux charges d'exploitation

Remarque : le poids total de la structure est donné par le logiciel rabet bat

$$W = 49662,66 \text{ KN}$$

V.5- Calcul de la force sismique :

Le calcul des sollicitations sismique se fait par la méthode d'analyse dynamique modale spectrale, L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

Chapitre 5 : Etude Sismique

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

h : Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} = \sqrt{\frac{7}{(2 + 10)}} = 0,764$$

x: Pourcentage d'amortissement critique.

R : Coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : Facteur de qualité.

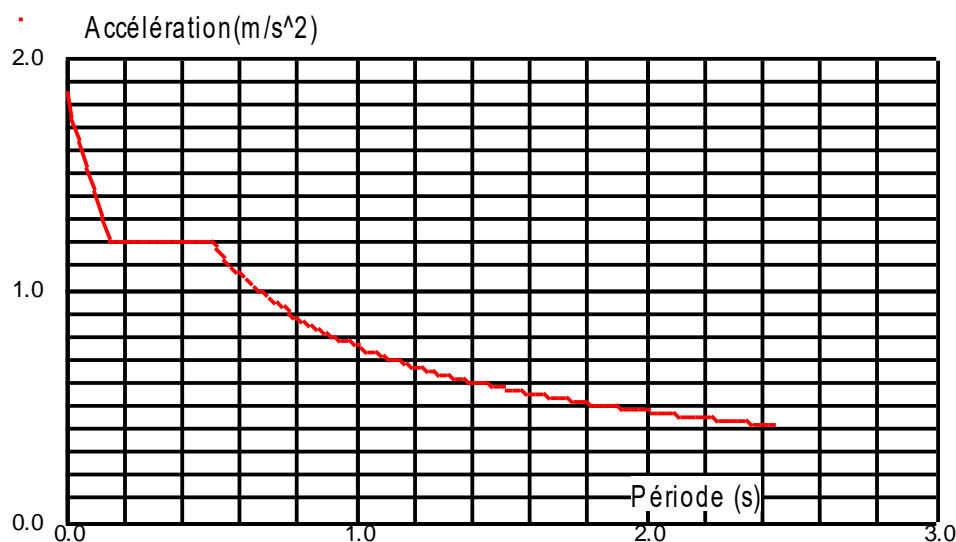
Pour notre étude les valeurs caractérisant le spectre de réponse sont présentées sur le tableau suivant

Valeurs caractérisant le spectre de réponse élastique.

A	h	x	R	T1	T2	Q
0.15	0.764	10%	3,5	0.15	0.50	1.2

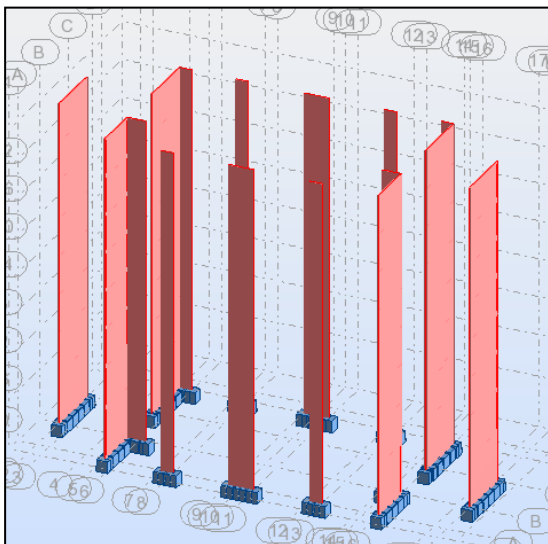
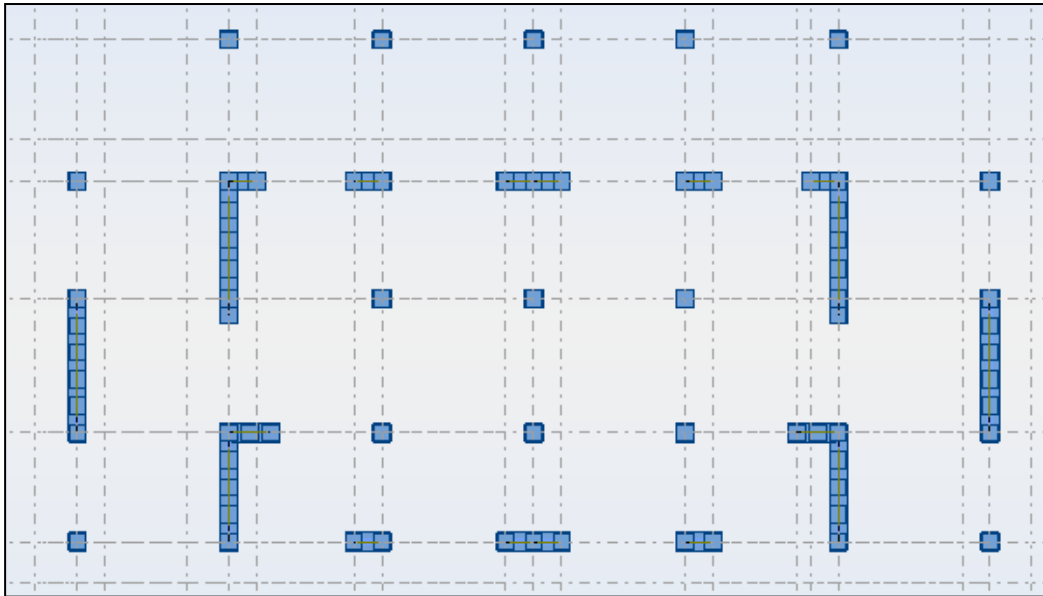
a.

Spectre de réponse sismique



B. Disposition des voiles de contreventement

Chapitre 5 : Etude Sismique



V.6- Vérification vis-à-vis le règlement parasismique Algérien RPA 2003

V.6.1- Vérification du comportement dynamique :

Résultat de l'analyse modale

Mode	Période (sec)	Masse modale UX (%)	Masse modale UY (%)	Masse cumulée UX	Masse cumulée UY
Mode 1	0.54	76.76	0.00	76.76	0.00
Mode 2	0.45	0.00	68.37	76.76	68.37
Mode 3	0.28	0.25	0.02	77.01	68.39
Mode 4	0.14	11.59	0.00	88.60	68.39

Chapitre 5 : Etude Sismique

Mode 5	0.13	5.22	0.00	93.82	68.39
Mode 6	0.10	0.00	18.91	93.82	87.30
Mode 7	0.09	0.03	0.00	93.85	87.31
Mode 8	0.08	2.73	0.00	96.58	87.31
Mode 9	0.07	0.00	3.46	96.58	90.76
Mode 10	0,05	0.00	0.00	96.58	90.76

- **Vérification ART 4.3.4 RPA 2003 :**

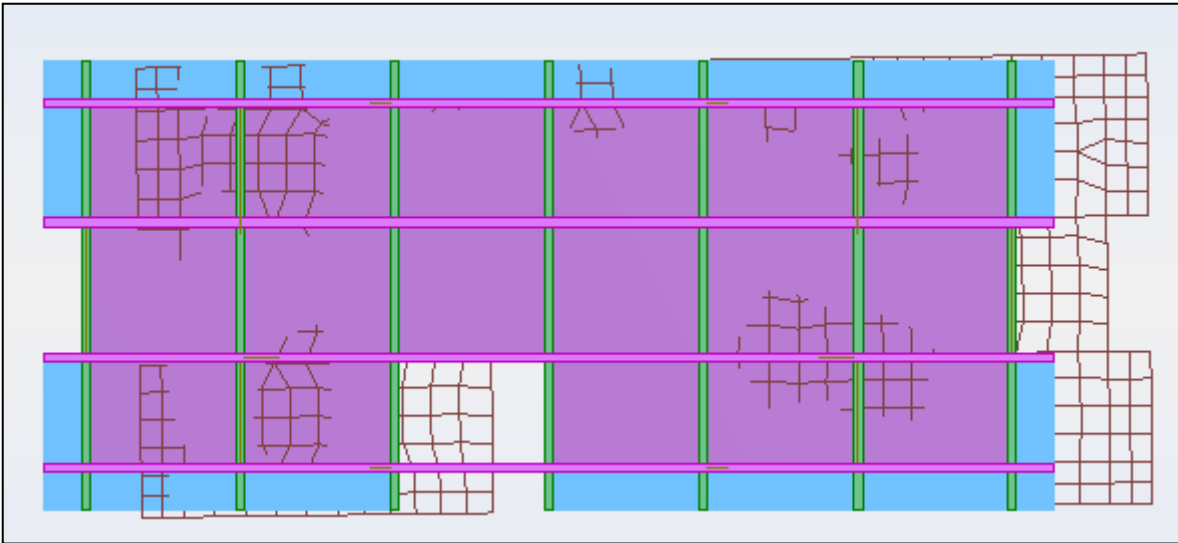
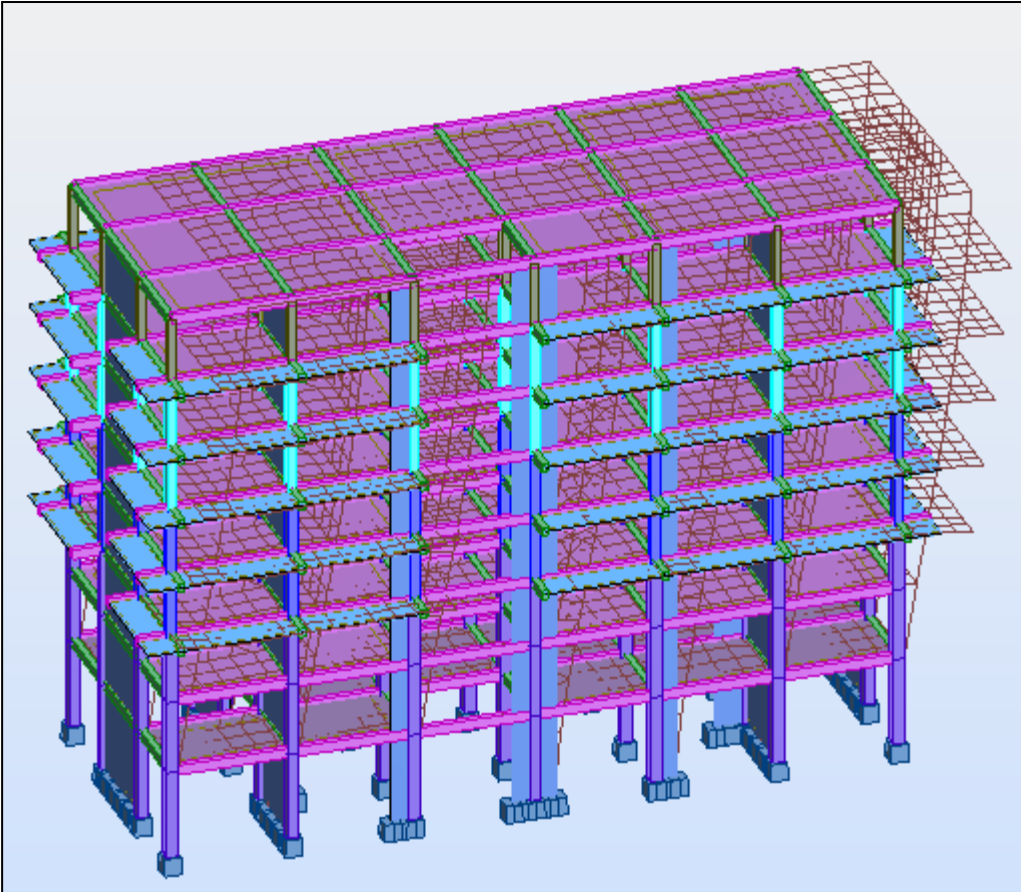
Le nombre de mode à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenues soit égale à au moins à 90% de la masse totale de la structure :

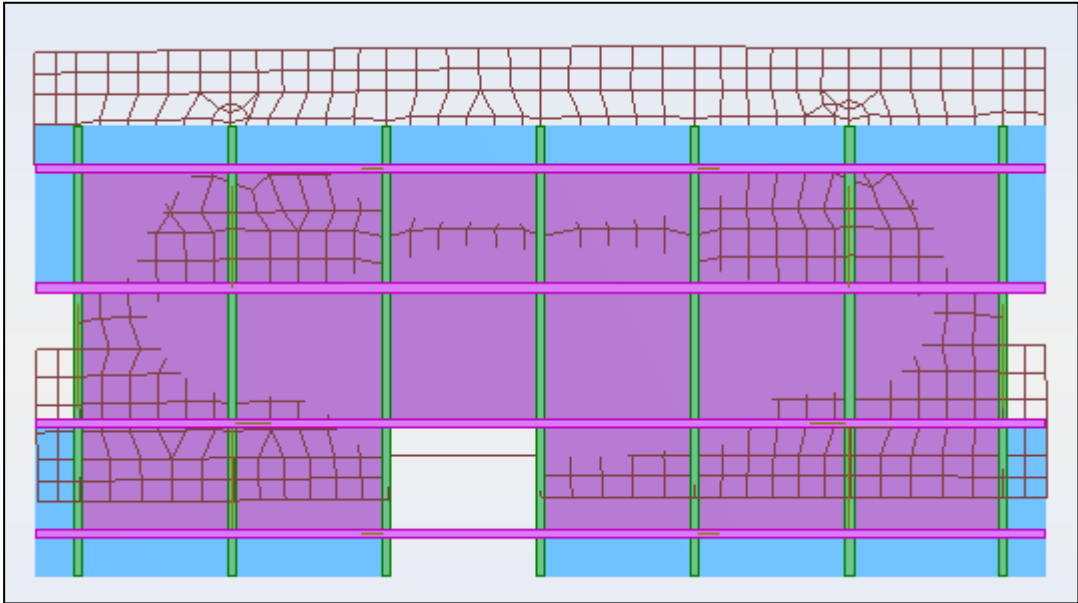
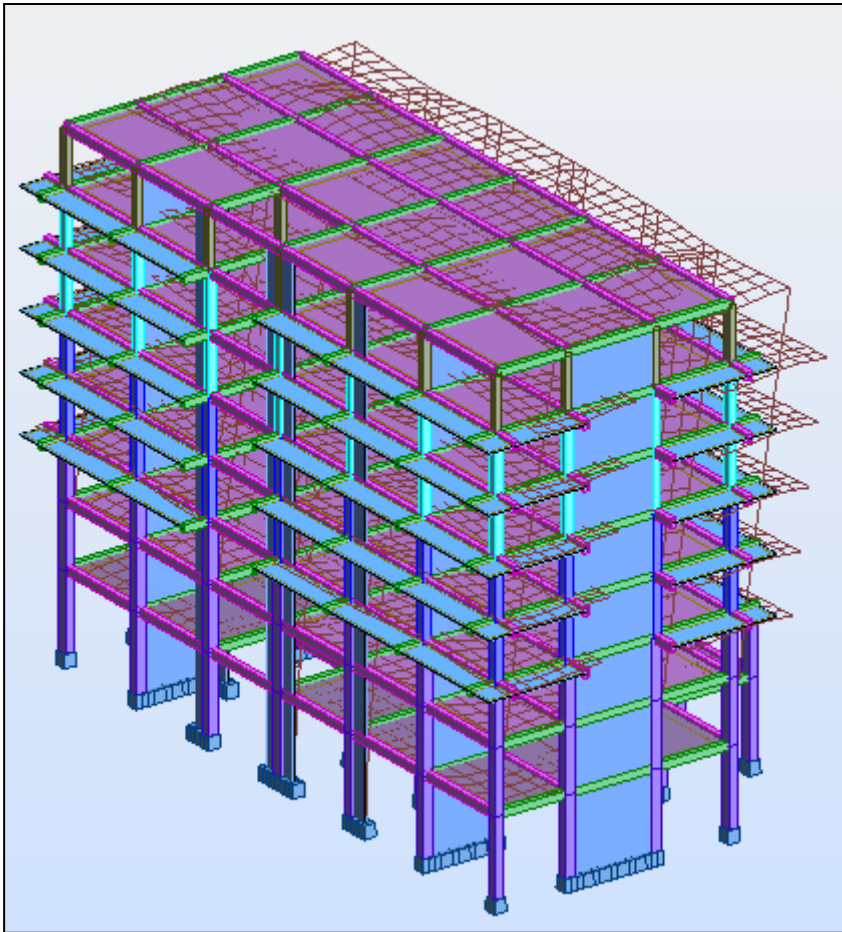
Directions xx : 10^{ème} mode : Masse cumulée = **96,58%** => **Condition vérifiée**

Direction yy : 10^{ème} mode : Masse cumulée = **90,76 %** => **Condition vérifiée**

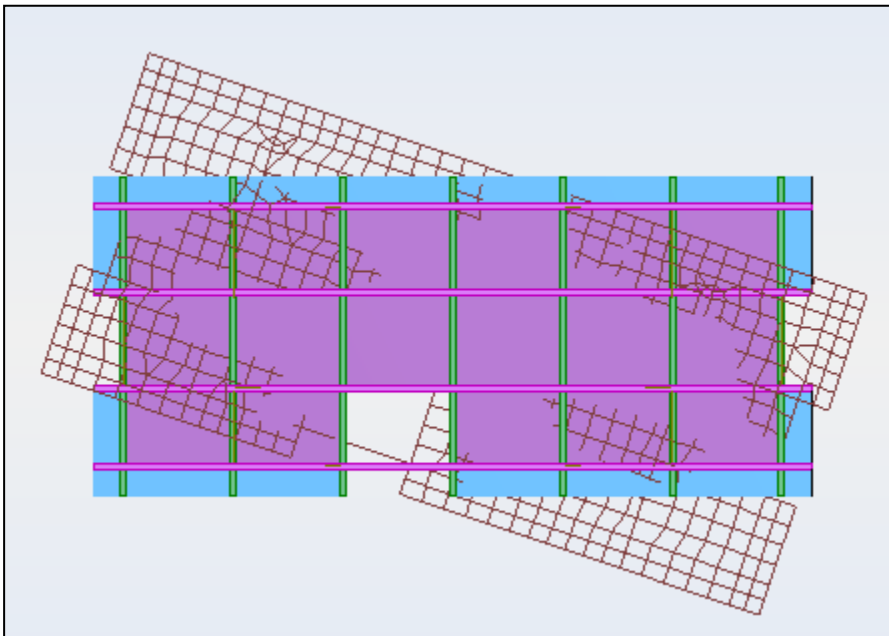
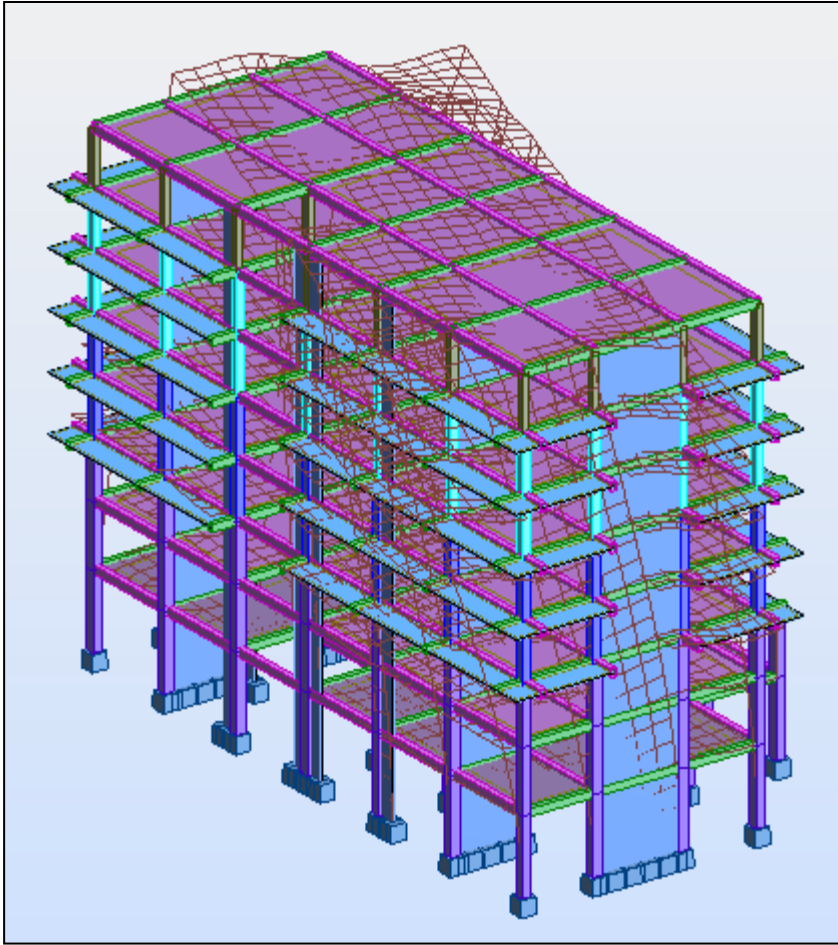
Déformées modales



Mode 1 : translation suivant X



Mode 2 Translation suivant Y



Mode 3 Torsion

- **Vérification ART 4.3.6 RPA 2003 :**

Chapitre 5 : Etude Sismique

La résultante des forces sismique à la base 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 pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Estimation de la période fondamentale de la structure par la formule empirique :

$$T1 = C_T h_N^{3/4}$$

$$H_N = 21,72\text{m} ; C_T = 0,05$$

$$\Rightarrow T1 = 0,50\text{s}$$

$$T2 =$$

Direction X :

$$T2 = 0,33\text{s}$$

$$\Rightarrow T_{x \text{ empirique}} = \min(T1; T2) = 0,33\text{s}$$

Direction Y :

$$T2 = 0,46$$

$$\Rightarrow T_{y \text{ empirique}} = \min(T1; T2) = 0,46\text{s}$$

V.7- Détermination de la période T_0 de calcul du facteur d'amplification dynamique

D :

Direction X :

$$T_{x \text{ analytique}} = 0,54\text{s}$$

$$T_{x \text{ empirique}} = 0,33\text{s}$$

$$1,3 T_{x \text{ empirique}} = 0,43\text{s}$$

On remarque que : $T_{x \text{ analytique}} > 1,3 T_{x \text{ empirique}} \Rightarrow$

$$T_{0-x} = 1,3 T_{x \text{ empirique}} = 0,43\text{s}$$

Direction Y :

$$T_{y \text{ analytique}} = 0,45\text{s}$$

$$T_{y \text{ empirique}} = 0,46\text{s}$$

On remarque que : $T_{y \text{ analytique}} < T_{y \text{ empirique}} \Rightarrow$

$$T_{0-y} = T_{y \text{ analytique}} = 0,45\text{s}$$

Chapitre 5 : Etude Sismique

V.7.1- Calcul du facteur d'amplification dynamique D :

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

Direction X : $T_{0-x} = 0,43s$

$\Rightarrow D_x = 1,91$

Direction Y : $T_{0-y} = 0,45s$

$\Rightarrow D_y = 1,91$

Tableau récapitulatif des résultats de la méthode statique équivalente :

A	0,15
Dx	1,91
Dy	1,91
Q	1,20
W (KN)	49662,66
R	3,5
VX (KN)	4878,29
VY (KN)	4878,29

$V_{xdyn} = 6074.97 \text{ KN} > 80\% V_{MSEX} = 3902.63 \text{ KN} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

$V_{ydyn} = 7873.71 \text{ KN} > 80\% V_{MSEY} = 3902,63 \text{ KN} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

- **Vérification ART 5.10 RPA 2003 :**

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui suit ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement due aux forces sismique F_i . (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R=3,5).

Le déplacement relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Valeurs des déplacements inter-étages :

Chapitre 5 : Etude Sismique

Niveau	Δk_x (cm)	Δk_y (cm)
Sous-Sol	0,158	0,167
RDC	0,462	0,514
1	0,523	0,614
2	0,558	0,666
3	0,598	0,728
4	0,616	0,762
5	0,629	0,780
6	0,615	0,773

Le déplacement inter-étage max = 0,780 cm < 1% de la hauteur de l'étage => condition vérifiée

Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

5.9. JUSTIFICATION VIS À VIS DE L'EFFET P- Δ

Les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10 \quad (5.6)$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau " k ",

$$P_k = \sum_{i=k}^n (w_{qi} + \beta w_{qi}) \text{ voir paragraphe 4.2.3 (4.5)}$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_k : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1"
(voir paragraphe 4.43, formule 4.20)

h_k : hauteur de l'étage " k "

DIRECTION X

Etage	P	Δ	V	H	θ	Vérification
RDC	-75405	0,158	5134,06	3,06	0,0076	OK
1	-65758	0,462	5060,26	4,08	0,0147	OK
2	-56717	0,523	4838,37	3,4	0,0180	OK
3	-50790	0,558	4633,38	3,06	0,0200	OK

Chapitre 5 : Etude Sismique

4	-45510	0,598	4405,44	3,06	0,0202	OK
5	-40230	0,616	4128,37	3,06	0,0196	OK
6	-35013	0,629	3812,1	3,06	0,0189	OK

DIRECTION Y

Etage	P	Δ	V	H	θ	Vérification
RDC	-75405	0,167	4663,13	3,06	0,0088	OK
1	-65758	0,514	4581,46	4,08	0,0181	OK
2	-56717	0,614	4363,05	3,4	0,0235	OK
3	-50790	0,666	4172,6	3,06	0,0265	OK
4	-45510	0,728	3959,47	3,06	0,0273	OK
5	-40230	0,762	3707,73	3,06	0,0270	OK
6	-35013	0,78	3430,09	3,06	0,0260	OK

- Vérification Art 7.4.3.1. RPA 2003 :**

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

v , l'effort normal réduit.

N_d : effort normal de calcul s'exerçant sur une section, en (N)

B_c : section du poteau en (mm²)

f_{c28} : résistance caractéristique à la compression du béton en (MPa).

Vérification de l'effort normal réduit Poteaux 50x50.

N_d (N)	778010
B_c (mm ²)	250000
f_{c28} (MPa)	25
v	0,12

$v = 0,12 < 0,3 \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

Chapitre 5 : Etude Sismique

Vérification de l'effort normal réduit Poteaux 45x45.

N_d (N)	470440
Bc (mm ²)	202500
Fc28 (MPa)	25
v	0,09

$v = 0,09 < 0,3 \Rightarrow$ Condition vérifiée

Vérification de l'effort normal réduit Poteaux 40x40.

N_d (N)	194550
Bc (mm ²)	160000
Fc28 (MPa)	25
v	0,05

$v = 0,05 < 0,3 \Rightarrow$ Condition vérifiée

Vérification de l'effort normal réduit Poteaux 35x35.

N_d (N)	123678
Bc (mm ²)	122500
Fc28 (MPa)	25
v	0,04

$v = 0,04 < 0,3 \Rightarrow$ Condition vérifiée

Chapitre 06 :

Etude des portiques

Chapitre 6 : Etude Des Portiques

VI- Etude des portiques

VI.1- INTRODUCTION :

L'ossature du bâtiment est constituée d'éléments verticaux (poteaux) et horizontaux (poutres).

L'assemblage des poteaux et des poutres constitue les portiques.

VI.2-Définition :

VI.2.1- Poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis pour transmettre les charges de la superstructure aux fondations, sont sollicités à la flexion composée.

VI.2.2- Poutres :

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donné qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

VI.3- Ferraillage des portiques :

VI.3.1- Combinaisons d'actions :

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

- **G** : Charges permanentes ;
- **Q** : Charges d'exploitations et
- **E** : Efforts sismiques.
- ❖ Combinaisons prises en compte :
- BAEL 91 : Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires ;
1.35G + 1.5Q E.L.U. →
G+P → E.L.S.
- RPA99 (version2003) : Combinaisons accidentelles ;

$$\left. \begin{array}{l} 0.8 \times G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poteaux}$$

Chapitre 6 : Etude Des Portiques

$$\left. \begin{array}{l} 0.8 \times G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poutres}$$

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel Robot bat.

VI.3.2- Ferraillage des poutres :

On distingue trois types des poutres :

- Poutres principales : $(30 \times 45) \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires : $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.

a. Ferraillage réglementaire :

Recommandation du RPA99 (version 2003):

➤ Armatures longitudinales :

- Armatures minimales : $0.5\% \times B$ en zone II_a.
- Armatures maximale $\left\{ \begin{array}{l} 4\% \times B \quad \text{en zone courante} \\ 6\% \times B \quad \text{en zone de recouvrement} \end{array} \right.$
- Longueur de recouvrement est de : $40 \cdot \emptyset$ en zone II_a.

Avec :

B : Section de la poutre.

➤ Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{t\min} = 0.003 \times S \times b$$

Avec :

b : Largeur de la section et

S : L'espacement des armatures transversales.

- L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :
- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S = \min \left(\frac{h}{4}; 12 \times \emptyset \right) /$$

- En dehors de la zone nodale :

Chapitre 6 : Etude Des Portiques

$$S = \frac{h}{2}$$

Règlement BAEL91 :

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues.}$$

b. Les sollicitations des poutres :

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel "Robot Bat", on obtient les résultats suivants :

Tableau.VI. 1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant en [KN.m] et efforts tranchants

Types	Etat limite ultime (E.L.U)		Etat limite de service (E.L.S)		Situation accidentelle		Efforts tranchants
	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	
Poutres principales	68.06	123.36	49.78	90.17	71.98	98.38	124.36
Poutres secondaires	67.68	78.99	49.50	57.45	46.34	67.04	117.97

➤ Armatures longitudinales :

Conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :

- Poutres principales : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$

- Poutres secondaires : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$

Chapitre 6 : Etude Des Portiques

☑ Conditions imposées par le BAEL.91 :

- Poutres principales : $A_{\min} = 0.23 \times \frac{1.8}{400} \times 30 \times 40.5 = 1.25 \text{ cm}^2$

- Poutres principales : $A_{\min} = 0.23 \times \frac{1.8}{400} \times 30 \times 36 = 1.12 \text{ cm}^2$

- **Exemple de calcul :** Poutres principales (30x45) cm²

b.1- En travée :

❖ **Cas fondamentaux :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_t^u = 68.06 \text{ KN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{68.06 \times 10^3}{11.33 \times 30 \times (40.5)^2} = 0.122$$

$$\mu = 0.122 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \quad \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.163$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.934$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

• Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{68.06 \times 10^3}{348 \times 0.934 \times 40.5} = 5.17 \text{ cm}^2$$

• Choix des armatures :

$$4T14 \rightarrow A = 6.15 \text{ cm}^2$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_t^{\text{ser}} = 49.78 \text{ KN.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans
- Acier FeE400

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

Chapitre 6 : Etude Des Portiques

Avec :
$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{68.06}{49.78} = 1.37$$

$$\frac{1.37-1}{2} + \frac{20}{100} = 0.385 > \alpha = 0.163 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Conclusion :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12\text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour σ_s)

} \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

- ❖ Situation accidentelle :

$$M_t^{acc} = 71.98 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{71998 \times 10^3}{14.78 \times 30 \times (40.5)^2} = 0.099$$

$$\mu = 0.099 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.130$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.948$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400\text{MPa}$$

- Détermination des armatures :

$$A_t^{acc} = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{71.98 \times 10^3}{400 \times 0.948 \times 40.5} = 4.68 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_{min}) = 6.75 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$3\text{T16 Filantes} + 3\text{T16 renforcement} \Rightarrow A = 12.06 \text{ cm}^2$$

b.2- En appuis :

Chapitre 6 : Etude Des Portiques

❖ Cas fondamentaux :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_a^u = -123.36 \text{ KN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{123.36 \times 10^3}{11.33 \times 30 \times (40.5)^2} = 0.221$$

$$\mu = 0.221 > \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow \text{pivot B; } \varepsilon_b = 3.5\text{‰}$$

$$\mu = 0.221 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_t \Rightarrow$$

$$\sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.316$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.873$$

• Détermination des armatures :

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{123.36 \times 10^3}{348 \times 0.870 \times 40.5} = 10.06 \text{ cm}^2$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_a^{\text{ser}} = -90.17 \text{ KN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} - \text{ Flexion simple} \\ - \text{ Section rectangulaire sans} \\ - \text{ Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{\text{ser}}} = \frac{123.36}{90.17} = 1.37$$

$$\frac{1.37 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.385 > \alpha = 0.316 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• Conclusion :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$$

Chapitre 6 : Etude Des Portiques

Fissuration peu nuisible \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

(Aucune vérification pour σ_s)

❖ Situation accidentelle :

$$M_a^{\text{acc}} = -98.38 \text{ KN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^{\text{acc}}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{98.38 \times 10^3}{14.78 \times 30 \times (40.5)^2} = 0.135$$

$$\mu = 0.135 < \mu_{AB} = 0.186 \text{ } \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \quad \Rightarrow$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.182$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.927$$

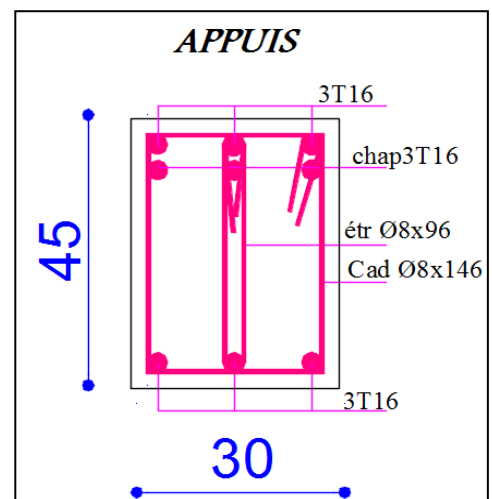
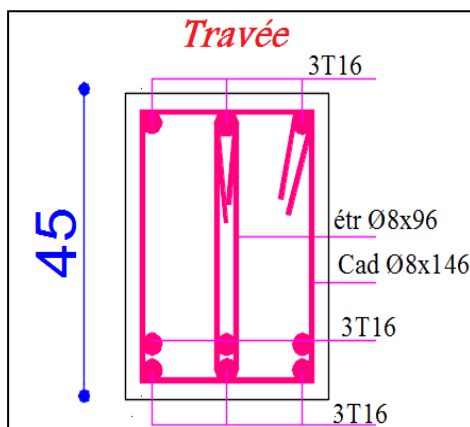
• Détermination des armatures :

$$A_a^{\text{acc}} = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{98.38 \times 10^3}{400 \times 0.927 \times 40.5} = 6.55 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_{\text{cal}}; A_{\text{acc}}; A_{\text{min(BAEL)}}) = 10.06 \text{ cm}^2$$

• Choix des armatures :

$$3\text{T16 Filantes} + 3\text{T16 renforcement} \quad \Rightarrow \quad A = 12.06 \text{ cm}^2$$



b.3- Vérification de l'effort tranchant :

$$T_u^{\max} = 124.36 \text{ KN}$$

a) Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis :

$$T_u \leq 0.267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0.9 \cdot d = 0.9 \times 40.5 = 36.45 \text{ cm}$$

$$T_u = 124360 \text{ N} \leq 0.267 \times 36.45 \times 30 \times 20 \times 10^2 = 583929 \text{ N}$$

=> L'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis.

b) Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

On doit vérifier que :

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_c} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right)$$

$$A_L = 12.06 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left(124360 - \frac{123360}{0.9 \cdot 40.5} \right) \cdot 10^{-2} = 3.47 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

Nous avons :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{124.36 \times 10^3}{30 \times 40.5 \times 100} = 1.02 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.66 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$\tau_u = 1.02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.66 \text{ MPa} \Rightarrow$ les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

d) Section et écartement des armatures transversales A_t :

Chapitre 6 : Etude Des Portiques

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l \min}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{45}{35}; \frac{30}{10}; 1.6\right) = 1.28 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 10 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE400B $4 \phi 10 \rightarrow A_t = 3.14 \text{ cm}^2$ (1cadre + 1étrier)

e) L'espacement des armatures transversales :

Selon le **BAEL91** :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj} \times K}{0.8 \times f_c (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_c}{b \cdot (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{3.14 \times 0.8 \times 400}{30 \times (2.06 - 0.3 \times 1.8)} = 22.03 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 40.5; 40) \text{ cm} = 36 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_c}{0.4b_0} = \frac{3.14 \times 400}{0.4 \times 30} = 104.66 \text{ cm}$$

Selon le **RPA99** (version 2003) :

- Zone nodale :

$$\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi\right) = \min\left(\frac{45}{4}; 12 \cdot 1.6\right) = 11.25 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 10 \text{ cm}$$

- Zone courante :

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$$

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} \delta_t = 15 \text{ cm} \\ \delta_t = 10 \text{ cm} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{en zone courante} \\ \text{en zone nodale} \end{array}$$

f) Vérification des armatures transversales :

- Zone nodale :

Chapitre 6 : Etude Des Portiques

$$A_{t_{\min}} = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

- Zone courante :

$$A_{t_{\min}} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

b.4- Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40 \cdot \phi_{L_{\max}}$$

Remarque : étant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage est la même que celle déjà montrée ci-avant ; on donne directement les valeurs des armatures trouvées et le choix du ferrailage.

Tableau VI.2 : tableau récapitulatif de ferrailages des poutres

Types des poutres		A _{min} [cm ²]		A _{cal} [cm ²]	Barres choisis	A _{cor} [cm ²]	Longueur de recouvrement [cm]
		B.A.E.L.	R.P.A.				
Poutres principales	Travées	1.25	6.75	6.75	6T16	12.06	70
	Appuis	1.25	6.75	10.06	6T16	12.06	70
Poutres secondaires	Travées	1.12	6	5.65	6T14	9.24	60
	Appuis	1.12	6	6.47	6T14	9.24	60

VI.3.3. Ferrailage des poteaux :

- Définition :

Les poteaux sont des éléments verticaux, constituant les éléments porteurs du système planchers - poutres par point d'appuis isolés.

- Leurs rôles :

- Supporter les charges verticales (effort de compression dans le poteau) ;
- Participer à la stabilité transversale par le système poteaux – poutres pour reprendre les efforts horizontaux :

Chapitre 6 : Etude Des Portiques

- Effet du vent ;
- Effet de la dissymétrie des charges ;
- Effet de changement de la température ;
- Effet des efforts sismiques et
- Limiter l'encombrement (surfaces réduites des sections de poteaux).

Les poteaux sont sollicités dans deux sens (x et y) (voir fig.VII.1), ils sont calculés en fonction de l'effort normal N et ; le moment fléchissant M selon les cas suivants :

Sens y-y	Sens x-x
$M_{x\max} \rightarrow N_{corr} \rightarrow A1$	$M_{y\max} \rightarrow N_{corr} \rightarrow A4$
$N_{\max} \rightarrow M_{xcorr} \rightarrow A2$	$N_{\max} \rightarrow M_{ycorr} \rightarrow A5$
$N_{\min} \rightarrow M_{xcorr} \rightarrow A3$	$N_{\min} \rightarrow M_{ycorr} \rightarrow A6$

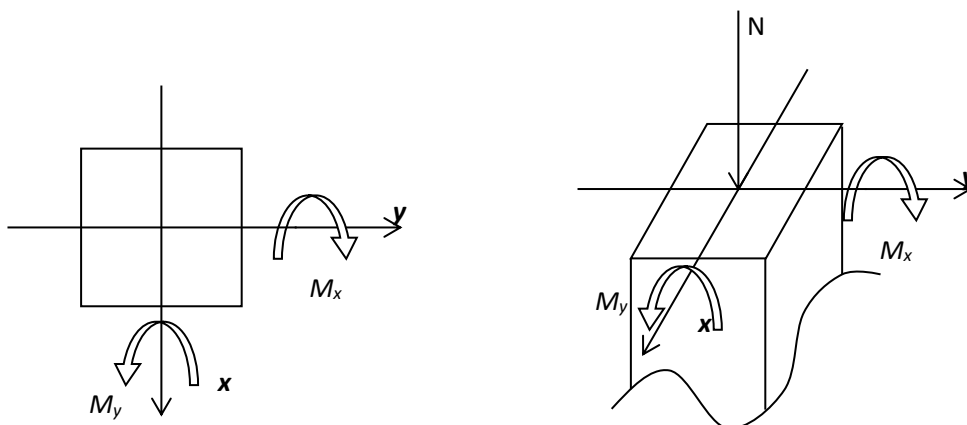


Fig.VI. 1: Direction des moments et effort normal dans un poteau.

Les sollicitations sont calculées à l'aide de logiciel Robot bat sous les combinaisons d'action suivantes :

On prend le cas le plus défavorable ($1,35G+1,5Q$) pour la situation durable et ($G+Q\pm E$) et ($0.8G\pm E$) pour la situation accidentelle. **[RPA99/V2003]**

Chapitre 6 : Etude Des Portiques

- Le ferrailage :

Le ferrailage des poteaux sera déterminé en respectant les différentes règles imposées par le RPA99(2003) et le BAEL91.

- Les armatures longitudinales :

Pour les armatures longitudinales, on doit respecter les conditions suivantes :

- ☑ Conditions de RPA99 (version 2003) :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de : 0.8% en zone II a.
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - ◆ 4% en zone courante et
 - ◆ 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale de recouvrement est de :
 - ◆ 40f en zone II a
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone II a
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone critique)
- Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone nodale sont :

$$L'=2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right)$$

Avec :

h: Hauteur de la poutre;

b et **a** : Section d'un poteau;

h_e: Hauteur libre entre deux étages.

- ☑ Conditions de BAEL91 : [B.A.E.L91/A.8.1,21]

La section A_L des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

Chapitre 6 : Etude Des Portiques

- $A_L \geq 4\text{cm}^2$ par mètre de périmètre
 - $0.2\%B \leq A_L \leq 5\%B$
- } Pour une section entièrement comprimée

Avec :

B : Section totale du poteau.

$$A_{\min} = \frac{ft28}{fe} \times B \quad \text{pour une section entièrement tendue.}$$

Pour les sections rectangulaires, la distance maximale de deux barres voisines doit respecter la condition suivante :

$$c \leq \min (b+10\text{cm} ; 40\text{cm})$$

B : Petite côté du rectangle.

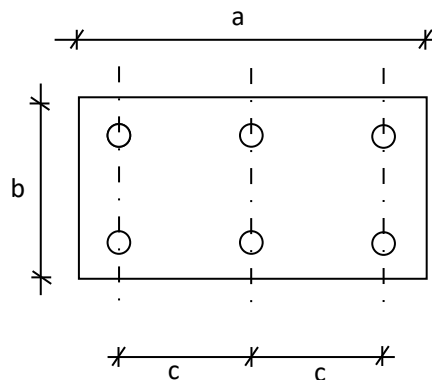


Fig.VI. 3: Espacement entre les armatures longitudinales.

- Les armatures transversales :
- ☑ Conditions de RPA99 (version 2003) :

Les armatures transversales des poteaux A_t sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e}$$

Avec :

T_u : Effort tranchant ;

a : Hauteur totale de la section brute;

f_e : Limite élastique des armatures transversales et

Chapitre 6 : Etude Des Portiques

ρ_a : Coefficient dépend de l'élançement géométrique λ_g .

$$\rho_a = \begin{cases} 2\sqrt{5} & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \lambda_g = \frac{l_f}{a} & \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

- Espacement entre les armatures transversales : δ_t

• Zone nodale :

$$\delta_t \leq \min(10\varnothing_L ; 15\text{cm}) \quad (\text{zone IIa})$$

• Zone courante :

$$\delta_t \leq 15\varnothing_L \quad (\text{zone IIa})$$

- Section minimale des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{\delta_t \times b} \text{ en \% est donné comme suit:}$$

Si:

- $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.4\%$
- $-\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8\%$
- $-3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$ Interpolation des valeurs limites précédentes avec:

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Avec :

a et **b**: Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée et

L_f : Longueur du flambement.

Conditions de BAEL91 : **[B.A.E.L.91/A.8.1.3]**

- Le diamètre des armatures transversales doit être :

$$\varphi_t \leq \frac{1}{3} \varphi_{L_{\max}}$$

- L'espacement des armatures transversales a pour valeur :

$$\delta_t = \min(15\varphi_{L_{\min}} ; 40\text{cm}; b + 10\text{cm})$$

Avec :

Chapitre 6 : Etude Des Portiques

b : Plus petite dimension de la section transversale du poteau et

φ_{Lmin} : Plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance.

Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, il faut prévoir trois cours des armatures transversales.

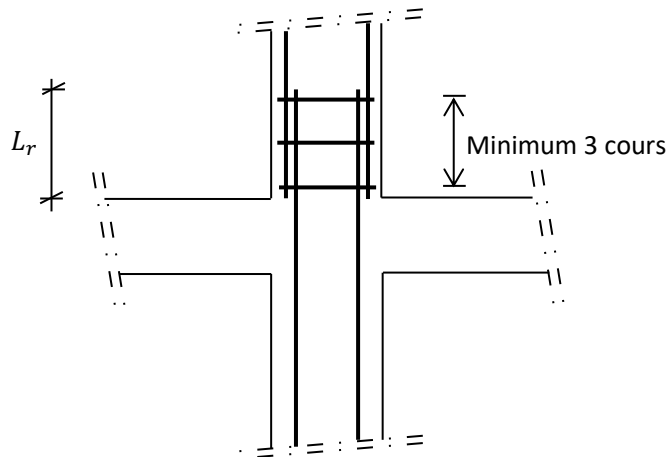


Fig.VI. 4: Les armatures transversales dans la zone de recouvrement

➤ Sollicitations de calcul :

Tableau.VI. 5: Tableau récapitulatif des sollicitations

Combinaisons			Poteau (50×50)	Poteau (45×45)	Poteau (40×40)	Poteau (35×35)
ELU 1.35 G + 1.5 Q	Cas 1	N^{max} [KN]	2045.50	1245.13	782.38	550.24
		M_x^{corr} [KN.m]	49.70	42.09	24.46	56.01
		M_y^{corr} [KN.m]	59.82	40.75	22.68	61.24
G+Q±E 0.8G±E	Cas 2	M_x^{max} [KN.m]	135.36	105.29	55.36	121.51
		N_{corr} [KN]	1151.60	598.31	124.14	227.57
	Cas 3	M_y^{max} [KN.m]	105.78	75.51	120.25	83.42
		N_{corr} [KN]	1151.0	757.83	34.7	159.05
	Cas 4	N_{max} [KN]	1579.21	1024.52	0.619	422.93
		M_x^{corr} [KN.m]	103.21	41.59	1.069	68.23
		M_y^{corr} [KN.m]	75.57	38.93	12.98	50.47
		N_{min} [KN]	33.53	66.01	2.03	44.58

Chapitre 6 : Etude Des Portiques

	Cas 5	M_x^{corr} [KN.m]	58.87	18.83	9.66	9.02
		M_y^{corr} [KN.m]	78.36	16.19	12.97	10.86

❖ **Calcul des armatures :** (Exemple de calcul : poteau (45×45) cm²)

○ Les armatures longitudinales :

$$b = 45\text{cm} \quad h = 45\text{cm} \quad d = 40,5\text{cm}$$

◆ 1^{er} cas :

➤ Sens x-x :

Les sollicitations prises en compte :

$$N = 1245.13\text{KN}$$

$$M = 42.09 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{42.09}{1245.13} = 0.0338\text{m} = 3.38\text{cm}$$

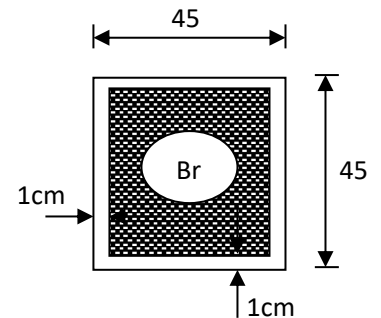


Fig VI.5 : Section réduite du béton

L'excentricité est inférieure à la moitié de la distance du noyau central :

$$e = \frac{h}{12} = 3.75\text{cm}$$

On a une compression excentrée.

❖ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$A'_1 = \frac{N - 100 \cdot B \cdot \sigma_b}{100 \cdot \sigma_s}$$

$$A'_1 = \frac{1245.13 \times 10^3 - 100 \times 45 \times 45 \times 14.67}{100 \times 348} \leq 0 \Rightarrow A'_1 = 0\text{cm}^2$$

❖ Etat limite ultime stabilité de forme (E.L.U.S.F.) :

$$e = \frac{M}{N} = 3.38\text{cm}$$

$$\lambda = 3.46 \cdot \frac{L_f}{h} = 3.46 \times \frac{214.2}{45} = 16.47 \leq 50$$

La condition est vérifiée \Rightarrow le calcul se ramène au calcul de la même section en F.C.

sollicitée à :

$$\begin{cases} N_1 = \alpha_1 \cdot N \\ M'_1 = N_1 \cdot e_1 \\ e_1 = e + e_a \end{cases}$$

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{306}{250}\right) = 2\text{cm}$$

Chapitre 6 : Etude Des Portiques

$$e = 3.38\text{cm}$$

$$\alpha_1 = 1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1.04$$

$$e_1 = 3.38 + 2 = 5.38\text{cm}$$

$$\begin{cases} N_1 = 1294.94\text{KN} \\ M_1 = 69.67\text{KN.m} \\ e_1 = 5.38\text{cm} \leq e_0 = \frac{h}{2} = 22.5\text{cm} \end{cases}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section ;
alors :

• Vérification si la section est partiellement comprimée :

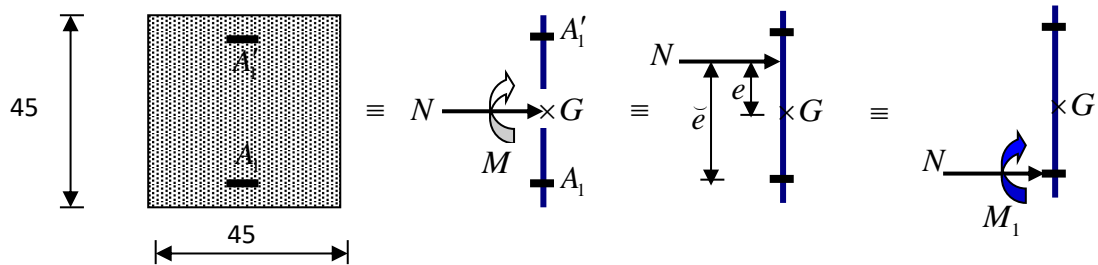


Fig VI.6 : Schéma statique

$$(1) = (0.337 \times h - 0.81 \times c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h$$

$$= (0.337 \times 45 - 0.81 \times 3) \times 14.67 \times 45 \times 45 \times 10^{-2} = 3783.15\text{KN.m}$$

$$(2) = N_1 \cdot (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N \cdot e$$

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c_1\right) = 5.38 + \left(\frac{45}{2} - 3\right) = 24.88\text{cm}$$

$$M_1 = 1245.13 \times 0.2488 = 309.79\text{KN.m}$$

$$(2) = 1294.94 \times (40.5 - 3) \times 10^{-2} - 309.79 = 175.81\text{KN.m}$$

(2) < (1) \Rightarrow S.P.C \Rightarrow le calcul se ramène en FS de la même section sollicitée par le moment M1

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{309.79 \times 10^3}{14.67 \times 45 \times (40.5)^2} = 0.286$$

$$\mu = 0.286 > \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow \text{pivot B; } \varepsilon_b = 3.5\text{‰}$$

$$\mu = 0.286 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.432$$

Chapitre 6 : Etude Des Portiques

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.827$$

- Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{309.79 \times 10^3}{348 \times 0.827 \times (40,5)} = 26.58 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 26.58 - \frac{1245130}{100 \times 348} \leq 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

- Sens y-y :

Les sollicitations prises en compte :

$$N = 1245.13 \text{ KN}$$

$$M = 40.75 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{40.75}{1245.13} = 0.0327 \text{ m} = 3.27 \text{ cm}$$

$$\lambda = 3.46 \cdot \frac{L_f}{h} = 3.46 \times \frac{214.2}{45} = 16.47 \leq 50$$

La condition est vérifiée \Rightarrow le calcul se ramène au calcul de la même section en F.C.

sollicitée à :

$$\begin{cases} N_1 = \alpha_1 \cdot N \\ M'_1 = N_1 \cdot e_1 \\ e_1 = e + e_a \end{cases}$$

$$e_0 = \max(2 \text{ cm}; \frac{306}{250}) = 2 \text{ cm}$$

$$e = 3.27 \text{ cm}$$

$$\alpha_1 = 1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1.04$$

$$e_1 = 3.27 + 2 = 5.27 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} N_1 = 1294.94 \text{ KN} \\ M'_1 = 68.24 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$e_1 = 5.27 \text{ cm} \leq e_0 = \frac{h}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section ;
alors :

• **Vérification si la section est partiellement comprimée :**

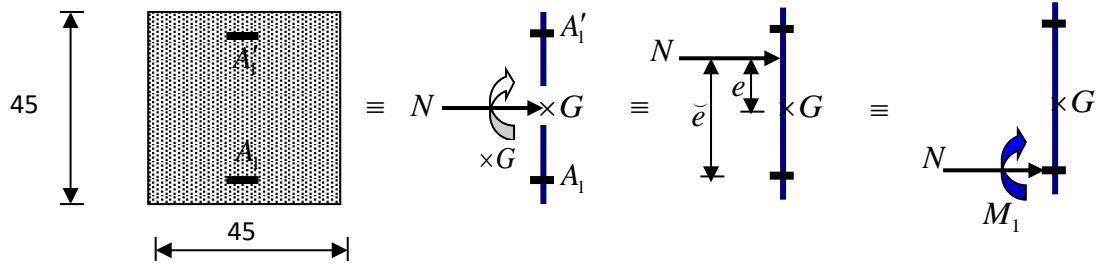


Fig VII.7 : Schéma statique

$$(1) = (0.337 \times h - 0.81 \times c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h$$

$$= (0.337 \times 45 - 0.81 \times 3) \times 14,67 \times 45 \times 45 \times 10^{-2} = 3783.15 \text{KN.m}$$

$$(2) = N_1 \cdot (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N \cdot e$$

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c_1\right) = 5.27 + \left(\frac{45}{2} - 3\right) = 24.77 \text{cm}$$

$$M_1 = 1245.13 \times 0,2477 = 308.42 \text{KN.m}$$

$$(2) = 1294.94 \times (40,5 - 3) \times 10^{-2} - 308.42 = 177.18 \text{KN.m}$$

(2) < (1) \Rightarrow S.P.C \Rightarrow le calcul se ramène en FS de la même section sollicitée par le moment M1

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{308.42 \times 10^3}{14.67 \times 45 \times (40,5)^2} = 0.285$$

$$\mu = 0.285 > \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow \text{pivot B; } \varepsilon_b = 3.5\%$$

$$\mu = 0.285 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.430$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.828$$

• Détermination des armatures:

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{308.42 \times 10^3}{348 \times 0.828 \times (40,5)} = 26.43 \text{cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 26.43 - \frac{1245130}{100 \times 348} \leq 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

Chapitre 6 : Etude Des Portiques

Pour le calcul sous les combinaisons accidentelles, on vous montre le cas N°05 comme exemple de calcul :

◆ 5^{ème} cas :

➤ Sens x-x :

Les sollicitations prises en compte :

$$N = 66.01 \text{ KN}$$

$$M = 18.83 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{18.83}{66.01} = 0,2852\text{m} = 28,52\text{cm} > \frac{h}{2} = 22,5\text{cm}$$

L'excentricité n'est pas faible \Rightarrow le ferrailage se fera en flexion composée sans majoration des efforts.

N étant effort de compression se trouve à l'extérieur de la section \Rightarrow section partiellement comprimée, donc le calcul se ramène au calcul en flexion simple avec un moment fictif $M_1 = N \cdot e'$

Vérification si la section est partiellement comprimée :

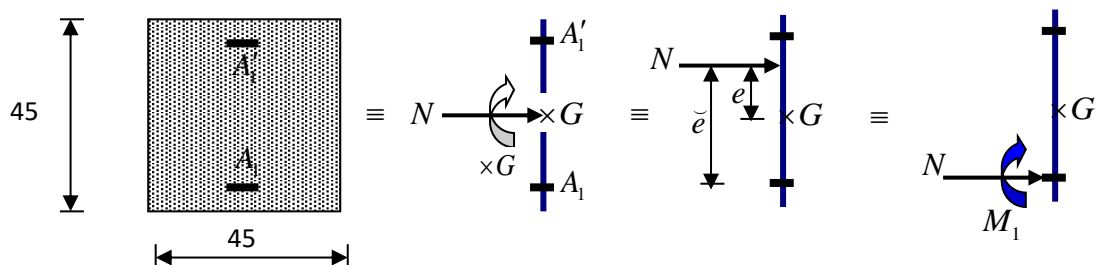


Fig VI.8 : Schéma statique

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$M_1 = N \cdot e'$$

$$e' = e + \left(\frac{h}{2} - c_1\right) = 28,52 + \left(\frac{45}{2} - 3\right) = 48,02\text{cm}$$

$$M_1 = 66,01 \times 0,4802 = 31.69 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{31690}{18.48 \times 45 \times (40,5)^2} = 0.0232$$

$$\mu = 0.0232 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.00} = 400\text{MPa}$$

Chapitre 6 : Etude Des Portiques

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0293$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.988$$

- Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{31690}{400 \times 0.988 \times (40,5)} = 1.98 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 1.98 - \frac{66010}{100 \times 400} = 0.33 \text{ cm}^2$$

- Sens y-y :

Les sollicitations prises en compte :

$$N = 66.01 \text{ KN}$$

$$M = 16.19 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{16.19}{66.01} = 0.2453 \text{ m} = 24.53 \text{ cm} > \frac{h}{2} = 22,5$$

L'excentricité n'est pas faible \Rightarrow le ferrailage se fera en flexion composée sans majoration des efforts.

N étant effort de compression se trouve à l'extérieur de la section \Rightarrow section partiellement comprimée, donc le calcul se ramène au calcul en flexion simple avec un moment fictif $M_1 = N \cdot e'$

Vérification si la section est partiellement comprimée :

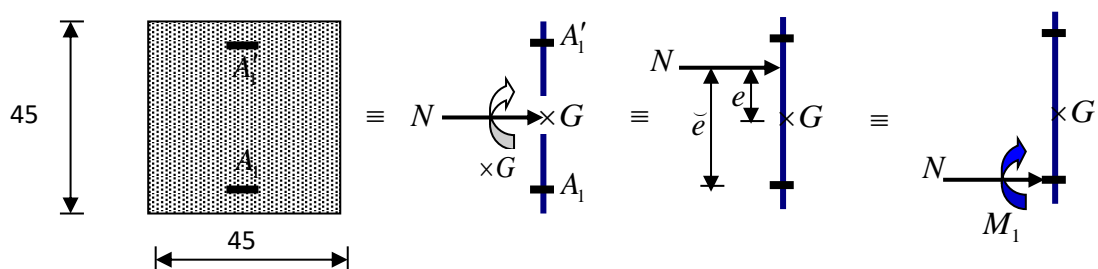


Fig VI.9 : Schéma statique

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$M_1 = N \cdot e'$$

$$e' = e + \left(\frac{h}{2} - c_1\right) = 24.53 + \left(\frac{45}{2} - 3\right) = 44.03 \text{ cm}$$

$$M_1 = 66,01 \times 0.4403 = 29.06 \text{ KN.m}$$

Chapitre 6 : Etude Des Portiques

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{29060}{18.48 \times 45 \times (40,5)^2} = 0.0213$$

$$\mu = 0.0213 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.00} = 400\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0269$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.989$$

- Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{29060}{400 \times 0.989 \times (40,5)} = 1.81\text{cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 1.81 - \frac{66010}{100 \times 400} = 0.16\text{cm}^2$$

- Armatures Transversale
- Espacement des armatures transversales :
- Suivant les règles BAEL 91 :

$$\delta_t \leq \min(15\phi_L^{\min}; 40\text{cm}; b + 10\text{cm}) = 18\text{cm}$$

$\Rightarrow \delta_t = 15\text{cm}$

➤ D'après les règles RPA 99 (version 2003): (zone II)

- Zone nodale :

$$\delta_t \leq \min(10\phi_L^{\min}; 15\text{cm}) = 12\text{cm}$$

$$\delta_t = 10\text{cm}$$

- Zone courante :

$$\delta_t \leq 15\phi_L^{\min} = 18\text{cm}$$

$$\delta_t = 15\text{cm}$$

➤ Armatures transversales minimales :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{214,2}{45} = 4,76 \Rightarrow A_{\min} = 0,3\% \text{ b } \delta$$

$$= 0.003 \cdot 45 \cdot 10 = 1.35\text{cm}^2$$

Chapitre 6 : Etude Des Portiques

VI.4) Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres ;

$$L' = 2 \cdot 40 = 80 \text{ cm}$$

$$h' = \max\left(\frac{286}{6}; 45; 45; 60\right) = 60 \text{ cm}$$

Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40 \cdot \phi_{L_{\max}}$$

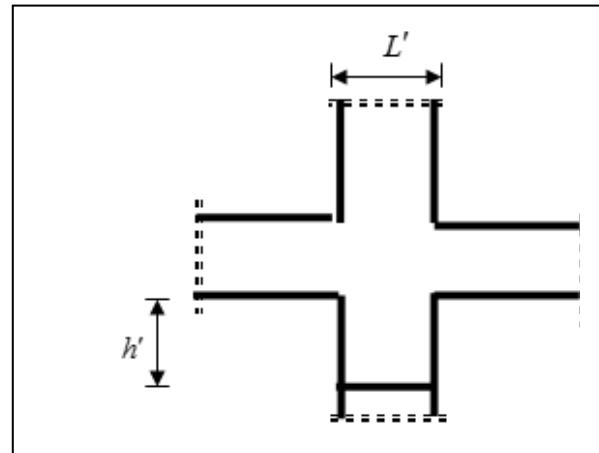
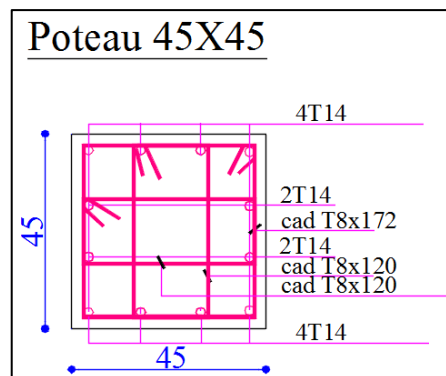


Fig VI.10 : Zone nodale

Schéma de ferrailage



Récapitulatif

Le calcul des armatures des autres types de poteaux s'effectuera de la même façon que Précédemment ; et le ferrailage sera résumé dans le tableau suivant :

Tableau.VI.7: Tableau récapitulatif des ferrillages des poteaux:

Chapitre 6 : Etude Des Portiques

type	Section [cm ²]	A _{cal} [cm ²]	A _{min RPA} [cm ²]	Choix	A _{adopté}	Longueur de Recouvrement [cm ²]
3	50×50	4.03	20	12T16	24.13	80
4	45×45	1,17	16.2	4T16+4T14	14.20	80
5	40×40	2.48	12.8	6T14+2T12	11.50	80
6	35×35	0.91	9.8	4T14+4T12	10.68	70

Chapitre 07 :
ETUDE DES VOILES

VII- Etude des voiles

VII.1)-Introduction :

Les voiles sont des éléments en béton armé dont la longueur est au moins (04) fois supérieure à la largeur.

Le rôle principal des voiles est de reprendre les efforts horizontaux (séisme, poussée des terres) grâce à leurs rigidités importantes.

Dans notre structure, on distingue deux types de voiles :

- Voile de contreventement et
- Voile périphérique du sous-sol.

VII.2- Ferraillage des voiles de contreventement :

Selon l'article [7.7.4 du RPA 99 version 2003], le calcul des voiles se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé (DTR-B.C.-2.41 " CBA93 ") si les conditions suivantes sont satisfaites :

- Satisfaites des conditions de dimensionnement fixées par le **[RPA99 (version 2003)/7.7.1]** (voir chapitre II)
- Les voiles de contreventement sont disposées dans deux directions orthogonales.

Pour notre structure, les deux conditions précédentes sont satisfaites, par la suite on devra disposer les ferraillages suivants:

- Des aciers verticaux et
- Des aciers horizontaux. **[RPA99/2003/7.7.4]**

Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'actions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} - 1.35G + 1.5Q \\ - G \pm Q \pm E \\ - 0.8G \pm E \end{array} \right\} \text{ [RPA99/2003/V.5.2]}$$

VII.2.1- les armatures verticales :

Les voiles comme les poteaux sont sollicités suivant deux sens (voir fig .VII.1), ils seront calculés en flexion composées avec effort tranchant.**[RPA99/7.7.4]**

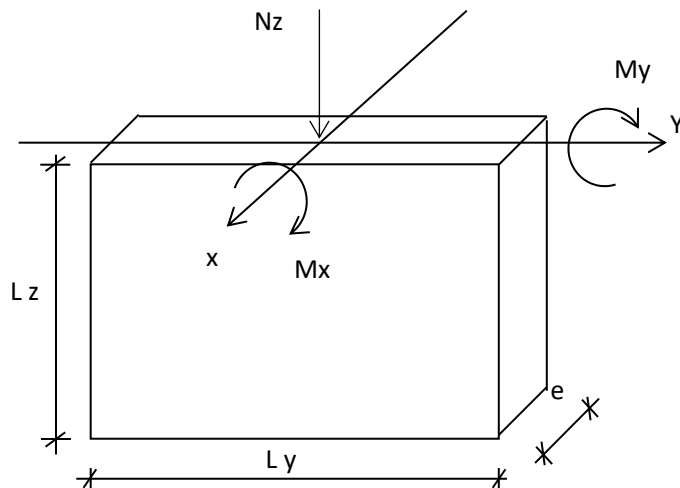


Fig.VII.1 : Les sollicitations de calcul d'un voile.

➤ **Sens x-x :**

N_z ; M_x \Rightarrow section des armatures verticales à l'extrémité du voile (voir figure. VII.2)

➤ **Sens y-y :**

N_z ; M_y \Rightarrow section des armatures verticales parallèle au parement du voile (Voir figure. VIII.2).

☑ **Condition du RPA99 (version 2003)/7.7.4.1 :**

• Les armatures minimales :

✓ A chacune des extrémités du voile $\rightarrow A_v \geq 4HA10$.

✓ En zone courante (section des aciers verticaux parallèle aux parements du voile) :

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0.10\%$$

$$A_2 = (L \times e \times 0.15\%) - 2 A_v$$

$$A'_v = \max (A_1; A_2)$$

✓ Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être en totalité pris par les armatures, le pourcentage minimum de l'armature verticale sur toute la zone tendue est de 0.20% de la section.

✓ Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

• Espacement des barres verticales :

✓ $S = \min (1.5e ; 30\text{cm}) \rightarrow$ en zone courante.

✓ A chaque extrémité du voile (l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur

$\frac{L}{10}$ de la largeur du voile ,Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm).

Chapitre 7 : Etude Des Voiles

- ✓ Le diamètre des barres verticales du voile : $\Phi \leq \frac{L}{10} e$.

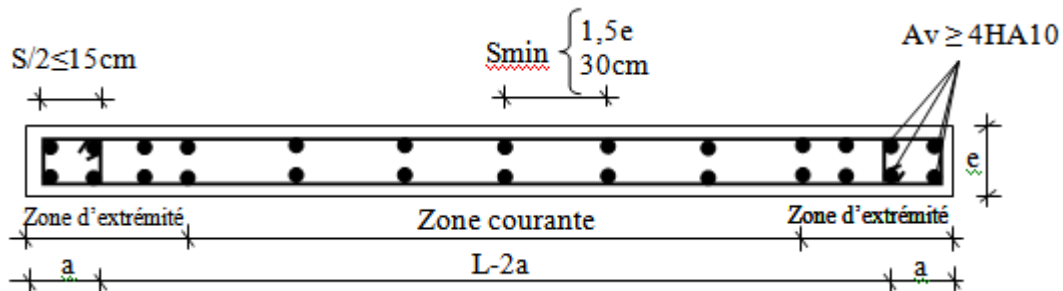


Fig.VII. 2 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

VII.2.2- Les Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont des armatures de répartition avec :

- Calcul des armatures horizontales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times k}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec $k=1$; $\gamma_s=1$.

➤ Disposition des armatures : [RPA99/2003/7.7.4.2]

- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à 90° cm au niveau de la partie supérieure, toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

- Les deux nappes d'armatures doivent être liées avec au moins 4 épingles au mètre carré, dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur. Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

Chapitre 7 : Etude Des Voiles

- Pour les barres situées les zones où le changement du signe des efforts sous l'action des différentes combinaisons est possible et
- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des différentes combinaisons possibles de charges.

❖ Exemple de calcul :

1- Vérification au flambement :

$$\bar{\lambda} = \max \left[50 ; \min \left(\frac{67 \cdot e_a}{h} ; 100 \right) \right]$$

$$e_a = \max (2\text{cm} ; h_e/250) = 2\text{cm}.$$

$$\bar{\lambda} = \max \left[50 ; \min \left(\frac{67 \cdot 2}{100} ; 100 \right) \right]$$

$$\bar{\lambda} = 50$$

$$\lambda = L_f \frac{\sqrt{12}}{a}$$

$$L_f = 0.7 \times 257.6 = 180.32 \text{ cm}.$$

$$\lambda = 180.32 \times \frac{\sqrt{12}}{20} = 31.23$$

- $\lambda = 31.23 < \bar{\lambda} = 50 \Rightarrow$ le calcul se fera à la flexion composée.
- Après l'interprétation des résultats donnés par le fichier « robot bat » les sollicitations maximales sont :

2- Calcul du ferrailage :

➤ Sens x-x :

$$\begin{cases} N_z = 662.12 \text{ KN.} \\ M_x = 110.91 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La section de calcul est de dimensions (bx100cm) (bande de 1m de largeur)

-calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{110.91}{662.12} \times 100 = 16.75 \text{ cm} \leq \frac{h}{2} - c = 50 - 10 = 40 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} (I) &= (0.337 \times h - 0.81 \times c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h \\ &= (0.337 \times 100 - 0.81 \times 10) \times 14.78 \times 20 \times 100 = 756736 \text{ N.m.} \end{aligned}$$

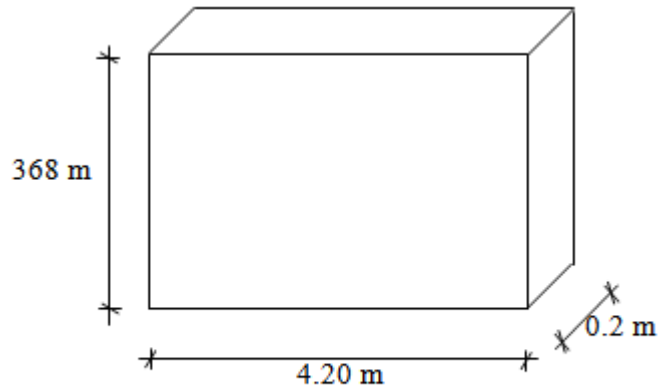


Fig. VIII. 3 : Voile le plus défavorable

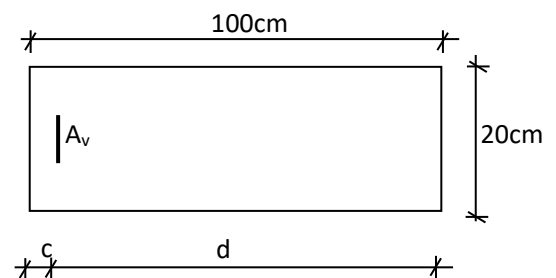


Fig.VII.4: Section de calcul

Chapitre 7 : Etude Des Voiles

$$(2) = N \cdot (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 662120 \left(16.75 + \frac{100}{2} - 10 \right) \times 10^{-2}$$

$$\Rightarrow M_1 = 375753.1 \text{ N.m}$$

$$(2) = 662120 \times (90 - 10) \cdot 10^{-2} - 375753.1 = 153942.9 \text{ N.m}$$

$$(1) \geq (2) \Rightarrow \text{S.P.C}$$

Le calcul se ramène en flexion simple avec moment fictif M_1 .

3- Vérification de l'existence de A' :

$$\mu = \frac{M_x}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{375753}{14.78 \times 20 \times (90)^2} = 0.157$$

$$\mu = 0.157 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.00} = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.215$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.914$$

• Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{375753.1}{400 \times 0.914 \times 90} = 11.42 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

On revient à la sollicitation réelle :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 11.42 - \frac{662120}{100 \times 400} = -5.13 \text{ cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

• Armature minimale :

$$A_{\min} = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

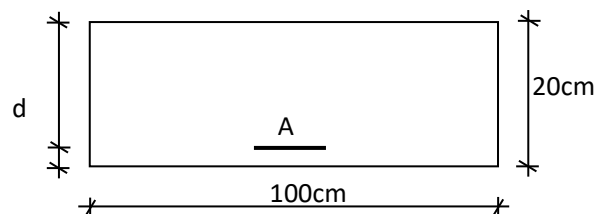
$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 3 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

• Choix :

• 5T12/m_L → A = 5.65 cm²/m_L.

➤ Sens y-y :

$$\left\{ \begin{array}{l} N = 662.12 \text{ KN} \\ M_y = 2.456 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



Chapitre 7 : Etude Des Voiles

4- calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{2.456}{662.12} \times 100 = 0.4 \text{ cm} \leq \frac{h}{2} - c = 40 \text{ cm}$$

$$(1) = (0.337 \cdot h - 0.81 \times c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h \\ = (0.337 \times 20 - 0.81 \times 2) \times 14.78 \times 20 \times 100 = 151347.2 \text{ N.m.}$$

$$(2) = N \cdot (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 662120 \left(0.4 + \frac{20}{2} - 2 \right) \times 10^{-2}$$

$$\Rightarrow M_1 = 55618.1 \text{ N.m}$$

$$(2) = 662120 \times (18 - 2) \cdot 10^{-2} - 55618.1 = 50321.12 \text{ N.m}$$

$$(1) \geq (2) \Rightarrow \text{S.P.C}$$

Le calcul se ramène en flexion simple avec moment fictif M_1 .

5- Vérification de l'existence de A' :

$$\mu = \frac{M_y}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{55618.1}{14.78 \times 20 \times (18)^2} = 0.116$$

$$\mu = 0.116 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.00} = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.154$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.938$$

• Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{55618.1}{400 \times 0.938 \times 18} = 8.23 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

On revient à la sollicitation réelle :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 8.23 - \frac{662120}{100 \times 400} = -8.23 \text{ cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

• Armature minimale :

$$A_{\min} = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 3 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

Chapitre 7 : Etude Des Voiles

- Choix :

- $5T12/m_L \rightarrow A=5.65cm^2/m_L$

- Le choix des armatures :

Sens x-x : les armatures verticales : deux nappes de 5T12 / m_L

Sens y-y : les armatures horizontales : deux nappes de 5T12 / m_L

- L'espacement minimal des barres verticales et horizontales :

Selon RPA99 (version 2003) :

- $S \leq \min (1.5x_a ; 30cm)$

- $S \leq \min (1.5 \times 20 ; 30cm) = 30cm$, alors l'espacement se prend en fonction du nombre de barre à condition que : $S \leq 30cm$.

Donc, on adoptera un espacement : $S = 20cm$.

$$S' = 20/2 = 10cm$$

- 3- Calcul des armatures transversales :

- Vérification de l'effort tranchant :

- $$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5MPa\right) = 3.478MPa.$$

- $$\tau_u = \frac{T_u}{e \times d} ; T = 1.4T_u$$

- $$\tau_u = \frac{1.4 \times 75.28 \times 10^3}{20 \times 90 \times 100} = 0.59MPa.$$

- $$\tau_u < \bar{\tau}_u .$$

- Espacement des armatures transversales :

$$S \leq \min (1.5 \times 20 ; 30cm) = 30cm$$

Donc on adoptera un espacement : $S = 20cm$.

- Armatures transversales :

- $$\frac{At}{b_0 \times S} \geq \frac{\tau_u - (0.3 \times f_{t28} \times k)}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \rightarrow (\text{Pas de reprise de bétonnage})$$

- $$\frac{At}{b_0 \times S} \geq \frac{\tau_u}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow At \geq \frac{\tau_u}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \times b_0 \times S$$

Chapitre 7 : Etude Des Voiles

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{0.59}{0.9 \times \frac{400}{1}} \times 20 \times 20 = 0.65 \text{cm}^2$$

- Armatures transversales minimales :

$$\frac{A_{t \min}}{b \times S} \geq \frac{1}{f_e} \min \left[\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{MPa} \right]$$

$$\Rightarrow A_{t \min} \geq \frac{b \times S}{f_e} \times \frac{\tau_u}{2} = \frac{20 \times 20}{400} \times \frac{0.59}{2} \Rightarrow A_{t \min} = 0.3 \text{cm}^2$$

- Choix :

$$2\phi 8 \rightarrow A = 1.00 \text{cm}^2$$

VII.2- Etude des voiles périphérique :

Selon le RPA99 (version 2003) **article 10.1.2**, Les ossatures au dessous du niveau de base, formées de poteaux cours doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- Epaisseur $\geq 15 \text{cm}$
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% dans les deux sens (horizontal et vertical)
- les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

- Détermination des sollicitations :

a) calcul de l'effort N :

$$P_{pr} = \gamma_b \times V_b$$

$$\gamma_b = 2500 \text{ Kg/m}^3$$

$$V_b = 1 \times h \times e = 1 \times 2.66 \times 0.20 = 0.532 \text{m}^3$$

$$P_{pr} = 2500 \times 0.532 = 1330 \text{Kg.}$$

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$N = 1.35 \times 1330 = 1795.5 \text{ daN}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

Chapitre 7 : Etude Des Voiles

$$N = P_{pr} = 13300 \text{ KN}$$

Calcul de la poussée des terres :

$$q = K_p \cdot \gamma \cdot h$$

avec :

K_p : Coefficient de poussée ;

K_q : Coefficient du aux surcharge ;

h : Hauteur du voile ;

γ : Masse volumique des terres et

K_p : utiliser les tables de Caquot et Kérisel

Avec : $\delta = \frac{2}{3} \varphi$; $\varphi = 35^\circ$ (δ : frottement mur / sol)

$$\gamma = 1700 \text{ Kg/m}^3$$

$$K_p = 0.247.$$

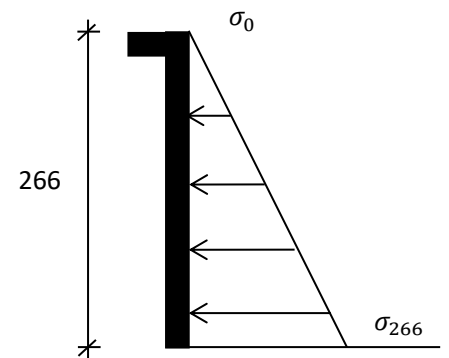


Fig.VII.6 : Contrainte du voile

•

Calcul des contraintes :

$$\sigma_0 = 0$$

$$\sigma_{266} = 0.247 \times 17 \times 2.66 = 11.17 \text{ KN/m}^2$$

On va considère le voile une dalle qui s'appuie sur 4 coté avec une charge uniformément répartie q .

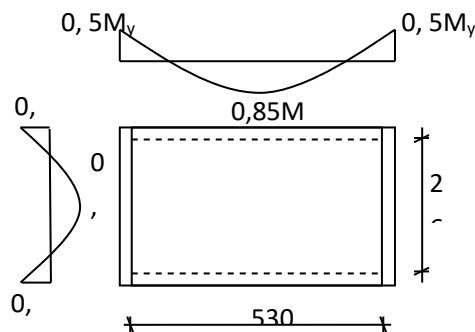


Fig.VII.7: Panneau de dalle

$$q = \frac{11.17 + 0}{2} = 5.58 \text{ KN/m}^2$$

Chapitre 7 : Etude Des Voiles

❖ Combinaisons fondamentales :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_u = 1.35 \times 558 = 753.3 \text{ daN/m}$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\bar{q}_u = q_u \times 1.00 = 753.3 \text{ daN/m}_L.$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$q_s = 558 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur

$$\bar{q}_{ser} = q_{ser} \times 1.00 = 558 \text{ daN/m}_L.$$

Calcul des sollicitations :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u & \text{Suivant la direction } L_y \end{cases}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$\begin{cases} M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times q_{ser} \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x \\ M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} & \text{Suivant la direction } L_y \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{266}{530} = 0.50$$

$$\rho = 0.50 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle porte suivant deux sens.}$$

• Calcul des moments :

$$M_x = \mu_x \times q \times L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

➤ Etat limite ultime :

$$\rho=0,5 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^u = 0.0951 \\ \mu_y^u = 0.2500 \end{cases} \left\{ \begin{array}{l} M_x^u = 0.0951 \times 753.3 \times 2.66^2 = 506.89 \text{ daN.m} \\ M_y^u = 0.2500 \times 542.36 = 126.73 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

➤ Etat limite de service:

Chapitre 7 : Etude Des Voiles

$$\rho=0,44 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x^{ser} = 0.0987 \\ \mu_y^{ser} = 0.3758 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} M^{ser}_x = 0.0987 \times 558 \times 2.66^2 = 389.68 \text{ daN.m} \\ M^{ser}_y = 0.3758 \times 389.68 = 146.44 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

Tableau.VII.1 : Tableau récapitulatif des sollicitations :

	SENS X-X		SENS Y-Y	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
Ma (daN.m)	-152.07	-116.9	-63.4	-73.22
Mt (daN.m)	380.16	292.26	95.05	124.4

➤ Calcul des ferrillages :

• Enrobage :

Fissuration préjudiciable \longrightarrow $a = 2\text{cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{array} \right.$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{20}{10} = 2\text{cm}$$

En prend : $\phi = 1\text{cm}$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} C_x = a + \frac{1}{2} = 2.5\text{cm} \\ C_y = a + 1 + \frac{1}{2} = 3.5\text{cm} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} d_x = h_0 - c_x = 17.5\text{cm} \\ d_y = h_0 - c_y = 16.5\text{cm} \end{array} \right.$$

Le ferrillage en appui et en travée est le même en va prendre le moment maximal (moment en travée).

❖ Sens x-x :

➤ Etat limite ultime (E. L.U.) :

Chapitre 7 : Etude Des Voiles

$$M_{tx}^u = 380.16 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{3801.6}{11.33 \times 100 \times (17.5)^2} = 0.011$$

$$\mu = 0.011 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s = 10 > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.014$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,994$$

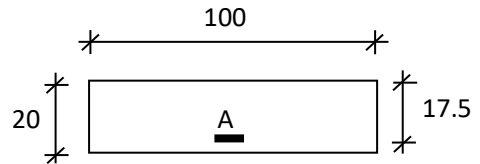


Fig.VIII.8: Section de calcul en travée (x-x)

- Détermination des armatures:

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{3801.6}{348 \times 0.994 \times 17.5} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

- Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 1,60 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

- Espacement maximal des armatures:

- L'écartement des armatures : $\delta \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

- Choix des armatures:

$$5T10/\text{m}_L \longrightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T10 \longrightarrow e = 20\text{cm}).$$

- Etat limite de service (E. L.S.):

$$M_{tx}^{\text{ser}} = 292.26 \text{ daN.m}$$

Chapitre 7 : Etude Des Voiles

$$D = \frac{15.A}{B} = \frac{15 \times 3.93}{100} = 0.58$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0.58 \times 17.5 = 20.3$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.58 + \sqrt{0.58^2 + 20.3} = 3.96 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - Y_1)^2 = \frac{100 \times 3.96^3}{3} + 15 \times 3.93 \times (17.5 - 3.96)^2 = 12877.37 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{2922.6}{12877.37} = 0.227$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0.227 \times 3.96 = 0.89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) = 15 \times 0.227 \times (17.5 - 3.96) = 46.1 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min(2/3.f_e ; 150\eta) = \min(2/3 \times 400 ; 150 \times 1.6) = 240 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6.f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s \end{cases} \Rightarrow \text{les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues}$$

❖ Sens y-y :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_{ty}^u = 95.05 \text{ daN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{950.5}{11.33 \times 100 \times (16.5)^2} = 0.003$$

$$\mu = 0.003 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s = 10 > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.004$$

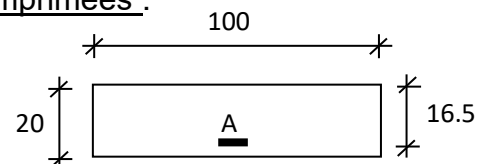


Fig.VII. 16: Section de calcul en travée (y-y)

Chapitre 7 : Etude Des Voiles

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0,998$$

- Détermination des armatures:

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{950.5}{348 \times 0.998 \times 16.5} = 0,16 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

- Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 1,60 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

- Espacement maximal des armatures:

- L'écartement des armatures : $\delta \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

- Choix des armatures:

$$5T10/\text{m}_L \longrightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

$$(T10 \longrightarrow e = 20\text{cm}).$$

- Etat limite de service (E. L.S.):

$$M_{ty}^{\text{ser}} = 124.4 \text{ daN.m}$$

$$D = \frac{15.A}{B} = \frac{15 \times 3,93}{100} = 0.58$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,58 \times 16.5 = 19.14$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.58 + \sqrt{0.58^2 + 19.14} = 3.83 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - Y_1)^2 = \frac{100 \times 3.83^3}{3} + 15 \times 3.93 \times (16.5 - 3.83)^2 = 11335.9 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{1244}{11335.9} = 0,11$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0,11 \times 3.83 = 0.42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) = 15 \times 0.11 \times (16.5 - 3.83) = 20.9 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min(2/3.f_e; 150\eta) = \min(2/3.400; 150 \times 1.6) = 240 \text{ MPa}$$

Chapitre 7 : Etude Des Voiles

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 12MPa$$

$$\begin{cases} \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s \end{cases} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues}$$

Donc le ferrailage sera deux nappes, T10 espacés de 15cm pour le ferrailage vertical.
Pour le ferrailage horizontal on adopte deux nappes de T10 espacés de 20 cm.

Chapitre 08 :

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII- Etude de l'infrastructure

VIII.1. Introduction :

1-Généralité:

- Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charge permanentes, les surcharge d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques .

Le choix de type de fondation dépend de plusieurs paramètres :

- ✓ La nature et le poids de la superstructure.
- ✓ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- ✓ La qualité du sol de fondation.

Suite a l'importance de l'effort normal agissant sur l'infrastructure et aussi notre bâtiment et lier avec des autres bâtiments de différent hauteur, donc le type a utilisé dans notre cas est un radier général.

VIII.2) Etude du radier :

VIII.2.1)Généralité :

Le radier est considéré comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures, qui à leur tour reposant sur les poteaux, ils seront soumis à la réaction du sol.

Dans le calcul suivant, on choisir le panneau le plus défavorable.

Remarque :

Il sera calculé à la flexion simple sur les combinaisons d'action suivantes :

L'état limite ultime de résistance :

- Situation durable et transitoire :

$$ELU \rightarrow 1.35G + 1.5Q$$

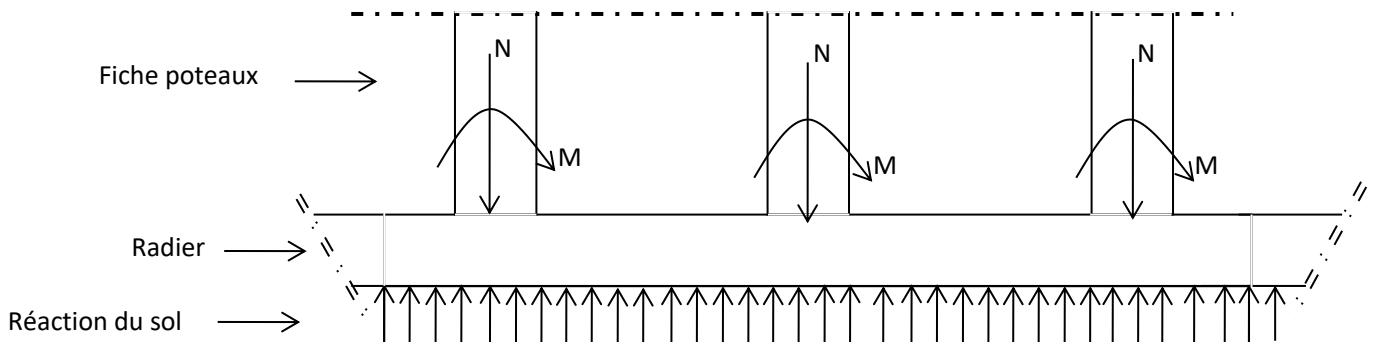
- Situation accidentelle :

Chapitre 8 : Etude De L'infrastructure

$$\left. \begin{array}{l} ACC1 \rightarrow G + Q + E \\ ACC2 \rightarrow G + Q - E \\ ACC5 \rightarrow 0.8G + E \\ ACC6 \rightarrow 0.8G - E \end{array} \right\} \text{ [RPA99(V2003)/10.1.4.1]}$$

▪ L'état limite de service:

$$ELS \rightarrow G + Q$$



Fif.VIII. 1: Schéma du radier général

VIII.2.2) pré dimensionnement du radier :

Pour des raisons pratique « coffrage » le radier va déborder de 50 cm de chaque coté.



Hauteur du radier

Le pré- dimensionnement de ce dernier consiste à déterminer sa hanteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportées par l'effet de sous-pression , cette hanteur doit satisfaire les quatre conditions suivantes :

- 1- Condition forfaitaire ;
- 2- Condition de rigidité ;
- 3- Condition de non cisaillement ;
- 4- Condition de non poinçonnent.

1) Condition forfaitaire :

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

Avec :

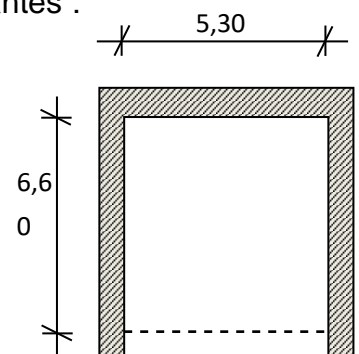


Fig.VIII. 2: Dimensions du panneau de dalle le plus sollicité

Chapitre 8 : Etude De L'infrastructure

L : la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux.

$$L=6.60m \Rightarrow 0.825m \leq h \leq 1.32m$$

2) Condition de rigidité :

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que :

$$L \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Avec :

L_e : longueur élastique donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

K : coefficient d'élasticité du sol ;

Pour un sol de densité moyenne, $K=50\text{MN/m}^3$ [HENRY THONIER ; Conception et calcul des structures de bâtiment ; tableau de page 305).

E : module d'Young du béton ($E=3.10^4$ Mpa) ;

I : inertie du radier ($I = \frac{b \times h^3}{12}$)

B : largeur du radier.

Pour notre cas :

$$L=6.60m.$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 50}{3 \times 10^4} \left(\frac{2 \times 6.6}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h \geq 1.16m$$

3) Condition de non cisaillement : [BAEL91/A5.2,2]

On doit vérifier que :

Chapitre 8 : Etude De L'infrastructure

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = 0.07 f_c 28 / \gamma_b = 0.93 \text{ Mpa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{T^{\max}}{b \times 0.9h} \leq \overline{\tau_u} \quad [\text{BAEL91/A5.1,1}]$$

τ_u : Contrainte tangentielle ;

$\overline{\tau_u}$: Contrainte tangentielle admissible ;

T^{\max} : Effort tranchant max.

$$T^{\max} = \max(T_x^{\max}; T_y^{\max})$$

On a $\frac{L_x}{L_y} = \frac{5.3}{6.60} = 0.80 \Rightarrow$ le panneau travaille suivant deux directions.

Donc :

1. Pour les panneaux de dalle de forme régulière.

$$T_x^u = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{3L_y} \quad T_y^u = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2 \times L_y + L_x}$$

Calcul q_u :

La surface du radier est de :

$$S = 923.5 \text{ m}^2$$

Le poids de superstructure :

$$G = 137053.91 \text{ KN}$$

$$q^u = 1.35 \frac{G}{S} + 1.5Q$$

$$q^u = 1.35 \frac{137053.91}{923.5} + 1.5 \times 5 = 207.85 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$T_x = 367.2 \text{ KN} ; \quad T_y = 393 \text{ KN}.$$

$$T^{\max} = 393 \text{ KN}.$$

$$h \geq \frac{393}{0.9 \times 1 \times 0.93 \times 10^3} = 0.47 \text{ m} \Rightarrow h \geq 47 \text{ cm}$$

4) Condition de non poinçonnement :

$$N_u \leq 0.045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_c}{\gamma_b} \dots\dots\dots(1) \quad \text{avec :}$$

U_c : périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier ;

h : épaisseur du radier ;

N_u : charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculée à l'E.L.U.R.

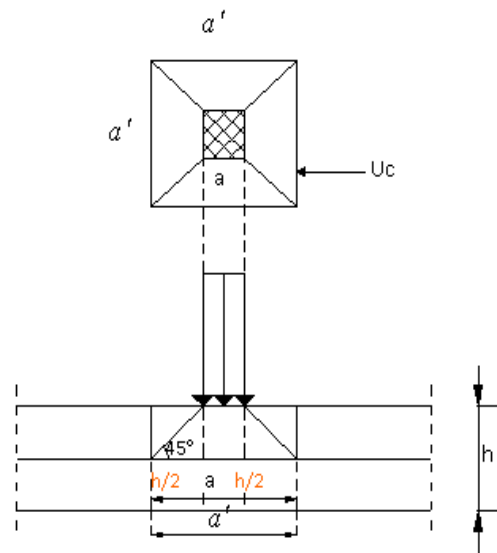


Fig.VIII .3: Dimensionnement du feuillet moyen

Pour notre structure,

$N_{u \max} = 8945.74$ KN appliquée par un poteau de section carré (80x80) cm²

$$U_c = 4(a')$$

Avec :

$$a' = a + h$$

Donc :

$$U_c = 4(a+h) = 4(0.8+h) = 3.2+4h$$

L'inégalité (1) devient :

Chapitre 8 : Etude De L'infrastructure

$$1920h + 2400h^2 - 8945.74 \geq 0$$

$$\Rightarrow h > 1.57m$$

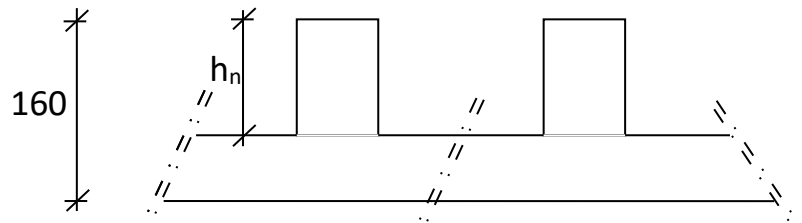
Remarque :

Pour satisfaire les quatre conditions, soit $h = 60 \text{ cm}$

- La hauteur des nervures : h_n

$$h_n \geq \frac{L}{10} = \frac{660}{10} = 66 \text{ cm}$$

On prendra $h_n = 120 \text{ cm}$.



- Epaisseur de la dalle :

$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{660}{20} = 33 \text{ cm}$$

On prendra $e = 40 \text{ cm}$

➤ Pré dimensionnement des poutres :

On distingue deux types de poutres apparentes :

- poutres principales ;
- Poutres secondaire.

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$0.3h \leq b_0 \leq 0.4h$$

$$b_1 \leq \frac{Ly - b_0}{2} \quad \text{et} \quad b_1 \leq \frac{Lx}{10}$$

$$b = 2b_1 + b_0$$

$Lx = 530 \text{ cm}$; $Ly = 660 \text{ cm}$.

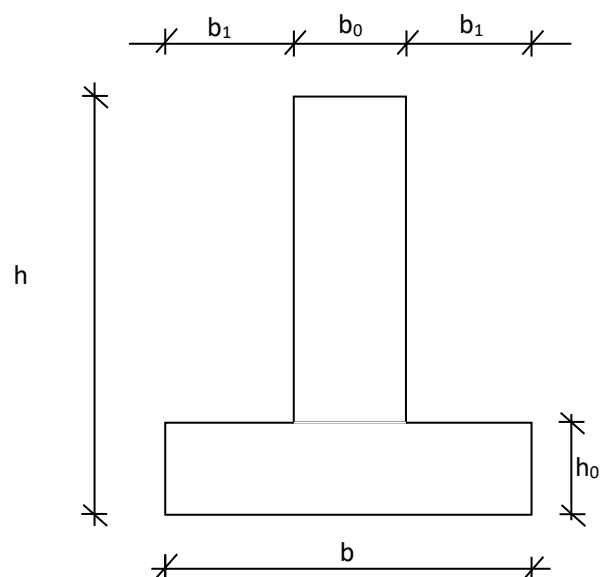


Fig.VIII. 5:Dimensions des

Tableau. VIII. 1: Dimensions des poutres.

Chapitre 8 : Etude De L'infrastructure

	Poutres principales	Poutres secondaires
h (cm)	160	160
h ₀ (cm)	40	40
b ₀ (cm)	50	50
b ₁ (cm)	45	45
b (cm)	140	140

VIII.2. 3) Détermination des sollicitations :

a) Caractéristiques du radier :

h =160 cm ; e=40cm ; h_n=120cm

Surface du radier S=923.5m²

$$I_{xx} = 175840\text{m}^4$$

$$I_{yy} = 459610\text{m}^4$$

$$V_x = 19.32\text{m}$$

$$V_y = 11.4340\text{m}$$

Avec :

V_x, V_y : abscisse du centre de gravité du radier et

I_{xx}, I_{yy} : inerties du radier ;

b) **Calcul du poids du radier: Pr**

Poids du radier sans poutres : $P_1 = S \cdot e \cdot \gamma_b$;

Poids des poutres principales : $P_p = L(h - h_0) \cdot b_0 \cdot \gamma_b$;

Poids des poutres secondaires : $P_s = L'(h - h_0) b_0 \cdot \gamma_b$

Avec :

e : épaisseur du radier sans poutres ;

γ_b : Masse volumique du béton ;

Chapitre 8 : Etude De L'infrastructure

L : Somme des longueurs de toutes les poutres principales et

L' : Somme des longueurs de toutes les poutres secondaires ;

$$P_1 = 923.5 \times 0.4 \times 25 \Rightarrow P_1 = 9235 \text{ KN.}$$

$$P_p = 183.2 \times 1.2 \times 0.5 \times 25 \Rightarrow P_p = 2748 \text{ KN.}$$

$$P_s = 188.2 \times 1.2 \times 0.5 \times 25 \Rightarrow P_s = 2823 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow Pr = P_1 + P_p + P_s = 14806 \text{ KN.}$$

c) Surcharges d'exploitation : Qr

$$Qr = 5 \times S$$

$$Qr = 5 \times 923.5 \Rightarrow Qr = 4617.50 \text{ KN.}$$

d) Combinaisons d'actions :

❖ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\text{l) Situations durable et transitoire : } \underbrace{(1,35G + 1,5Q)}_{N_u^1} + \underbrace{(1,35Pr + 1,5Qr)}_{N_u^2}$$

$$N_u = N_u^1 + N_u^2$$

Avec :

N_u^1 : Résultante de toutes les réactions verticales appliquées sur le radier qui sont données par le logiciel Robot Bat sous la combinaison ELUR.

$$N_u^1 = 207778.29 \text{ KN}$$

$$N_u = 207778.29 + 26914.35 \Rightarrow N_u = 234692.64 \text{ KN.}$$

$$M_x = -289839,1 \text{ KN.m}$$

$$M_y = -424462,06 \text{ KN.m}$$

Avec :

M_x et M_y : résultante de tous les moments par rapport au centre de gravité du radier dans la direction considérée, c'est-à-dire :

$$M_{x/G} = \sum (M_x + F_y \cdot (x_i - x_g))$$

$$M_{y/G} = \sum (M_y + F_x \cdot (y_i - y_g))$$

M_x , M_y et F_z sont donnés par le logiciel Robot Bat;

x, y : abscisses du point d'application de F_z .

Chapitre 8 : Etude De L'infrastructure

II) Situation accidentelle: $[(G + Q \pm E) + (Pr + Qr)]$ et $[(0,8G \pm E) + 0,8Pr]$

$$N_a = 220787,48 + 19423,5 \Rightarrow N_a = 240210,98KN.$$

$$M_x = -331049,38KN.m$$

$$M_y = -493957,42N.m.$$

❖ Etat limite service (E.L.S.) :

$$(G + Q) + (Pr + Qr)$$

$$N_s = 151226,16 + 19423,5 = 170649,66KN.$$

$$M_x = -714592,53KN.m$$

$$M_y = -308121,38KN.m$$

e) Vérification des contraintes sous radier :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$\sigma_{1,2}$: Contraintes du sol sous la structure (sous le radier).

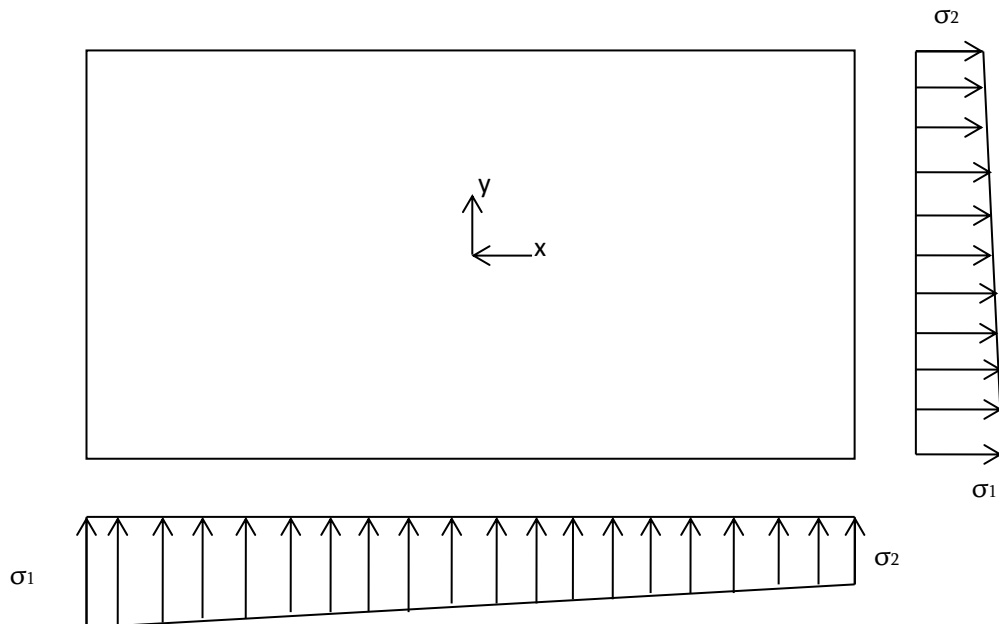


Fig.VIII. 6: Schéma des contraintes du sol

1) Situation durable et transitoire :

❖ Etat limite ultime (E L U) :

Chapitre 8 : Etude De L'infrastructure

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_r} \pm \frac{M_u}{I_r} \cdot V$$

$$N_u = 234692.64KN$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 3bars$$

Suivant l'article de **RPA99/V2003** :

$$\bar{\sigma}_{adm} = \bar{\sigma}_{sol}^u = 2 \cdot \bar{\sigma}_{sol} = 6bars$$

▪ **Sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{234692.64}{923.50} \pm \frac{-289839.10}{175840} \cdot 19.32 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 2.22bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 2.86bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2.38bars$$

▪ **Sens Y-Y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{234692.64}{923.50} \pm \frac{-424462.06}{459610} \cdot 11.43 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 2.44bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 2.65bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2.50bars$$

❖ **Etat limite service (E L S) :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_r} \pm \frac{M_s}{I_r} \cdot V$$

$$N_s = 170649.66KN$$

Chapitre 8 : Etude De L'infrastructure

▪ Sens X-X :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{170649.66}{923.50} \pm \frac{-714592.53}{175840} \cdot 19.32 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,06bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 2,63bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,45bars$$

▪ Sens Y-Y :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{170649.66}{923.50} \pm \frac{-308121.38}{459610} \cdot 11.43 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,77bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1,92bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,81bars$$

2) Situation accidentelle :

▪ Sens X-X :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{240210.98}{923.50} \pm \frac{-331049.38}{175840} \cdot 19.32 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 2,24bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 2,96bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2,42bars$$

▪ Sens Y-Y :

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{240210.98}{923.50} \pm \frac{-493957.42}{459610} \cdot 11.33 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 2,48bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 2,72bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2,54bars$$

f) Vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement :

On doit vérifier que sous pression hydrostatique le bâtiment ne soulève pas :

$$P \geq 1,5 \cdot S \cdot \gamma \cdot Z$$

Avec :

- P : Poids du bâtiment;
- S : Surface d'assise du bâtiment;
- Z : L'ancrage et
- g : Poids volumique de l'eau ($1t/m^3$).

Pour la structure étudié : $P = 137053.91 \text{ KN} = 13705.391 \text{ t}$

$$1,5 \cdot S \cdot \gamma \cdot Z = 1,5 \times 923,5 \times 1 \times 4.32 = 5984.28t$$

$$P = 13705.39t > 5928.28 \rightarrow CV$$

$P > 1,5 \times S \times g \times Z \Rightarrow$ la structure est stable.

VIII.2.4) Ferraillage du radier :

VIII.2.4.1) Ferraillage de la dalle :

- Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur en flexion simple.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.



Fig.VIII .7: Encrage de la structure

Chapitre 8 : Etude De L'infrastructure

a) Détermination des efforts :

Charge pour une bande de 1m

$$q = \sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) \cdot 1m$$

Le panneau le plus sollicité :

$$L_x = 5,30m$$

$$L_y = 6,60m$$

$$\zeta = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,30}{6,60} = 0,80m \Rightarrow \quad \text{La dalle porte suivant les deux directions.}$$

$$M_x = \mu_x \times q \times Lx^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Suivant la direction } l_x$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \quad \Rightarrow \quad \text{Suivant la direction } l_y$$

❖ Etat limite ultime (E L U) :

$$q_u = \sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) \cdot 1m = 250 \text{ KN/ml}$$

❖ Etat limite de service (E L S) :

$$q_s = \sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) \cdot 1m = 181 \text{ KN/ml}$$

❖ Situation accidentelle :

$$q_{acc} = \sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) \cdot 1m = 254 \text{ KN/ml}$$

Conclusion Générale :

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conceptions et de calculs des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

L'étude a commencé par mettre des hypothèses de calcul et de pré-dimensionnement de la structure

*Par ailleurs, cette étude nous a permis de tirer certaines conclusions :

- ❖ La facilité d'obtenir un bon comportement dynamique vis-à-vis des sollicitations sismiques, lorsque la structure est symétrique.
- ❖ Une bonne disposition des voiles permet d'avoir une très bonne répartition des charges entre les portiques et les voiles et de limiter les effets de torsion.
- ❖ Pour garantir une stabilité totale de structure vis-à-vis des déplacements horizontaux nous avons effectué la vérification du second ordre (effet P-delta).
- ❖ La modélisation doit, autant que possible englober tout les éléments de la structure secondaire soient ils ou structuraux.

Puis, on a pu constater que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte doivent travailler en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcout important.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'études.