



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique
Université de Tissemsilt



Faculté des Sciences et de la Technologie
Département des Sciences et de la Technologie

Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme
de Master académique en

Filière : **Génie Civil**

Spécialité : **Structure**

Présentée par : **BRAHIMI Mohamed**
DROUI Fatih

Thème

Etude dynamique d'un bâtiment en RDC + 5 étages en béton armé situé à Tissemsilt.

Soutenu le,

Devant le Jury :

BESSEGHIER Abderrahmane	Président	Prof.	Univ-Tissemsilt
OUAZIR Mansour	Examineur	M.C.B.	Univ-Tissemsilt
ABDELHAMID Abdelmalek	Encadreur	M.A.A.	Univ-Tissemsilt

Année universitaire : 2021-2022

SOMMAIRE

Résumé.....	I
Sommaire	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Introduction générale.....	1

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

1.1. Introduction.....	4
1.2. Caractéristiques géométriques.....	4
1.3. Eléments l'ouvrage.....	4
1.4. Les caractéristiques des matériaux.....	5
1.4.1. Le béton.....	5
1.4.1.1. Les caractéristiques physiques et mécaniques du béton.....	5
1.4.2. Aciers.....	9
1.5. Actions et sollicitations.....	11
1.5.1. Définitions.....	11
1.5.2. Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites.....	11
1.6. Règlements utilisés.....	11

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et décente des charge

2.1. Introduction.....	13
2.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires.....	13
2.2.1. Pré dimensionnement des planchers.....	13
2.2.1.1. Plancher en corps creux.....	13
2.2.1. Les poutrelles (les nervures).....	14

2.3. Evaluation des charges et surcharges.....	15
2.3.1. Plancher terrasse (inaccessible).....	15
2.3.2. Plancher étage courant (habitation).....	16
2.3.3. Maçonnerie.....	17
2.4. Pré dimensionnement des éléments structuraux.....	18
2.4.1. Les poutres.....	18
2.4.2. Pré dimensionnement des poteaux.....	20
2.4.3. Descente de charge.....	21
2.4.3 Pré dimensionnement du voile.....	27

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

3.1. Etude d'escalier.....	29
3.1.1. Introduction.....	29
3.1.2. Dimension de l'escalier.....	29
3.1.3. Evaluation des charges.....	31
3.1.4. Combinaisons de charge.....	32
3.1.5. Détermination des efforts internes à l'ELU.....	34
3.1.6. Détermination des efforts internes à l'ELS.....	34
3.1.7. Ferrailage d'escalier à ELUR.....	35
3.1.6.1. Calcul des armatures longitudinales.....	35
3.1.7. Vérification à ELS.....	38
3.1.8. Étude de la poutre palière.....	39
3.1.8.1. Pré-dimensionnement.....	39
3.1.8.2. Calcul à la flexion simple.....	40
3.1.8.3. Calcul de la poutre palière à la torsion.....	45

3.2. Etude du balcon.....	48
3.2.1. Introduction.....	48
3.2.2. Pré dimensionnement du balcon.....	48
3.2.3. Evaluation des charges.....	48
3.2.2. Combinaison de charge.....	49
3.2.2. Calcul des sollicitations maximales.....	49
3.2.2. Calcul du Ferrailage.....	50
3.2.3. Vérifications.....	51
3.3. Etude de l'acrotère.....	52
3.3.1. Introduction.....	52
3.3.2. Rôle de l'acrotère.....	52
3.3.2. Pré dimensionnement de l'Acrotère.....	52
3.3.3 Evaluation des charges et Surcharges.....	53
3.4.1. Poids propre de l'acrotère.....	53
3-4-2-Les surcharges d'exploitation.....	53
3-5-Les Sollicitations.....	53
3.6. Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée.....	54
3.7. Calcul du ferrailage à l'E. L. U.....	54
3.8. Vérification de l'existence des armatures comprimées A'.....	54
3.9. Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire.....	55

Chapitre IV : Etude des planchers

4.1. Introduction.....	59
-------------------------------	-----------

4.2. Dimensionnement des poutrelles.....	59
4.3. Méthode de calcul des poutrelles.....	60
4.3.1. Méthode forfaitaire.....	60
4.3.1.1. Les conditions d'application de la méthode forfaitaire.....	60
4.3.1.2. Principe de calcul.....	60
4.3.1.3. Les valeurs des moments aux appuis.....	61
4.3.1.4. Effort tranchant.....	62
4.3.2. Méthode des trois moments.....	62
4.3.2.1. Principe de calcul de la méthode des trois moments.....	62
4.3.2.2.Évaluation de l'effort tranchant.....	64
4.4. Calcul du ferrailage.....	64
4.4.1. Planchers étages courant.....	64
4.4.1.1. Etude des poutrelles Planchers RDC, étages courants.....	64
4.4.1.2. Calcul du ferrailage des poutrelles (à l'ELU).....	70
4.4.1.2.1. Ferrailage en travée.....	71
4.4.1.2.2. Ferrailage Sur appuis.....	72
4.4.1.3. Vérifications.....	74
4.4.1.4. Schemas de ferrailage des poutrelles (Etage courant).....	79
4.4.2. Planchers terrasse.....	80
4.4.2.1. Étude des poutrelles Planchers terrasse.....	80
4.4.2.2. Ferrailage en travée.....	85
4.4.2.3. Ferrailage Sur appuis.....	86
4.4.2.4. Vérifications.....	88
4.4.2.5. Schemas de ferrailage des poutrelles (Terrasse).....	97
4.5. Conclusion.....	98

Chapitre V : Etude statique et dynamique

5.1. Introduction.....	100
5.2. Objectif de l'étude dynamique.....	100
5.3. Modélisation de la structure.....	100
5.4. Combinaison d'action.....	101
5.5. Calcul sismique.....	101
5.5.1. Méthode statique équivalente.....	102
5.5.2. Méthode d'analyse modale spectrale.....	102
5.5.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.....	103
5.6. Présentation du logiciel ETABS.....	103
5.7. Choix de la méthode de calcul.....	103
5.8. Poids totale de la structure (W).....	103
5.9. Calcul de la force sismique totale.....	105
5.10. Spectre de réponse de calcul.....	108
5.11. Disposition des voiles.....	110
5.12. Vérifications des résultats vis-à-vis de l'RPA99-2003.....	112
5.12.1. Vérifications de participation de la masse.....	112
5.12.2. Vérification de la période fondamentale de la structure.....	112
5.12.3. Vérification de la résultante des forces sismiques.....	113
5.12.4. Vérification au renversement.....	113
5.12.5. Vérification de l'effort normal réduit.....	114
5.12.6. Justification Vis A Vis Des déplacements.....	114
5.12.7. Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ	116

5.12.8. Calcul de centre de masse.....	118
--	-----

Chapitre VI : Ferrailage des éléments résistants

6.1. Introduction.....	120
6.2. Ferrailage des poutres.....	120
6.2.1. Introduction.....	120
6.2.2. Recommandation du RPA99.....	121
6.2.2. a. Armatures longitudinales [1] ►► Art [7.5.2.1] ◀◀.....	121
6.2.2. b. Armatures transversales [1] ►► Art [7.5.2.2] ◀◀.....	121
6.2.2.1. Étude des poutres principales P.P (40×30) cm^2	121
6.2.2.2. Étude des poutres secondaires P.S (30×35) cm^2	126
6.2.1. Ferrailage des poteaux.....	126
6.2.1.1. Exemple de calcul.....	127
6.3. Etude des voiles.....	130
6.3.1. Introduction.....	130
6.3.2. Le système de contreventement.....	131
6.3.3. Ferrailage des voiles.....	133

Chapitre VII : Etudes de l'infrastructure

7.1. Introduction.....	138
7.2. Classification des fondations.....	138
7.2.1. Combinaison d'action.....	138
7.2.2. Reconnaissance du sol.....	138
7.2.3. Vérification des semelles isolées.....	139
7.2.4. Vérification des Semelles filantes.....	140

7.2.5. Etude du Radier général.....	141
7.2.5.1. Définition du radier.....	141
7.2.5.2. Pré dimensionnement du radier.....	142
7.2.5.3. Dimensionnement des poutres de libage.....	143
7.2.5.4. Vérification des contraintes.....	143
7.2.5.5. Longueur élastique.....	144
7.2.5.6. Condition de non poinçonnement.....	144
7.2.5.7. Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique.....	145
7.2.5.8. Evaluation des charges pour le calcul du radier.....	145
7.6. Ferrailage du radier.....	146
7.6.1. Ferrailage des dalles.....	146
7.2.6.2. Ferrailage des poutres de libages.....	152
7.2.7. Schéma de ferrailage du radier général.....	155
Conclusion générale.....	157

Introduction générale

Introduction générale

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, sujet de beaucoup de questions axées principalement sur le choix du type d'ouvrage et la détermination dans chaque cas la structure là mieux adaptée parmi celles qui existent.

Dans le but de récapituler l'essentiel de ce que nous avons acquis durant notre formation, d'approfondir nos connaissances dans le domaine de calcul des structures, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation à contreventement mixte implanté dans une zone de moyenne sismicité avec une variation de type du sol d'assise.

Notre travail est structuré comme suit :

- ✓ Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul ;
- ✓ Pré dimensionnement des éléments principaux ;
- ✓ Calcul des planchers ;
- ✓ Calcul et ferrailage des éléments non principaux ;
- ✓ Étude des portiques et calcul des voiles ;
- ✓ Étude de l'infrastructure.

Nous basons dans notre projet de fin d'étude sur l'étude technique d'un bâtiment en béton armé (R+5) mais avec la variation de type de site c'est-à-dire étudier l'influence de la nature du sol sur le comportement statique et dynamique de notre structure.

On achève notre travail par une conclusion générale et des perspectives pour les futurs travaux.

Dans le but de récapituler l'essentiel de ce que nous avons acquis durant notre formation et approfondir nos connaissances dans le domaine de génie civil, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial localisé dans la wilaya de Tissemsilt en utilisant le logiciel de calcul ETABS 9.7.4 pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...).

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

1.1. Introduction

Notre projet de fin d'études, consiste à étudier et calculer les différents éléments résistants d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation en ossature mixte (poteaux, poutres et voiles) avec une terrasse inaccessible, il est implanté à « Ain el Bourdj » wilaya de Tissemsilt, classée selon le (R.P.A.99 version 2003) comme étant une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

1.2.1 Caractéristiques géométriques

Le bâtiment est de dimensions suivantes :

La longueur totale du bâtiment est..... $L_L = 30,70$ m.

La largeur totale du bâtiment est $L_T = 18,50$ m.

La hauteur totale de bâtiment est $H = 21,56$ m (y compris l'acrotère).

La hauteur d'un étage est..... $H_{ec} = H_{RDC} = 3,06$ m.

La largeur des balcons est..... $L_b = 1,20$ m.

1.2.2 Caractéristiques géotechniques

La contrainte de sol est $\bar{\sigma} = 1,4$ bar

L'encrage est 2 m

Classement du sol selon RPA $S_2 \rightarrow$ ferme

1.3. Eléments l'ouvrage

A) Maçonnerie :

A-1) Mur extérieure :

Ils sont constitués d'une double cloison en briques creuse de 15 cm et de 10 cm séparée par une l'âme d'aire de 5cm.

A-2) Mur intérieure :

Ils sont constitués d'une seule cloison en brique creuse de 10cm d'épaisseur.

B) Revêtement :

Ils sont constitués de :

Carrelages pour les planchers.

Enduits en plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.

Enduits en ciment pour les murs extérieurs.

Céramique pour les salles d'eau.

C) Planchers :

Ils sont réalisés en corps creux et une dalle de compression (16 + 4) reposant sur des poutrelles coulées sur place.

D) Escaliers :

Ils sont constitués de paliers et paillasse en béton armé coulés sur place.

E) Acrotère :

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

1.4. Les caractéristiques des matériaux

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé B.A.E.L 91/1999, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99 version 2003 et le CBA93.

1.4.1. Le béton

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé au monde dans le domaine de génie civil, il reprend les contraintes en compression se compose : ciment, eau, les adjuvants et les granulats (sable, gravier).

✚ La composition d'un mètre cube (1 m³) de béton ordinaire est de :

- 350 kg/m³ de ciment CPA.
- 400 kg de sable de diamètre 0 à 5 mm.
- 800 kg de gravillon de diamètre 7 à 25 mm.
- 175 L d'eau de gâchage.

1.4.1.1. Les caractéristiques physiques et mécaniques du béton

• La masse volumique :

La masse volumique du béton utilisé dans cet ouvrage est de 2500 kg/m³.

Pour notre étude ont adopté une résistance mécanique du béton à 28 jours qui est égale à 25Mpa (fc28 =25Mpa).

- **Résistance caractéristique à la compression** (CBA.93 [ART 2.1.1.1]) :

Dans les cas courant un béton armé, la résistance a la compression est défini par sa résistance caractéristique à 28 jours et elle est représentée par le symbole f_{c28} .

La résistance caractéristique à la compression déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

1. Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$.

$$\begin{cases} F_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 28\text{jours} \\ F_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{si } j > 28\text{jours} \end{cases}$$

2. Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$.

$$\begin{cases} F_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28\text{jours} \\ F_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28\text{jours} \end{cases}$$

- **Résistance à la traction** (CBA.93 [ART 2.1.1.2]) :

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

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa} \\ f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa} \end{cases}$$

Pour notre étude on adopté la résistance à la traction du béton à 28 jours :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06(25)$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa.}$$

- **Module de déformation longitudinale :**

- ✓ **Module de déformation instantanée :**

Pour un chargement d'une durée d'application inférieur à 24h, le module de déformation instantané E_{ij} du béton âgé de (j) jours est déterminé à partir de la formule suivante :

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

$$E_{i28} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164,20\text{MPa}$$

✓ **Module de déformation longitudinale différée :**

Pour les charges de longue durée d'application, le module de déformation différée est noté E_{vj} , et il est égal à :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$E_{v28} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818,9\text{MPa}$$

• **Coefficient de poisson CBA 93(A-2-1-3) :**

Le coefficient de poisson est défini comme le rapport entre les déformations longitudinales et les déformations transversales et il est noté par « ν ».

Le **C.B.A93** donne deux valeurs pour ce coefficient selon les états limites.

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu=0 \text{ béton fissuré à L'E.L.U.R.} \\ \nu=0,2 \text{ béton non fissuré à L'E.L.S.} \end{array} \right.$$

• **Coefficient de poisson CBA 93(A-2-1-3) :**

Le coefficient de poisson est défini comme le rapport entre les déformations longitudinales et les déformations transversales et il est noté par « ν ».

Le **C.B.A93** donne deux valeurs pour ce coefficient selon les états limites.

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu=0 \text{ béton fissuré à L'E.L.U.R.} \\ \nu=0,2 \text{ béton non fissuré à L'E.L.S.} \end{array} \right.$$

• **Contrainte limite :**

➤ **Etat limite ultime de résistance (E.L.U.R) :**

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Tableau I.1: Valeurs de θ

T	$t \geq 24$ heure	$1 \leq t \leq 24$ heure	$t \leq 1$ heure
θ	1	0,9	0,85

Avec:

γ_b : Coefficient de sécurité tel que:

On prend: $\theta=1$.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \sigma_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14,17\text{MPa} & \text{En situation durable } (\gamma_b = 1,5). \\ \sigma_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 18,47\text{MPa} & \text{En situation accidentelle } (\gamma_b = 1,15). \end{array} \right.$$

Dans les calculs relatifs à l'E.L.U.R, on utilisera pour le béton un diagramme conventionnel dit « parabole rectangle ».

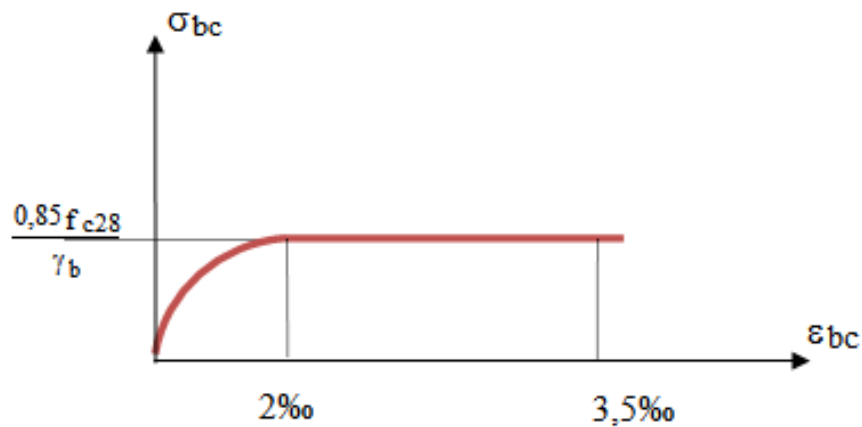


Figure I.1 : Diagramme de Contrainte-Déformation à l'E.L.U.R

➤ **Etat limite de service (E.L.S)**

La Contrainte de service à la compression est donnée par :

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

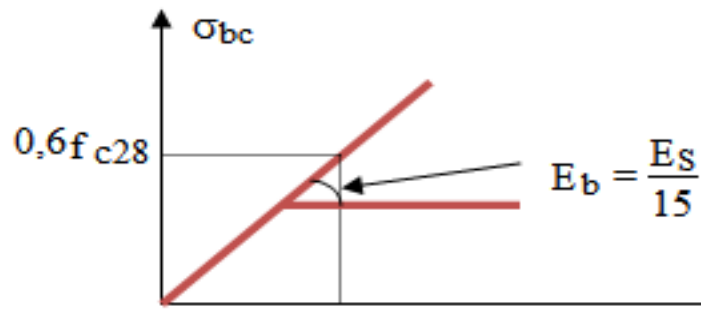


Figure I.2 : Diagramme de Contrainte-Déformation à l'E.L.S

1.4.2. Aciers

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

- ✓ Les ronds lisses (R.L) : FeE235.
- ✓ Haute adhérences (HA) : FeE400, FeE500.
- ✓ Treillis soudés de maille $150 \times 150 \text{ mm}^2$ avec $\Phi = 5 \text{ mm}$.

A. Contrainte limite de l'acier :

A.1. Etat limite ultime « E.L.U » :

Pour le diagramme Contrainte Déformation de calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié de la figure I.3 suivant :

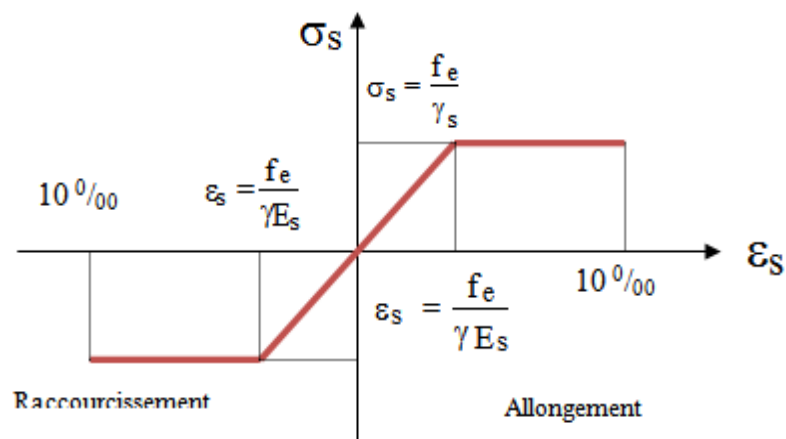


Figure I.3 : Diagramme Contrainte-Déformation pour l'Acier

On adopte le Diagramme Contrainte-Déformations suivant avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa} & \text{En situation durable} (\gamma_s = 1,15) \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{MPa} & \text{En situation accidentelle} (\gamma_s = 1,00) \end{array} \right.$$

A.2. Etat limite de service (ELS) :

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et c'en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service D'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

$$\overline{\sigma}_{st} \leq f_e ; \text{ (Pas de limitation) } \rightarrow \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

Pour les aciers de nuances FeE400 avec $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} \overline{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \text{ MPa} \right. \\ \overline{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable} \\ \left. \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \right.$$

Pour les aciers de nuances FeE400 avec $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$..

$$\left\{ \begin{array}{l} \overline{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \text{ MPa} \right. \\ \overline{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{1}{2} \times 400 ; 90 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \rightarrow \text{Fissuration très préjudiciable} \\ \left. \overline{\sigma}_{st} = 165 \text{ MPa} \right.$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration tels que.

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

$\eta = 1,6 \rightarrow$ pour des aciers de H.A.

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton .

f_e : Limite d'élasticité des aciers.

▪ **Module d'élasticité de l'Acier :**

Le module d'élasticité de l'Acier sera pris égale à : $E_s = 2 \times 10^5$ MPa.

1.5. Actions et sollicitations

1.5.1. Définitions

❖ Les actions :

Les actions sont les forces directement appliquées à une construction (charges Permanentes, d'exploitation, climatique, etc.,...) ou résultant de déformations imposées (retrait, fluage, variation de température déplacement d'appuis, etc. ...).

❖ Les sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, Moment de torsion) développés dans une combinaison d'action donnée.

1.5.2. Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites

➤ Etat limite ultime :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$1,35.G + 1,5.Q$$

➤ Etat limite de service :

Combinaison d'action : G+Q

Les règles parasismiques algériennes ont prévu les combinaisons d'actions suivantes :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1,2E \\ 0,8G \pm E \end{cases} \rightarrow \begin{cases} G : \text{charge permanente.} \\ Q : \text{charge d'exploitation} \\ E : \text{effort du séisme.} \end{cases}$$

1.6. Règlements utilisés

- ✓ Le BAEL 91.
- ✓ Le RPA 99/Version 2003 (Règles Parasismiques Algériennes).
- ✓ Les différents types des DTR (Documents Techniques Règlementaires).

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments et décente des charges

2.1. Introduction

Le but du pré-dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon le règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003) et le règlement de conception et de calcul de structure en béton armé (C.B.A.93).

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase du dimensionnement, les parties concernées par le pré-dimensionnement sont : les planchers, les voiles, les poteaux, les poutres et les escaliers.

2.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires

2.2.1. Pré dimensionnement des planchers

2.2.1.1. Plancher en corps creux

Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur supportant les charges et surcharges, et un rôle d'isolation thermique et acoustique et séparateur entre deux étages. Il est composé de corps creux de, poutrelles et de dalle de compression. Son pré dimensionnement se fait par satisfaction des conditions suivantes :

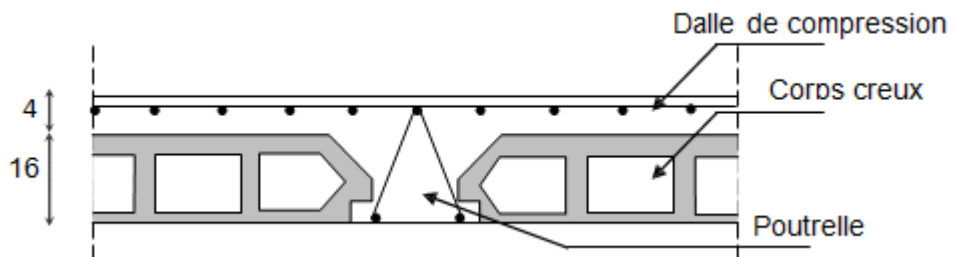


Figure II.1 : Coupe verticale d'un plancher courant

On a opté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- ❖ La facilité de réalisation.
- ❖ Les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes (max 4.6 m).
- ❖ Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

D'après BAEL l'épaisseur de plancher est conditionnée par :

1. La condition de la flèche :

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22.5} \quad \Leftrightarrow \quad h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

L: La portée entre nus d'appuis des poutres secondaire.

$$h_t \geq \frac{435}{22.5} \text{ donc } h_t \geq 16\text{cm}$$

On prend : $h_t = 20$ cm tel que :

- ✓ 16 cm : la hauteur de corps creux.
- ✓ 4cm : la hauteur de la dalle de compression h_0 .

2. Résistance au feu :

- ✓ $e = 07\text{cm}$: pour une (01) heure de coup de feu.
- ✓ $e = 11\text{cm}$: pour deux (02) heures de coup de feu.
- ✓ $e = 17,5$ cm : pour quatre (04) heures de coup de feu.

e : épaisseur de corps creux.

3. Isolation phonique :

La protection contre les bruits aériens exige une épaisseur minimale de 16 cm ($e \geq 16$ cm)

2.2.1. Les poutrelles (les nervures)

La section transversale des nervures est assimilée à une section en (T) de caractéristiques géométriques suivantes :

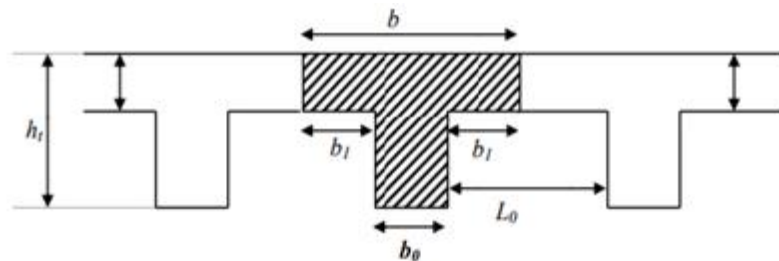


Figure II.2 : Plancher corps creux

b_0 : largeur de la nervure.

h : hauteur de la section.

b : largeur de la table de compression.

❖ D'après BAEL :

$$\frac{h}{3} \leq b_0 \leq \frac{h}{2} \rightarrow \frac{20}{3} \leq b_0 \leq \frac{20}{2} \rightarrow 6.33 \leq b_0 \leq 10$$

On prend : $b_0 = 10\text{cm}$

$$b = b_0 + 2 \times b_1$$

Le corps Creux utilisé pour ce plancher : $l_{our} = 55 \text{ cm}$.

$$b1 = \min \begin{cases} \frac{l_{our}}{2} \text{ cm} \\ \frac{Lx}{10} \text{ cm} \end{cases}$$

L : la portée maximale de la travée

D'ou :

$$b1 = \min \begin{cases} \frac{435}{10} = 43,5 \text{ cm} \\ \frac{55}{2} = 27,5 \text{ cm} \end{cases} \quad b1 = 27,5 \text{ cm}$$

Donc la largeur totale de la table de compression pour une nervure :

$$b = 2 \times b1 + b0 \quad b = 2 \times 27,5 + 10 \quad b = 65 \text{ cm}$$

2.3. Evaluation des charges et surcharges

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges qui sont évaluées selon D.T.R.B.C.22, elle désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultants de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations ; afin de pouvoir procéder à leur dimensionnement.

2.3.1. Plancher terrasse (inaccessible)

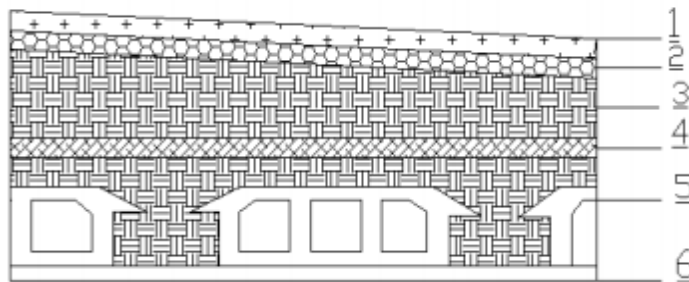


Figure II.3 : Plancher terrasse

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et décente des charges

Tableau II.1 : charge à la terrasse due aux plancher à corps creux

Elément		Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m ³)	Charge permanente surfacique KN/m ²
1	Protection en gravillon	5	17	$0.05 \times 17 = 0.85$
2	Etanchéité multicouche	2	6	$0.02 \times 6 = 0.12$
3	Béton de pente	10	22	$0.1 \times 22 = 2.2$
4	Isolation thermique	4	3	$0.04 \times 3 = 0.12$
5	Cops creux +dalle de Compression	20		2.85
6	Enduit de plâtre	2	10	$0.02 \times 10 = 0.2$
Totale				$G = 6.34 \text{ K N/m}^2$

$$G = 6.34 \text{ KN/m}^2$$

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

2.3.2. Plancher étage courant (habitation)

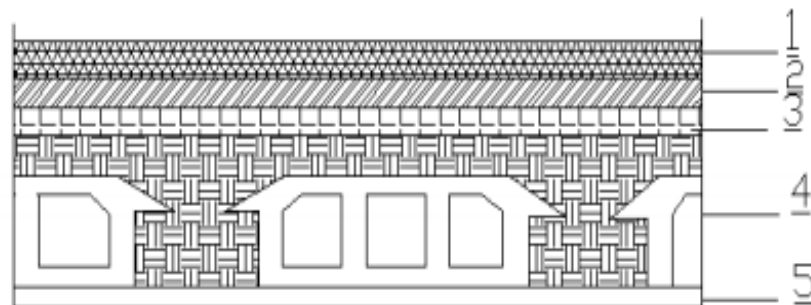


Figure II.4 : plancher étage courant

Tableau II.2 : Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant

	Elément	Epaisseur	Masse volumique (KN/m ³)	Charge permanente KN/m ²
1	Cloisons	10	9	0.1×9=0.9
2	Revêtement de carrelage	2	20	0.02×20=0.4
3	Mortier de pose	2	20	0.02×20=0.4
4	Isolation thermique	4	3	0.04×3=0.12
5	Corps creux + dalle de Compression	20		2.85
6	Enduite de plâtre	2	10	0.02×10=0.20
Totale				G = 4.87 KN/m ²

G = 4.87 KN/m²

Q = 1.5 KN/m²

2.3.3. Maçonnerie

✚ Murs extérieurs

Tableau II.3: Charge permanente du mur extérieur

	Elément	Epaisseur	Masse volumique (KN/m ³)	Charge permanente KN/m ²
1	Brique creuse	10	9	0.1×9=0.9
2	Brique creuse	15	9	0.15×9 = 1.35
3	Enduite de ciment	2	18	0.02×18=0.36
4	Enduite de plâtre	2	10	0.02×10=0.2
Totale				G = 2.81 KN/m ²



Figure II.5 : Remplissage extérieur

✚ cloisons intérieures :

Tableau II.4: Charge permanente du mur intérieur

Enduit extérieur (1,5cm)	$0.015 \times 10 = 0.15 \text{KN/m}^2$
Brique creuses (10cm)	$0.10 \times 9 = 0.9 \text{KN/m}^2$
Enduit intérieur (1,5 cm)	$0.15 \times 18 = 2.7 \text{KN/m}^2$

$$G = 3.75 \text{KN/m}^2$$

2.4. Pré dimensionnement des éléments structuraux

2.4.1. Les poutres

Une poutre est un élément horizontal en béton armé, qui transmet les charges aux poteaux, elle est largement utilisée dans les ouvrages de Génie Civil.

Les poutres seront pré dimensionnées selon les règlements BAEL 91 tout en respectant les recommandations du Règlement Parasismique Algérienne RPA 99.

1. D'après le BAEL 91 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{array} \right.$$

Avec :

L max : la distance maximale entre nu de la poutre

h : hauteur de la poutre

b : la largeur de la poutre

2. D'après le RPA 99 pour la zone IIa :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{cm} \\ h \geq 30 \text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

a) Pré dimensionnement des poutres principales :

✓ D'après le BAEL 91 :

$$L_{\max} = 470\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \frac{470}{15} \leq h \leq \frac{470}{10} \quad \Rightarrow \quad 31.33\text{cm} < h < 47\text{cm}$$

On prend : $h = 40\text{cm}$

La largeur b comprise entre $0.3 h$ et $0.7 h$, donc :

$$0.3 (40) < b < 0.7 (40) \quad \Rightarrow \quad 12 \text{ cm} < b < 28 \text{ cm}$$

Pour des raisons architecturales, on prend : $b = 30$.

✓ Vérification RPA 99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad b=30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ h \geq 30 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h=40 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ \frac{h}{b} < 4 \quad \Rightarrow \quad 1.33 < 4 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend la section des poutres transversales (poutre principales)

$$(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2.$$

b) Pré dimensionnement des poutres secondaires :

✓ D'après le BAEL 91 :

$$L_{\max} = 4.35 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \frac{435}{15} \leq h \leq \frac{435}{10} \quad \Rightarrow \quad 29 \text{ cm} \leq h \leq 43.5\text{cm}$$

On prend : $h = 35 \text{ cm}$

La largeur b est comprise entre $0.3 h$ et $0.7 h$, donc :

$$0.3(35) \leq b \leq 0.7(35) \quad \Rightarrow \quad 10.5 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm.}$$

Pour des raisons architecturales, on prend : $b = 30\text{cm}$.

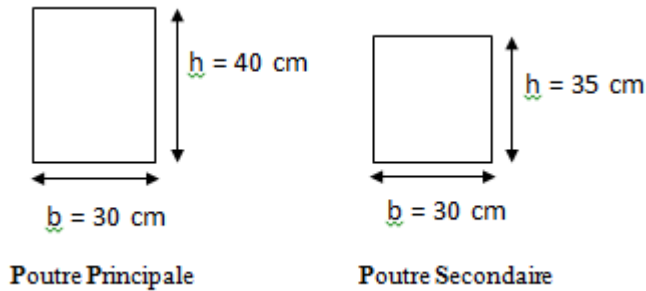
✓ Vérification RPA 99

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad b = 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ h \geq 30\text{cm} \quad \Rightarrow \quad h = 35\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \quad \Rightarrow \quad 1,16 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et décente des charges

Les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées en prend la section de poutre secondaire

$$(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$$



2.4.2. Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple. Le choix se fait selon le poteau le plus sollicité de la structure ; ce qu'il correspond à un poteau qui va reprendre la surface du plancher la plus importante.

On utilise un calcul basé sur la descente de charge pour le poteau le plus sollicité tous en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation. On détermine l'effort N_u qui doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq \overline{N}_u$$

N_u : L'effort normal ultime

\overline{N}_u : Capacité de résistance ultime

Ils sont dimensionnés par :

- ✓ la condition de non flambement
- ✓ les conditions de RPA

Le poteau qu'on va étudier est le poteau le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau qui reserve l'effort de compression maximal qu'on va déterminer à partir de la descente de charge.

On fixera au préalable des Poteaux RDC et étage courant comme suite:

Niveau	Dimension de poteau (cm ²)
RDC	40x40
Etage courant	35x35

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et décente des charges

2.4.3. Descente de charge

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol,

- **La loi de dégression**

Pour les charges d'exploitations la loi de dégression des charges selon (DTR BC 2-2 Page16) est comme suit :

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse courant le bâtiment, Q_1, Q_2, Q_3, Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2,3,.....n, numérotés à partir du sommet du bâtiment.

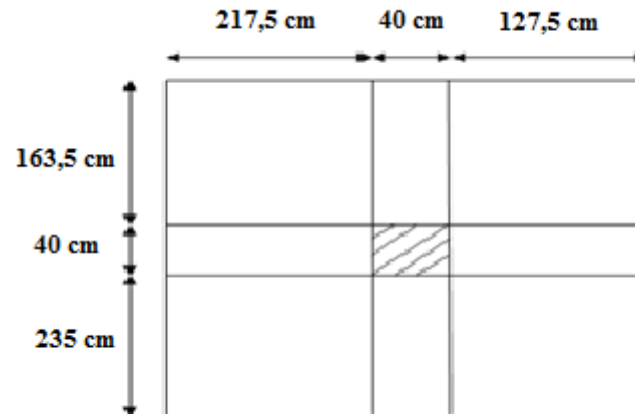
On adoptera pour le calcul des points d'appuis les charges d'exploitations suivantes :

- ✚ Sous toit ou terrasse Q_0
- ✚ Sous dernier étage Q_0+Q_1
- ✚ Sous étage :
- ✚ Immédiatement inférieure (étage 2)... $Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$
- ✚ (étage 3)... $Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$
- ✚ (étage 4)... $Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$
- ✚
- ✚ (étage n)... $Q_0+\frac{3+n}{2n}(Q_1+Q_2+Q_3+...+Q_n)$
- ✚ Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

Tableau II.5: Dégression des charges d'exploitations

Niveau des planchers	Charges d'exploitations	Σ des charges d'exploitations	Σ des charges d'exploitations (kN/m ²)
T	$Q_0 = 1$	$\Sigma_{0+3} = Q_0$	1
P4	$Q_1 = 1,5$	$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$	2,50
P3	$Q_2 = 1,5$	$\Sigma_2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	3,85
P2	$Q_3 = 1,5$	$\Sigma_3 = Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5,05
P1	$Q_4 = 1,5$	$\Sigma_4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6,10
PRDC	$Q_5 = 1,5$	$\Sigma_5 = Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7,00

- Le poteau le plus sollicité (P, 1)



1. Surface reprise par le poteau à chaque étage :

Soit S La surface supportée par le poteau (P,1) :

$$S_q = (4,385 \times 3,85) = 16,88 \text{ m}^2$$

$$S_g = (2,35 + 1,635) \times (2,175 + 1,275) = 13,748 \text{ m}^2$$

2. la longueur de la poutre principale et secondaire :

$$l_{pp} = 2,35 + 1,635 = 3,985 \text{ m}$$

$$l_{ps} = 2,175 + 1,275 = 3,45 \text{ m}$$

3. Poids des planchers :

Plancher terrasse inaccessible: $G_T \times S_g = 6,34 \times 13,748 = 87,162 \text{ KN}$

Plancher étage courant (habitation) : $G_{\text{étage}} \times S_g = 4,87 \times 13,748 = 66,952 \text{ KN}$

4. Poids des poutres :

$$\begin{cases} G_{pp} = l_{pp} \times b \times h \times \gamma_b = 3,985 \times 0,3 \times 0,4 \times 25 = 11,955 \text{ KN} \\ G_{ps} = l_{ps} \times b \times h \times \gamma_b = 3,45 \times 0,3 \times 0,35 \times 25 = 9,05 \text{ KN} \end{cases}$$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et décente des charges

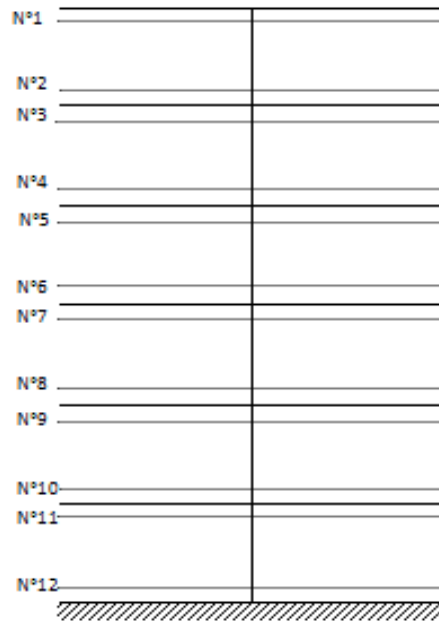


Tableau II.6: Evaluation des charges du poteau le plus sollicité

N°	SECTIO	Elément	G_i (KN)	$\sum G_i$ (KN)	$\sum Q_i$ (KN)
N1		-Plancher terrasse: $G_T * S_g = 6.34 * 13.748$ -Poutre secondaire: $G_{ps} = l_{ps} * b * h * \gamma_b = 3.45 * 0.3 * 0.35 * 25$ -Poutre principale : $G_{pp} = l_{pp} * b * h * \gamma_b = 3,985 * 0.3 * 0.4 * 25$	87.162 9.05 11.955	108.167	16.88*1=16.88
N2		- Venant : N 1 Poids propre du poteau : $G_{pot} = (3.26 - 0.4) * 0.35 * 0.35 * 25$	108.167 8.75	116.92	16.88
N3		- Venant : N2. - Plancher étage - Poutre secondaire -Poutre principale $l_{pp} * b * h * \gamma_b = 3.985 * 0.3 * 0.4 * 25$	116.92 66.952 9.05 11.955	204.877	16.88+16.88*2.5=59.08
N4		- Venant : N 3 Poids propre du poteau	204.877 8.75	213.62	59.08

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et décente des charges

N5	- Venant : N 4 Plancher étage - Poutre secondaire -Poutre principale	213.62 66.952 9.05 11.955	301.57	59.08+16.88*3.85 =124.068
N6	- Venant : N 5 Poids propre du poteau	301.57 8.75	310.32	124.068
N7	- Venant : N 6 Plancher étage - Poutre secondaire -Poutre principale	310.32 66.952 9.05 11.955	398.27	124.068+16.88*5. 05=209.312
N8	- Venant : N 7 Poids propre du poteau	398.27 8.75	407.02	209.312
N9	- Venant : N 8 Plancher étage - Poutre secondaire -Poutre principale	407.02 66.95 9.05 11.95	494.97	209.312+16.88*6. 10=312.28
N10	- Venant : N 9 Poids propre du poteau	494.97 8.75	503.72	312.28
N11	- Venant : N 10 Plancher étage - Poutre secondaire -Poutre principale	503.72 66.95 9.05 11.95	591.67	312.28+16.88*7.0 0=430.44
N12	- Venant : N 9 Poids propre du poteau: $G_{pot} = (3.26 - 0.4) * 0.40 * 0.40 * 25$	591.67 11.44	603.11	430.44

Les résultats doivent être majorés de 10% suivant les règles **BAEL91**.

Pour le RDC :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 603.11 + 1.5 \times 430.44$$

$$= \mathbf{1459.85 \text{ KN}}$$

$$N_s = G + Q$$

$$= 603.11 + 430.44$$

$$= \mathbf{1033.55 \text{ KN}}$$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et décente des charges

$$N_u = 1459.85 \times 1.1 \quad \Rightarrow \quad N_u = 1605.835 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = 1033.55 \times 1.1 \quad \Rightarrow \quad N_{ser} = 1136.905 \text{ KN}$$

➤ **vérification de la section du poteau :**

a. Vérification au flambement :

D'après le (CBA 93), on doit vérifier que:

$$Nu \leq \overline{Nu} = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec:

- N_u : Effort normal ultime (compression)
- α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{cases}$$
- λ : Elancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$.
- l_f : Longueur de flambement. $l_f = 0.7 \times l_0$ avec : $l_0 = 3.26$
- i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.
- I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{hb^3}{12} \right)$.
- B : Surface de la section du béton ($B = a \times b$).
- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,50$).....situation durable.
- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$).....situation durable.
- f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 400 \text{ MPa}$).
- f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).
- A_s : Section d'acier comprimée. On prend $A_s = 0.8\% \times Br$. Selon le "Le RPA 99 version 2003"Zone IIa

donc:

$$Br \geq \frac{Nu}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{0.8 \times f_e}{100 \times \gamma_s} \right)}$$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et décente des charges

- Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie : $Br = (a-0,02)(b-0,02)$

Il faut vérifier que : $Br \geq Br_{\text{rcal}} = \frac{Nu}{\alpha \left(\frac{fc28}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{0.8 \times fe}{100 \times \gamma_s} \right)}$

Tableau II.7: Résultats de la vérification au flambement

Étage	Nu(KN)	i(m)	λ	$\lambda \leq 50$	α	(Br et Br _{rcal})		Br \geq Br _{rcal}
						Br(m ²)	Br _{rcal} (m ²)	
5	201.47	0.10	22.82	Vérifiée	0.78	0.10	0.0121	Vérifiée
4	414.70	0.10	22.82	Vérifiée	0.78	0.10	0.0249	Vérifiée
3	665.53	0.10	22.82	Vérifiée	0.78	0.10	0.0400	Vérifiée
2	949.79	0.10	22.82	Vérifiée	0.78	0.10	0.0571	Vérifiée
1	1263.28	0.10	22.82	Vérifiée	0.78	0.10	0.0760	Vérifiée
RDC	1605.835	0.11	20.74	Vérifiée	0.79	0.14	0.0954	Vérifiée

a. Vérification selon RPA :

D'après l'article 7.4.1, pour une zone sismique IIa, on doit avoir au minimum:

RDC:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a; b) = 40\text{cm} \geq 25\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Min}(a; b) = 40\text{cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{326}{20} = 16.3\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow 0,25 < 1 < 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Étages courantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a; b) = 35\text{cm} \geq 25\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Min}(a; b) = 35\text{cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{326}{20} = 16,3\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow 0,25 < 1 < 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Toutes les exigences réglementaires sont satisfaites, on adopte les dimensions suivantes :

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et décente des charges

Niveau	Dimension de poteau (cm ²)
RDC	40x40
Etage courant	35x35

2.4.3 Pré dimensionnement du voile

Les voiles d'une part sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme et d'autre part reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations. Les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisant la condition suivante de RPA99V2003:

$$L \geq 4a$$

Telle que :

L : longueur du voile.

a : épaisseur minimale du voile (a min = 15cm).

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

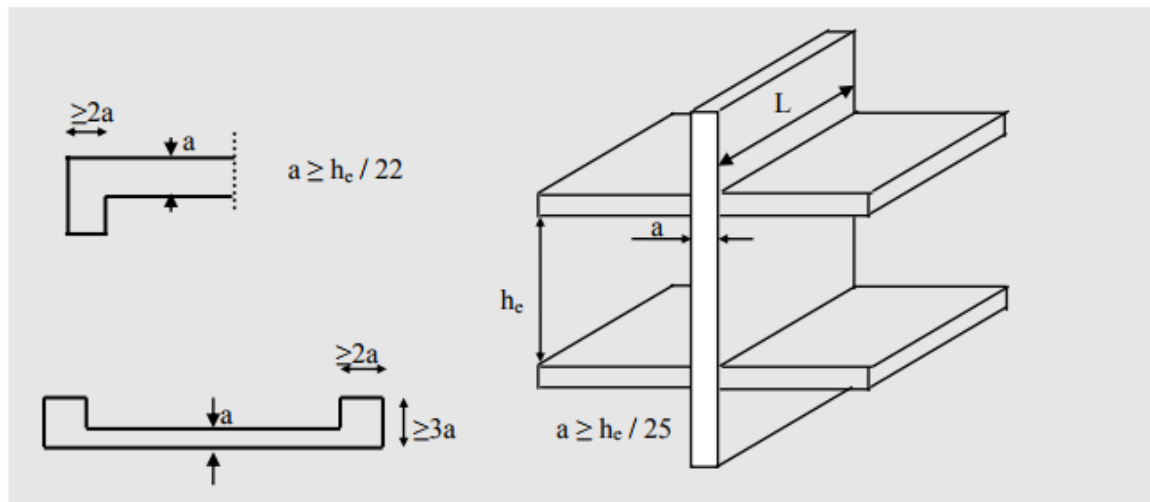


Figure II.6 : Pré dimensionnement des voiles

$$a \geq (h_e/25 ; h_e/22).$$

$$h_e = 326 - 40 = 286 \text{ cm}$$

$$h_e(\text{RDC}) = h_e(\text{étage})$$

$$\begin{cases} \frac{h_e}{25} = \frac{286}{25} = 11,44 \text{ cm} \\ \frac{h_e}{22} = \frac{286}{22} = 13 \text{ cm} \end{cases}$$

$$a \geq (11.44 \text{ cm}; 13 \text{ cm}; 15 \text{ cm}).$$

Donc l'épaisseur des voiles des contreventements et des voiles périphériques: **a = 20 cm**

Chapitre III

Dimensionnement des éléments secondaires

3.1. Etude d'escalier

3.1.1. Introduction

L'escalier est une construction architecturale non structurale ; constituée d'une suite régulière de marches Permettant de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

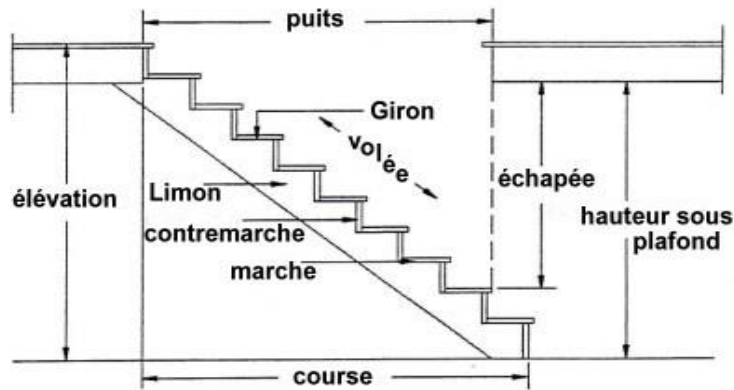


Figure III.1 : Schéma d'un escalier

3.1.2. Dimension de l'escalier

Les escaliers de notre projet sont à deux volées droite avec un palier de repos.

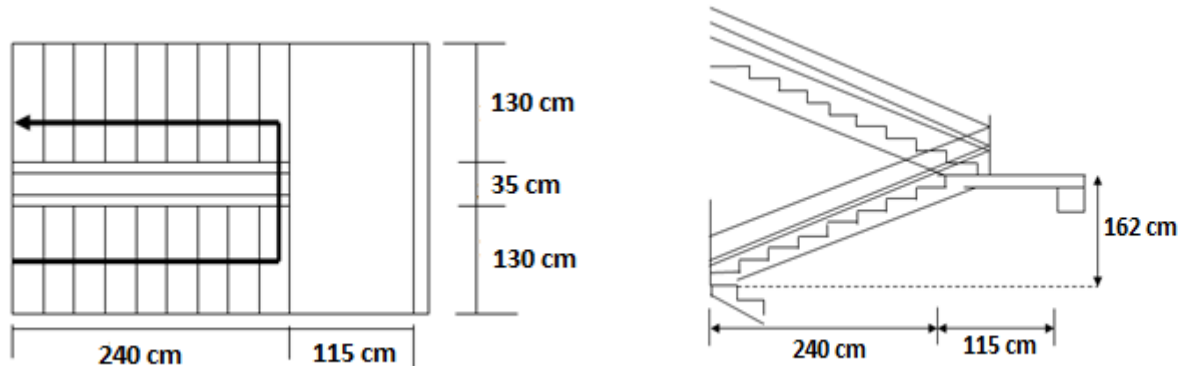


Figure III.2 : Schéma de l'escalier à 2 volées

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort on doit vérifier la présence des conditions suivantes :

La hauteur h des contres marches h : $15 \leq h \leq 20$

La largeur g se situe entre 25cm et 32cm : $25 \leq g \leq 32$

La formule empirique de blondel $56\text{cm} \leq 2 \times h + g \leq 66$

Ou : $g = \frac{L0}{n-1}$ et $h = \frac{H0}{n}$

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires

$$\text{Avec } \begin{cases} n: \text{nombre de contre marche} \\ n - 1: \text{nombre de marche} \end{cases}$$

Pour déterminer g et h on utilise la relation de blondel :

On prend : h = **17 cm**

$$2 \times (17) + g \leq 66 \text{ cm}$$

$$g = 66 - 34 \leq 32 \text{ cm}$$

On prend : g = **30 cm**

$$\text{le nombre de contre marche est: } n = \frac{H}{h} = \frac{324}{17}$$

D'où : **n = 20**

On devise les escaliers en deux volées

Pour chaque volée :

➤ Nombre de contre marche :

$$n = \frac{H}{17} = \frac{162}{17} \Rightarrow \mathbf{n = 10}$$

➤ Nombre de marche :

$$(n - 1) = (10 - 1) \Rightarrow \mathbf{n = 9}$$

Longueur de volée :

$$L = (n - 1) \times 0.3 = (10 - 1) \times 0.3 \Rightarrow \mathbf{L = 2.7m}$$

L'épaisseur de paillasse :

Condition de flèche :

$$\frac{Lp}{30} \leq ep \leq \frac{Lp}{20}$$

Lp : longueur de paillasse

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{240} \leftrightarrow \text{tg} \alpha = \frac{162}{240} \Rightarrow \alpha = 34.02^\circ$$

$$\text{Sin} \alpha = \frac{H}{L} \Rightarrow Lp = \frac{H}{\text{sin} 34.02} \rightarrow Lp = \frac{162}{\text{sin} 34.02}$$

$$Lp = 2.90m$$

$$\text{Donc : } \frac{290}{30} \leq ep \leq \frac{290}{20} \Rightarrow 9.66cm \leq ep \leq 14.50cm$$

$$\mathbf{ep = 14 cm}$$

L'épaisseur du Palier:

$$L/20 \leq e \leq L/15$$

L : la longueur de la foulée :

$$2.7/20 \leq e \leq 2.7/15 \leftrightarrow 0.135 \leq e \leq 0.18 \leftrightarrow \mathbf{e = 14cm}$$

3.1.3. Evaluation des charges

1. Le palier :

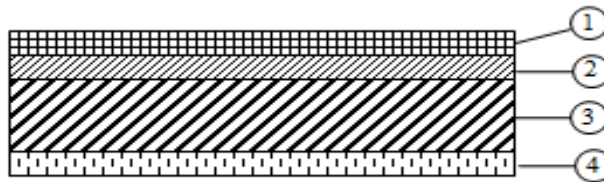


Figure III.3 : les couches de palier

Tableau III.1: Charge du palier

Elément	Epaisseur	Masse volumique (KN/m ³)	Charge permanente (KN /m ²)
1 Carrelage	2	20	0.02×20=0.4
2 Mortier de pose	2	20	0.02×20=0.4
3 Couche de sable	2	18	0.02x18=0.36
3 Poids propre de palier	14	25	0.14×25= 3.50
4 Enduite de ciment	2	18	0.02×18=0.36
Totale			G = 5.02 KN/m ²

$G = 5.02\text{KN/m}^2$

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

2. Paillasse :

Tableau III.2: Charge du Paillasse

Elément	Epaisseur	Masse volumique (KN/m ³)	Charge permanent (KN/m ²)
Poids propre de paillasse	14	25	$0.14 \times 25 / \cos \alpha = 4.22$
Carrelage	2	20	$0.02 \times 20 = 0.4$
Mortier de pose	2	20	$0.02 \times 20 = 0.4$
Couche de sable	2	18	$0.02 \times 18 = 0.36$
Poids propre de marche	8.5	25	$0.085 \times 30 = 2.55$
Enduit ciment	2	18	$0.02 \times 18 / \cos \alpha = 0.43$
Totale			G = 8.36KN/m ²

$G = 8.36\text{KN/m}^2$

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

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires

3.1.4. Combinaisons de charge

Les combinaisons de charge pour une bonde 1m sont :

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	E.L.U(KN/m ²) 1,35G + 1,5Q	E.L.S(KN/m ²) G + Q
Paillasse	8.36	2,50	15.03	10,86
palier	5.02	2,50	10,52	7.52

3.1.5. Détermination des efforts internes à l'ELU

Le Schéma statique de notre escalier est donné par la figure ci-dessous:

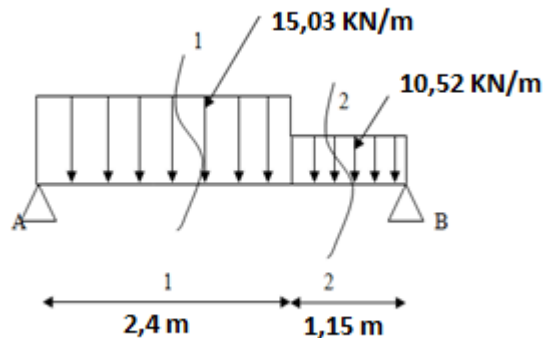


Figure III.4 : Schéma statique d'escalier

$$\sum F/y = 0 = R_{A/Y} + R_{B/Y} = 48.17 \text{ kn}$$

$$\sum M_A = -3.55 R_{B/Y} + 10.52 \times 1,15 \times 2.975 + 15.03 \times 2.4 \times 1.20 = 0$$

$$R_{B/Y} = 22.33 \text{ KN / ml}$$

$$\sum M_B = 3.55 R_{A/Y} - 15.03 \times 2.4 \times 2.35 - 10.52 \times 1,15 \times 0.575 = 0$$

$$R_{A/Y} = 25.84 \text{ KN / ml}$$

Section (1-1) : $0 \leq x \leq 2.4$

$$-T + 25.84 - 15.03 x = 0$$

$$T = 25.84 - 15.03 x : \begin{cases} T(x = 0) = 25.84 \text{ KN} \\ T(x = 2.4) = -10.23 \text{ KN} \end{cases}$$

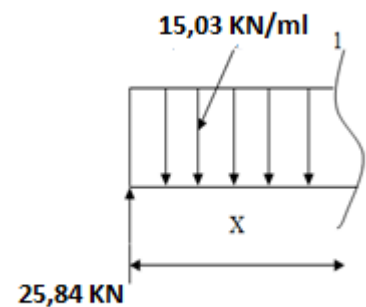
$$-M + 25.84X - 15.03 \times \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M = 25.84X - 15.03 \times \frac{x^2}{2} \quad \begin{cases} M(x = 0) = 0 \text{ KN} \\ M(x = 2.4) = 18.73 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M \text{ max} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow 25.84 - 15.03X = 0$$

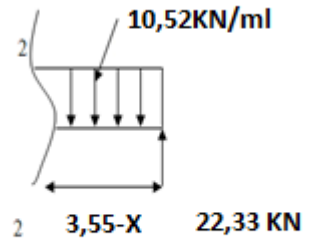
$$x = \frac{25.84}{15.03} = 1.72 \text{ m}$$

$$M \text{ max} = M(x=1.72\text{m}) = 22.21 \text{ KN.m}$$



Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires

Section (2-2) : $2.4 \leq x \leq 3.55$



$$T = -22.33 + 10.52(3.55-x) \quad \begin{cases} T(x=3.55) = -22.33 \text{ kn} \\ T(x=2.4) = -10.23 \text{ kn} \end{cases}$$

$$M = 22.33(3.55-x) - 10.52 \times \frac{(3.55-x)^2}{2} \quad \begin{cases} M(x=3.55) = 0 \text{ kn.m} \\ M(x=2.4) = 18.72 \text{ kn.m} \end{cases}$$

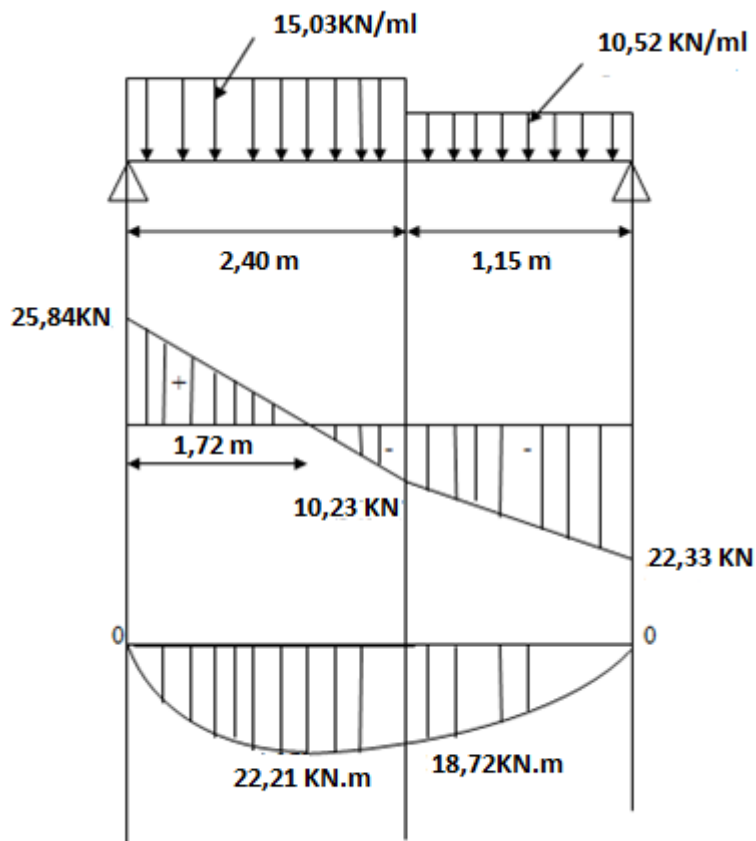


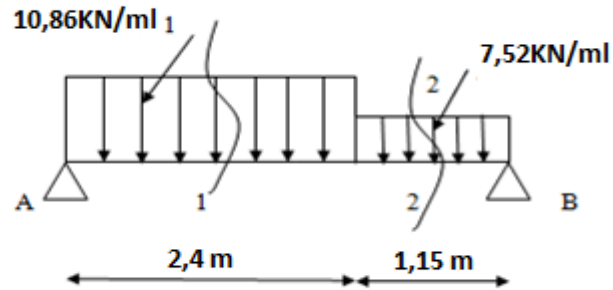
Figure III.5 : diagrammes des efforts internes à l'ELU

Moment en appui : $0.3 \times M_{\max} = 0.3 \times 22.21 = 6.66 \text{ KN.m}$.

Moment en travée : $0.85 \times M_{\max} = 0.85 \times 22.21 = 18.87 \text{ KN.m}$.

T max = 25.84 KN.

3.1.6. Détermination des efforts internes à l'ELS



$$\sum F/y = 0 = R_{A/Y} + R_{B/Y} = 34.71 \text{ kn}$$

$$\sum M/A = 3.55 R_{B/Y} - 10,86 \times 2,4 \times 1,20 - 7,52 \times 1,15 \times 2,97 = 0$$

$$R_{B/Y} = 16,05 \text{ KN / ml}$$

$$\sum M/B = -3,55 R_{A/Y} + 7,52 \times 1,15 \times 0,575 + 10,86 \times 2,4 \times 2,35 = 0$$

$$R_{A/Y} = 18,66 \text{ KN / ml}$$

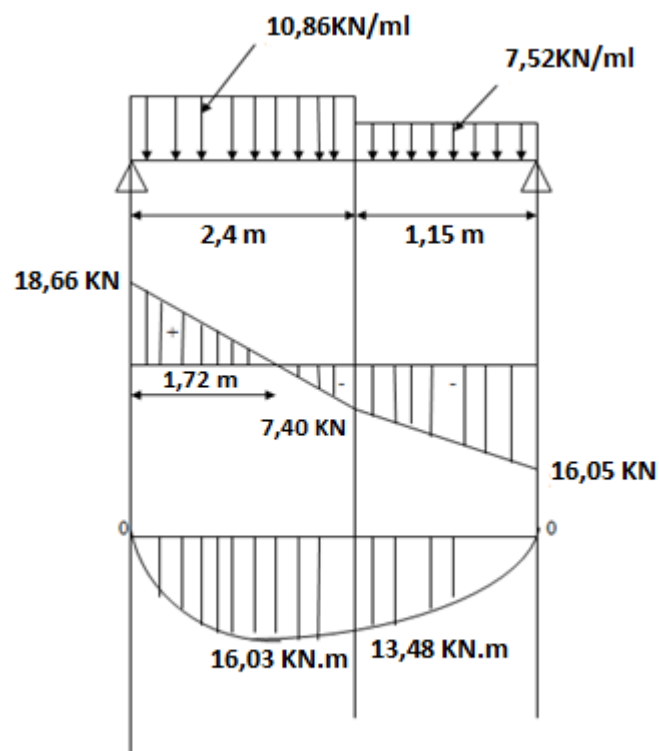


Figure III.6 : diagrammes des efforts internes à l'ELS

Moment en appuis $0.3 \times M_{\max} = 0.3 \times 16.03 = 4.81 \text{ KN.m}$

Moment en travée $0.85 \times M_{\max} = 0.85 \times 16.03 = 13.62 \text{ KN.m}$

3.1.7. Ferrailage d'escalier à ELUR

3.1.6.1. Calcul des armatures longitudinales

1. Ferrailage sur travée :

$M_t = 18.87 \text{ KN.m}$

$$\sigma_b = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{18.87 \times 10^6}{14.16 \times 130^2 \times 10^3} \quad \mu = 0.079$$

$$\mu = 0.079 < \mu_l = 0.392 \quad A' = 0$$

$$B = 0.5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0.95$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times B \times d} = \frac{18.87 \times 10^6}{348 \times 130 \times 0.95} = 4.39 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité : (Art A-4.2.1 BAEL 91)

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

On prend $A_a = \max(A_{\min}, A) = 4.39 \text{ cm}^2$

$A = 4.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

On adopte : **6 T 12 = 6.79 cm²**

➤ L'espacement : (Art A-8.2.42 BAEL 91)

$e \leq \min(3 \times h, 33 \text{ cm}) = \min(45 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

$S_t = 100/6 = 16.67 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$ condition vérifiée.

➤ Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5 T 10 = 3.93 cm²**

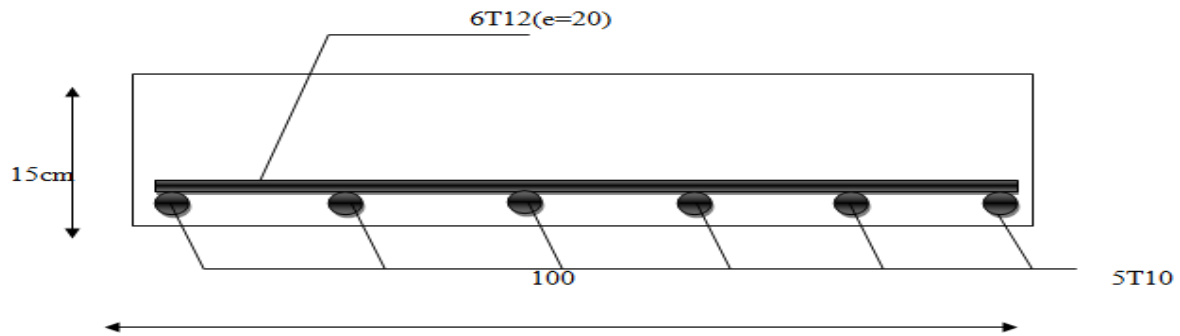


Figure III.7 : Schéma de ferrailage de l'escalier en travée

1. Ferrailage sur appuis :

$M_a = 6.66 \text{ KN m}$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{6.66 \times 10^6}{14.16 \times 130^2 \times 10^3} = 0.028$$

$\mu = 0.028 < \mu_l = 0.392, A' = 0$

$$B = 0.5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0.98$$

$$A_a = \frac{M_a}{\sigma_s \times B \times d} = \frac{6.66 \times 10^6}{348 \times 130 \times 0.98} = 1.50 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :** (Art A-4.2.1 BAEL 91)

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$A_a = 1.56 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.50 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

On prend : $A_a = \max (A_{\min}, A) = 1.56 \text{ cm}^2$

On adopte : **$A_a = 6T12 = 6.78 \text{ cm}^2$** .

➤ **L'espacement :** (Art A-8.2.42 BAEL 91)

$$e \leq \min (3 \times h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

En Appuis:

$$S_t = 100/6 = 16.67 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \text{ CV On prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

➤ **Armature de répartition :**

d'après le BAEL BAEL91

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.69 \text{ cm}^2$$

On adopte : **$5T 10 = 3.93 \text{ cm}^2$**

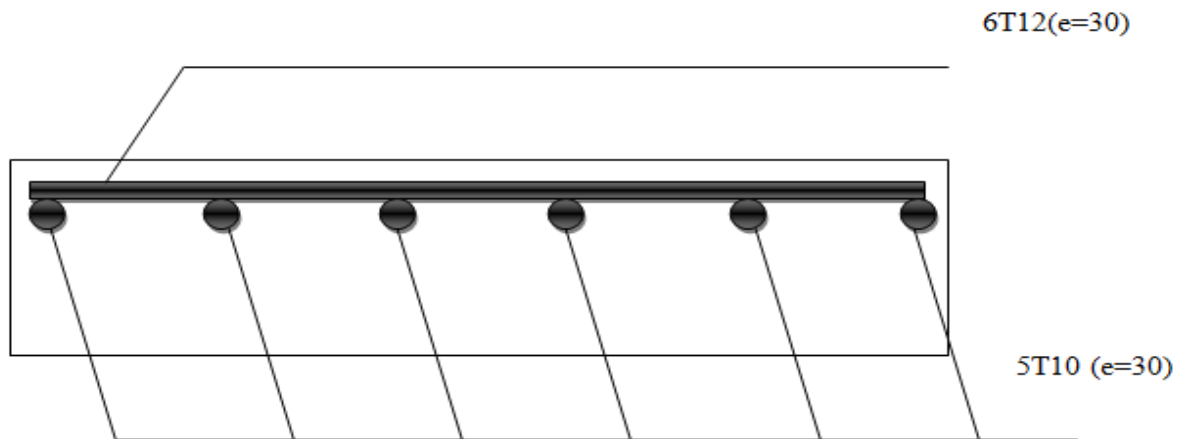


Figure III.8 : Schéma de ferrailage de l'escalier en appuis

➤ **Vérification de la Contrainte de cisaillement:**

Vérification à l'ELU :

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu nuisible

$$V_u \text{ max} = 25.84 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} \leftrightarrow \tau_u = \frac{25.84 \times 10^3}{130 \times 1000} = 0.198 \text{ Mpa}$$

Fissuration peu nuisible : (Art A-5.1.211 BAEL 91)

$$\gamma_b = 1.5$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left(0.2 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right)$$

$$\tau_u \leq \min \left(0.2 \times \frac{25}{1.5}, 5 \text{ MPA} \right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.198 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Vérification de la constraint de compression:**

$$\tau_u = 0.198 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ Mpa}$$

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$V_u \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b \times a$$

Avec $a = \min \{ \lambda, 0.9 \times d \}$

$$\lambda = b - 2 \times c = 10^3 - 2 \times 20 = 960 \text{ mm}$$

$$a = \min \{ 960, 117 \} = 117 \text{ mm}$$

$$V_u = 25.84 \text{ KN} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 \times 117 = 780 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Vérification les armatures longitudinale :**

$$A_s \geq \frac{V_v + \frac{M_{umax}}{0.9 \times d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{25.84 \times 10^3 + \frac{18.87 \times 10^6}{0.9 \times 130}}{\frac{400}{1.15}} = 4.03 \text{ cm}^2$$

$A_s = 6.79 \text{ cm}^2 > 4.03 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Tableau III.3 : Ferrailage d'escalier

Armature longitudinale cm^2				Armature de répartition cm^2			
Ferrailage calculé		Ferrailage adopté		Ferrailage calculé		Ferrailage calculé	
Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis
4.39	1.69	6T12	6T12	1.69	1.69	5T10	5T10

3.1.7. Vérification à ELS

1. En travée:

Position de l'axe neutre :

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = 15 \times \frac{A}{b} = 15 \times \frac{6.79}{100} = 10.18 \text{ mm} = 1.018 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 10.18 \times 130 = 2647 \text{ mm}^2$$

$$Y_1 = -10.18 + \sqrt{10.18^2 + 2647} = 42.27 \text{ mm} = 4.227 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} \times y_1^3 + 15 \times A(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times (4.2)^3 + 15 \times 6.79(13 - 4.2)^2 = 10356.9 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I}$$

$$K = \frac{13.62 \times 1000}{10356.9} = 1.31 \text{ Mpa/cm}$$

Etat limite de compression du béton:

$$\sigma_b = k \times y_1 = 1.31 \times 4.2 = 5.50 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_b = 5.50 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$ condition vérifier

Les armatures calculées à l'ELUR dans la travée sont convenable

2. Sur appuis :

$M_{\text{appuis}} = 4.81 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires

$$D = 15 \times \frac{A}{b} = 15 \times \frac{6.79}{100} = 1.019 \text{ cm} = 10.19 \text{ mm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 10.19 \times 130 = 2649 \text{ mm}^2$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -10.19 + \sqrt{10.19^2 + 2649} = 42.28 \text{ mm} = 4.228 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} \times y_1^3 + 15 \times A(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times (4.228)^3 + 15 \times 6.79(13 - 4.228)^2 = 10356.47 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{Ms}{I}$$

$$K = \frac{4.81 \times 10^3}{10356.47} = 0.46 \text{ Mpa/cm}$$

Etat limite de compression du béton

$$\sigma_b = k \times y_1 = 0.46 \times 4.228 = 1.94 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.94 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Les armatures calculées à L' E.L.S en appui sont convenables.

Les fissurations sont peu nuisible donc aucune vérification à faire pour les armatures.

3.1. Étude de la poutre palière

Cette poutre est soumise à la flexion simple en outre elle est soumise à la torsion.

3.1.8.1. Pré-dimensionnement

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le CBA 93 et vérifiée en considérant le RAP 99/version 2003.

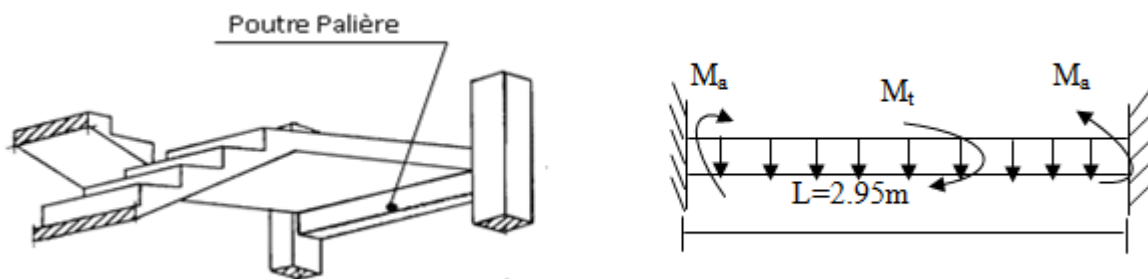


Figure III.9 : La poutre palière

➤ Selon le CBA 93

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

$$295/15 \leq h \leq 295/10$$

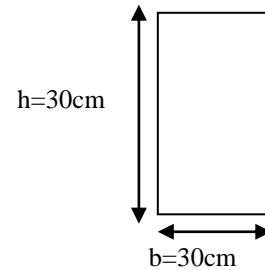
$$19.67 \leq h \leq 29.5$$

On prend: **h=30 cm**

- La largeur b de la poutre palière doit être :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3h \leq b \leq 0,7h \\ 9 \leq b \leq 21\text{cm} \end{array} \right. ,$$

On prend: **b = 30**



➤ D'après le R.P.A99version2003 :

$$b \geq 20\text{cm} \leftrightarrow 30\text{ cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$h \geq 30\text{cm} \leftrightarrow 35\text{ cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$h/b < 4 \leftrightarrow 1 < 4 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc on adopte une section de: **(b × h = 30×30) cm**

3.1.8.2. Calcul à la flexion simple

1. Evaluation des charges :

Réaction du palier et de paillasse sur la poutre: $R_B=25.84\text{ KN/ml (ELU)}$.

$$R_B=25.84\text{ KN/ml(ELS)}$$

Poids propre de la poutre : $g_0 = b \times h \times \gamma_b = 0.3 \times 0.3 \times 25 = 2.25\text{KN /ml}$.

Poids du mur situé sur la poutre : $G_1 = (3.24 - 0.4) / 2 \times 2.81 = 3.99\text{KN /ml}$.

2. Combinaison des charges :

$$\text{ELU: } q_u = 1.35(G_1 + g_0) + R_A = 1.35 \times (3.99 + 2.25) + 25.84 = 34.26\text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = (G_1 + g_0) + R_A = (2.25 + 7.98) + 18.66 = 28.89\text{KN/ml}$$

3. Les moments

L'ELU:

✦ le moment isostatique : $M_0 = (q_u \times L^2) / 8 = 37.26\text{ KN.m}$.

✦ Le moment en travée: $M_t = 0.85 M_0 = 31.67\text{ KN.m}$.

✦ Le moment sur appui: $M_a = 0.3 M_0 = 11.17\text{ KN.m}$.

L'ELS:

✦ le moment isostatique : $M_0 = (q_s \times L^2) / 8 = 31.42\text{KN.m}$

✦ Le moment en travée : $M_t = 0.85 M_0 = 26.70\text{ KN.m}$

✦ Le moment sur appui : $M_a = 0.3 M_0 = 9.42\text{ KN.m}$

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires

4. Calcul du ferrailage:

$$h=0,30\text{m} ; b=0,30\text{m} ; d= h-c=30-2=28\text{cm}$$

$$f_{c28}=25\text{MPa} ; f_{t28}=2,1\text{MPa} ; f_{bc}=14,16\text{MPa}$$

- **En travée:**

La section a ferrailé : $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ avec : $d=28\text{cm}$

$$M_{tu}=31.67 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{31.67 \times 10^6}{14.2 \times 280^2 \times 300} \quad \mu = 0.094$$

$$\mu = 0.094 < \mu_l = 0.392 \quad A' = 0$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\beta = 0.5 + \frac{\sqrt{1-2 \times \mu}}{2}$$

$$\beta = 0.5 + \frac{\sqrt{1-2 \times 0.094}}{2}$$

$$\beta = 0.95$$

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

$$A_t = \frac{M_{tu}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{31.67 \times 10^6}{0.95 \times 280 \times 348} = 3.42 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 300 \times 2.1 \times 280}{400} = 1.01 \text{ cm}^2$$

- Travée : $A_{\text{cal}} = 3.42 > A_{\min} = 1.01 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

On prend $A_t = \max (A_{\min}, A) = 3.42 \text{ cm}^2$

- Appui : $A_{\text{cal}} = 1.41 > A_{\min} = 1.01 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

On prend $A_a = \max (A_{\min}, A) = 1.41 \text{ cm}^2$

Position	M(KN.m)	μ	β	A cal (cm ²)	A min(cm ²)	Ferrailage adopté
En travée	31.67	0.094	0.95	3.42	1.01	4T14= 6.16cm ²
En appuis	11.17	0.033	0.98	1.16	1.01	2T12 =2.26cm ²

➤ **Armature de répartition :**

Sur Appui : $A_r = A_{st}/4 = 6.16/4 = 1,54 \text{ cm}^2$

Sur Travée : $A_r = A_{st}/4 = 2.26/4 = 0.56 \text{ cm}^2$

5. Vérification à l'ELU :

Vérification de la contrainte tangentielle du béton:

$$V_u = q_u \frac{L}{2} = \frac{34.26 \times 2.95}{2} = 50.53 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{50.53 \times 10^3}{280 \times 300} = 0.60 \text{ Mpa}$$

Fissuration non préjudiciable;

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \times f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0.60 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$ condition vérifiée

(Donc pas de risque de cisaillement).

6. Vérification à l'ELS :

La fissuration étant peu nuisible, il n'y a pas lieu de vérifier l'état de l'ouverture des fissures, les vérifications se limitent à l'état limite de compression du béton. On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$

➤ **Vérification des contraintes à l'E.L.S:**

1. En travée :

$M_{tsr} = 26.70 \text{ KN.m}$; $A_s = 2.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Position de l'axe neutre:

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times A_s(d - y) = 0$$

$$15y^2 + 50,85y - 1423.8 = 0 \Rightarrow y = 7.01 \text{ cm}$$

Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = \frac{30y^3}{3} + 15 \times 2.26(28 - 7.01)^2 = 19041,10 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{26.70 \times 10^5}{19041,10 \times 10^4} \times 7.01.10 = 0.98 \text{Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.98 \text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

2. En appuis:

$$M_{a-ser} = 9.42 \text{KN.m} ; A_s = 6.16 \text{cm}^2/\text{ml}$$

Position de l'axe neutre:

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times A_s(d - y) = 0$$

$$15y^2 + 92.4y - 2587.2 = 0 \Rightarrow y = 10.41 \text{cm}$$

Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = \frac{30(10.41)^3}{3} + 15 \times 6.16(28 - 10.41)^2 = 39870,41 \text{cm}^4$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{9.42 \times 10^5}{39870,41 \times 10^4} \times 10.41.10 = 0,25 \text{Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,25 \text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de La flèche:**

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{295} = 0,10 > \frac{1}{16} = 0,06 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{30}{295} = 0,10 > \frac{26.70}{10 \times 31.42} = 0,08 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b.d} < \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.26}{30 \times 28} = 0,002 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

7. Calcul des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier:

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires

$$\Phi t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi l)$$

$$\Phi t \leq \min (8,57 ; 30 ; 12)$$

On adopte: $\Phi t = 8 \text{ mm}$

Calcul de l'espacement des armatures transversales :

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (0,9 d ; 40\text{cm}) \\ St \leq \min (25.2 ; 40\text{cm})=25.2\text{cm} \end{array} \right.$$

A partir d'article 7.5.2.2 de RPA 99/version 2003, les armatures doivent respecter les conditions suivantes :

Zone courante : $St \leq h/2 = 15 \text{ cm}$

Zone nodale : $St \leq \min (h/4; 12) = 7.5 \text{ cm}$

On adopte les espacements suivants :

Zone courante : $St = 15\text{cm}$

Zone nodale : $St = 7 \text{ cm}$

➤ Section des armatures transversales:

$$\frac{At}{b \cdot st} \cdot \frac{fe}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k \cdot f_{ij}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots (*)$$

$k=1$ (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij}^* = \min (2,1; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$(\alpha=90^\circ) \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1$$

$Fe = 400 \text{ Mpa}$; $\delta_s = 1,15$ (cas courant)

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{At}{s_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,73 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1) \cdot 30 \cdot 1,15}{0,9 \cdot 1 \cdot 235} = 0,016 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

➤ Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max (0,4 \text{ Mpa})$$

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max (0,4 \text{ Mpa})$$

$$\left(\frac{At}{S_t} \right) \geq \frac{0,4 \times b}{fe} = \frac{0,40 \times 30}{400} = 0,03 \text{ cm} \dots\dots\dots (2)$$

De (1) et (2) : $\left(\frac{At}{S_t} \right) \geq 0,03 \text{ cm}$, on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

$$D'o\grave{u} \quad A_{t1} \geq 0,45 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 3\phi 8 = 1,51 \text{ cm}^2 \\ S_t = 15 \text{ cm.} \end{cases}$$

3.1.8.3. Calcul de la poutre palière à la torsion

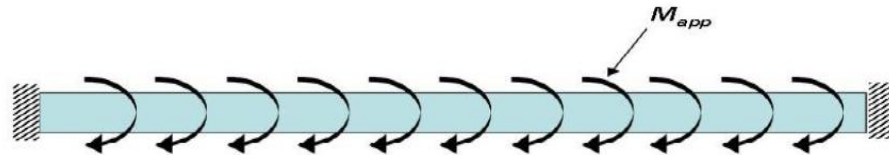


Figure III.10 : La poutre palière à la torsion

La torsion de la poutre palière est provoquée par la flexion de l'escalier.

$$M_{tors} = M_a (\text{escalier}) = 6.66 \text{ KN.m}$$

➤ **Verification de la constraint de cisaillement**

On a pour une section pleine:

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 \leq \tau_u^2$$

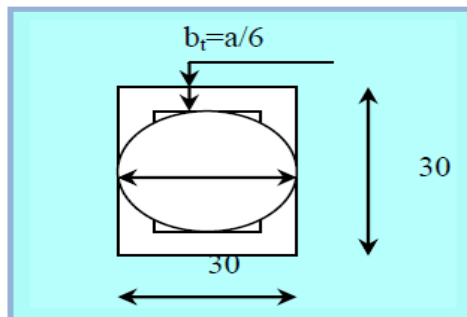
a) **Constraint de cisaillement due à la torsion :**

$$\tau_{torsion} = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e}$$

- Sections pleines : a ELU noyau d'une section pleine ne joue aucun role vis –a-vis de la torsion

On remplace la section réelle par une section creuse équivalente dans l'épaisseur de la paroi sera égale au 1/6 du diamètre du plus grand cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section.

Mt: moment de torsion (Mt = 6.66KN.m)



Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires

$$e = (a/6) = (b/6) = (30/6) = 5 \text{ cm.}$$

Ω : Aire du contour à mi- épaisseur.

$$\Omega = (h-e) \times (b-e) = 625 \text{ cm}^2$$

D'après le BAEL :

$$\tau_{torsion} = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e} = \frac{6.66 \times 10^6}{2 \times 62500 \times 50} = 1.06 \text{ MPa}$$

Les contraintes tangentes sont limitées par la valeur suivante :

pour une fissuration très préjudiciable ou préjudiciable

$$\tau_{ul} = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

b) Contraintes de cisaillement due à 'effort tranchant :

Les contraintes dues à l'effort tranchant et à la torsion doivent être combinées et comparées aux contraintes limite données précédemment.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{50.53 \times 10^3}{280 \times 300} = 0.60 \text{ MPa.}$$

Résistance en torsion et flexion :

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 \leq \tau_{u \text{ limite}}^2$$

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 = (0.60)^2 + (1.06)^2 = 1.48 \text{ MPa}$$

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 = 1.48 \text{ MPa} < 11.089 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ Calcul des armatures :

1. Les armatures longitudinales :

$$\frac{A l f_e}{\Omega \gamma_s} = \frac{M_{tors}}{2 \Omega} \leftrightarrow A_{tor} = \frac{\mu M_{tors}}{2 \Omega \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

μ : périmètre de l'aire Ω de la section efficace.

$$\mu = 2((h-e) + (b-e)) = 2((30-3.33) + (30-3.33)) = 106.68 \text{ cm}$$

$$A_{tor} = \frac{106.68 \times 6.66 \times 10^5}{2 \times 625 \times \frac{400}{1.15}} = 1.63 \text{ cm}^2$$

2. Les armatures transversales dues à la torsion:

$$A_2 = \frac{S_t M_{tors}}{2 \Omega \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{15 \times 6.66 \times 10^5}{2 \times 625 \times \frac{400}{1.15}} = 0.23 \text{ cm}^2$$

➤ Choix des armatures :

Justification et disposition des Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales calculées à la torsion doivent être ajoutée à celles calculées en flexion

1- Armature longitudinale:

➤ **En travée :**

$$A_l = A_{fle} + A_{tor} = 6.16 + 1.63 = 7.79 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6T14 = 9.24 cm²**

➤ **Sur appui :**

$$A_l = A_{fle} + A_{tor} = 2.26 + 1.63 = 3.89 \text{ cm}^2$$

On adopte : **3T12+ 2T10= 4,96 cm²**

2- Armature transversale :

$$A_t = A_1 + A_2 = (1.51 + 0.23) = 1.74 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4 T 8 = 2,01cm²**

Plan de ferrailage des escaliers :

Poutres palière :

En travée : 6T14 = 9.24 cm²

Sur appui : 3T12 + 2T10 = 4.96 cm²

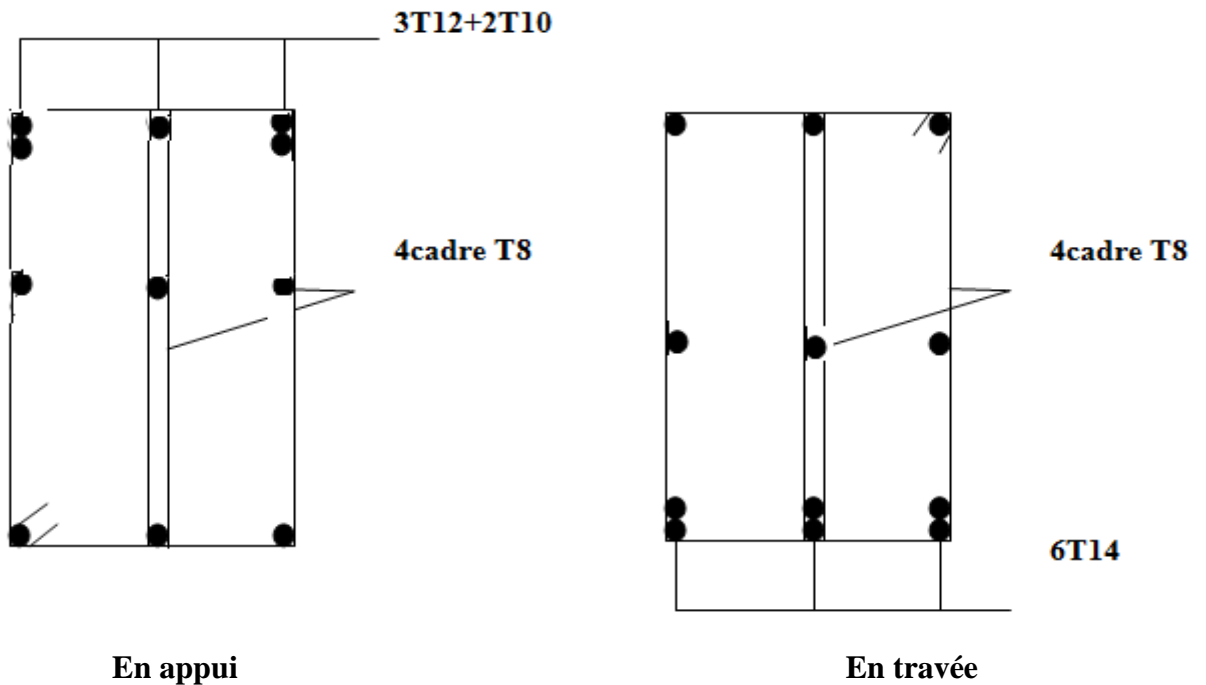


Figure III.11 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

3.2. Etude du balcon

3.2.1. Introduction

Le bâtiment étudié comporte un seul type de balcon, est calculé comme une console en dalle pleine encastré et libre à extrémité et libre à l'autre.

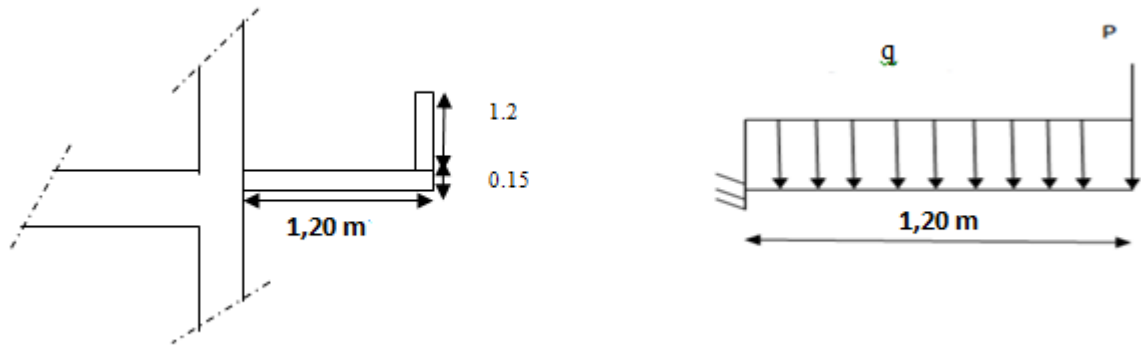


Figure III.12 : Schéma statique du balcon

3.2.2. Pré dimensionnement du balcon

L'épaisseur des dalles pleines doit respecter les conditions suivantes:

- Résistance à la flexion : $h_0 \geq \frac{Lx}{20} = \frac{120}{20} = 6.00\text{cm}$
- Isolation acoustique $h_0 \geq 12\text{cm}$
- Sécurité en matière d'incendie $h_0 = 11\text{cm}$ pour 2 heures de coup feu

Donc on adopte : **$h_0 = 15\text{cm}$**

3.2.3. Evaluation des charges

❖ Balcon

Tableau III.4: Charge du balcon

Elément	Epaisseur(cm)	Masse volumique (KN/m ³)	Charge permanente(KN/M ²)
Revetement en Carrelage	2	20	$0.02 \times 20 = 0.4$
Mortier de pose	2	20	$0.02 \times 20 = 0.4$
Lit de sable	2	18	$0.02 \times 18 = 0.36$
Poid propre de la dalle	15	25	$0.15 \times 25 = 3.75$
Enduite de ciment	2	18	$0.02 \times 18 = 0.36$
Total			$G = 5.27 \text{ KN/m}^2$

$$G_1 = 5.27 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_1 = 3.5 \text{ KN / m}^2$$

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires

❖ Charge concentré de garde corps

Elément	E (cm)	$\gamma(KN/m^2)$	Charge permanente (KN/m2)
Brique creuse	10	9	0.9
Enduit ciment	2× 2	18	0.72
TOTALE			1.62

$$G2=1.62KN/m^2$$

3.2.2. Combinaison de charge

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

➤ ELU :

$$qu = 1.35 \times G1 + 1.5 \times Q1 \leftrightarrow 1.35 \times 5.27 + 1.5 \times 3.5 = 12.36 \text{ KN/ml}$$

La charge concentrée due au mur extérieur:

$$Pu = 1.35 \times G2 \times l \rightarrow 1.35 \times 1.62 \times 1.20 \times 1m = 2.62KN$$

➤ ELS :

$$qs = G + Q \rightarrow 5.27 + 3.5 = 8.77KN/m^2$$

$$Ps = G2 \times l \rightarrow 1.62 \times 1.20 \times 1m = 1.94KN$$

3.2.2. Calcul des sollicitations maximales

sollicitations maximales	ELU	ELS
Tmax (KN)	17.452	12.464
Mmax (KN.m)	12.04	8.642

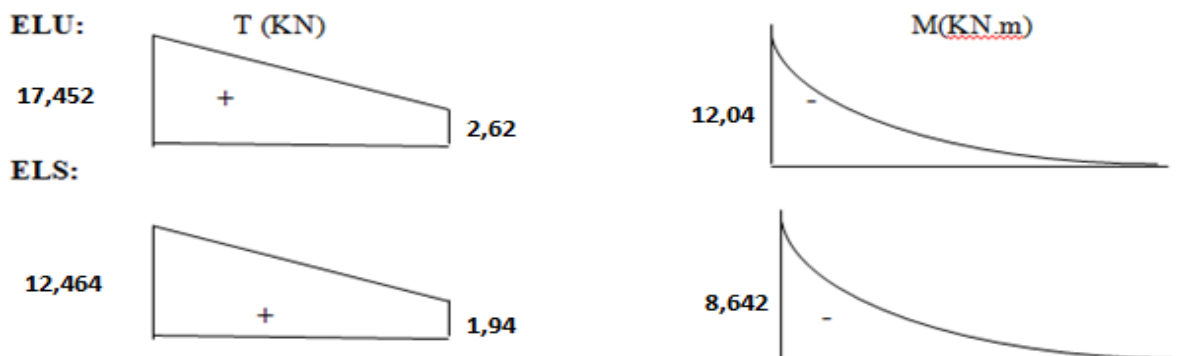


Figure III.13 : Diagramme des efforts internes

3.2.2. Calcul du Ferrailage

La section a calculé (100x15) ; d'où : $d = 0,9 h$, on prend $d = 13 \text{ cm}$

A L'E.L.U : $M = 12.04 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M}{f_{bc} \cdot d^2 b} = \frac{12.04 \cdot 10^3}{100 \cdot (13)^2 \cdot 14,2} = 0,050 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,974$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12.04 \cdot 10^3}{0,974 \cdot 13 \cdot 348} = 2,732 \text{ cm}^2 / \text{mL}$$

3.2.3. Verifications

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 1,21 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$A = 2.732 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 1,21$ condition non Vérifiée.

$$A_a = \max (A_{\min} ; A)$$

On prend Donc $A = 2.732 \text{ cm}^2$

on adopte : **4T12/mL** ($S = 4.52 \text{ cm}^2$)

❖ Espacement

$$St_{\min} (3h, 33\text{cm}) = \min (3 \times 15; 33) = 33 \text{ cm}$$

On prend $St = 30 \text{ cm}$

❖ Contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{17.452 \times 10^3}{100 \times 13 \times 10^2} = 0,134 \text{ MPa}$$

Pour une fissuration préjudiciable, on a :

$$\overline{\tau_u} = \min(0,10 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa.}$$

$\tau_u = 0,134 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa}$condition vérifiée

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires

❖ La vérification des contraintes à l'E.L.S:

Moment service	M_{ser}	8,642 KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{4,52}{100} = 0,678cm$ $E = 2.D.d = 2 \times 0,678 \times 13 = 17.63cm^2$ $Y = -0,678 + \sqrt{0,678^2 + 17.63} = 3.58cm$	3.58cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$ $I = (100.(3.58)^3/3) + 15 \times 4,52(13-3.58)^2 = 7545.75cm^4$	7545.75cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser}/I$ $K = 8.642 \times 10^3 / 7545.75$	1.14Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$ $\sigma_b = k \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times Y$ $\sigma_b = 1.14 \times 3.58$	4.08 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{8.642 \times 10^3}{7545.75} (13 - 3.58) = 161.82MPa$	161.82 MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	4.08 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$ <p>Avec η: coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6mm$; $\eta = 1,6$</p> $\bar{\sigma}_{st} = \min(267; 202) = 202MPa$	161.82MPa < 202MPa

Donc les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables

❖ Armatures de répartitions :

$$\Rightarrow A_r = \frac{A_p}{4} = \frac{4.52}{4} = 2.26cm^2$$

On adopte **4Ø10/mL** (As=3.14cm²)

❖ Espacement

$$St \leq \text{Min}(4h, 45cm) = \text{min}(4 \times 15; 45) = 45cm$$

On prend St=30cm

Schéma du ferrailage :

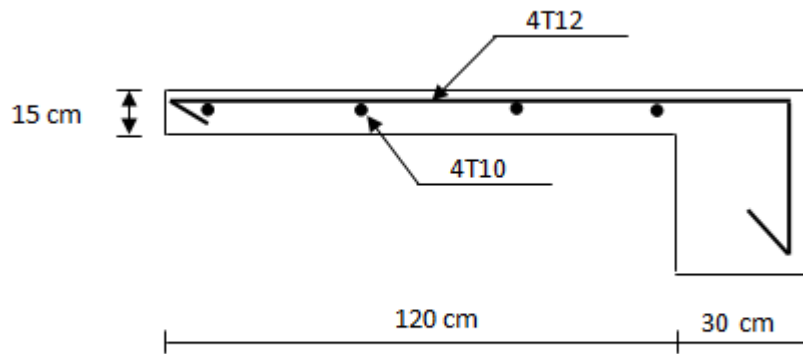


Figure III.14 : Schéma de ferrailage de du balcon

3.3. Etude de l'acrotère

3.3.1. Introduction

L'acrotère est un couronnement placé à la périphérie d'une terrasse, et assimilé à une console encastrée dans la poutre du plancher terrasse, cette dernière est sollicitée à un effort vertical dû à son poids propre et charges, horizontal dû à la main courante créant un moment de renversement.

3.3.2. Rôle de l'acrotère

- 1-il assure la sécurité en formant un écran pour toute chute.
- 2-Assure la sécurité des personnes circulant au niveau de la terrasse.
- 3-Ainsi que la protection de l'étanchéité.

3.3.2. Pré dimensionnement de l'Acrotère

Hauteur $h = 60$ cm

Epaisseur $e_p = 10$ cm

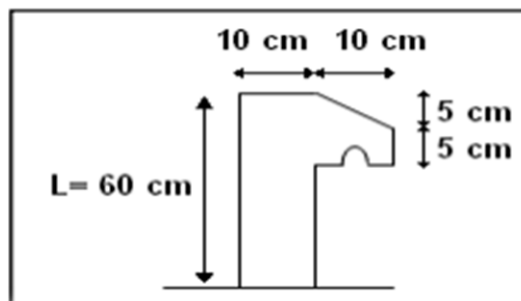


Figure III.15 : Les dimensions de l'acrotère et le schéma statique

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires

Le calcul se fera sur une bande de **1m** linéaire d'acrotère, cet élément est exposé aux intempéries donc la fissuration est préjudiciable (ce qui peut entraîner des fissures ainsi que des déformations importantes) .

3.3.3 Evaluation des charges et surcharges

3.4.1. Poids propre de l'acrotère

$$S = (0.05 \times 0.1) / (2) + (0.05 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6) = 0.0675 \text{ m}^2$$

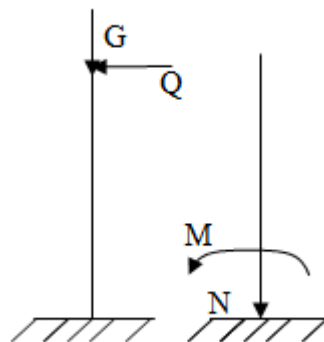
$$G = S \times \gamma_b = 0.0675 \times 2500 = 1.68 \text{ kN/ml.}$$

3-4-2-Les surcharges d'exploitation

Une surcharge due à l'application d'une main courante $Q=1,00\text{KN/m}$

3-5-Les Sollicitations

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée



5-1-à l'état limite de résistance E.L.U.R :

- Effort Normal de compression : $N_u = 1,35G = 1,35 \times (1,688) = 2,279 \text{ KN/ml}$
- Moment fléchissant: $M_u = 1,5 \cdot Q \cdot h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.ml}$
- Effort tranchant : $V_u = 1,5 \cdot Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN/ml}$

5-2- à l'état limite de service E.L.S :

- Effort Normal de compression : $N_{ser} = G = 1,688 \text{ KN/ml}$
- Moment fléchissant: $M_{ser} = Q \cdot h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.ml}$

1- Effort tranchant : $V_{ser} = Q = 1 \text{ KN/ml}$

- **Enrobage**

V_u que la fissuration est préjudiciable

On prend $C = C' = 2 \text{ cm}$

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires

$$d = 0.9 h \Rightarrow d = 0.09 \text{ m .}$$

$$d' = 0.1 - 0.09 \Rightarrow d' = 0.01 \text{ m}$$

d : c'est la distance séparant la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.

d' : c'est la distance entre les armatures inférieurs et la fibre la plus tendue.

Calcul de l'excentricité :

C'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e = e_0 + e_1 + e_a$$

e_0 : excentricité du 1ere ordre $e_0 = M_u / N_u$

e_2 : excentricité du 2eme ordre due au flambement.

e_a : excentricité accidentelle.

N.B : pour les pièces courtes, on ne tient pas compte des excentricités e_2 et e_a .

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,312} = 0,39 \text{ m}$$

$$D'où $e_0 = 39.49 > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

3.6. Vérification si la section est partiellement ou entièrement comprimée

$$F_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.17 \text{ MPA}$$

$$M_u = N_u \left(e + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_u = 2,279 \left(0,39 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,96 \text{ KN.m}$$

$$(d - c') N_u - M_u \leq (0,337h - 0,81c') f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c') N_u - M_u = (0,09 - 0,02) 2,279 - 0,96 = -0,800 \text{ KN.m}$$

$$(0,337h - 0,81c') f_{bc} \times b \times h = (0,337 \times 0,1 - 0,81 \times 0,02) 14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1 = 24,7975 \text{ KN.m}$$

$$-0,800 \text{ KN.m} < 24,7975 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire

$$b \times h = (100 \times 10) \text{ cm}^2$$

3.7. Calcul du ferrailage à l'E. L. U

$$M_u = 0,96 \text{ KN.m}$$

$$\mu = M_u / b d^2 f_{bc} = 0,96 \times 10^3 / 100 \times 9^2 \times 14,17 = 0,00836$$

3.8. Vérification de l'existence des armatures comprimées A'

$$\mu_l = 0.8 \alpha_l (1 + 0,4 \alpha_l)$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668, \text{ avec: } 1000\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \delta_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 1,74$$

$$\mu_l = 0,8 \times 0,668 [1 - (0,4 \times 0,668)] = 0,392 > \mu = 0,008 \Rightarrow A' = 0$$

les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu = 0,008 \Rightarrow \beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,996$$

On calcul on calcul la section d'armatures en flexion simple A_{fs} sous l'effet du moment M_u , puis on déduit la section d'armatures réelles en flexion composée A_{fc}

A_{fs} : section d'armatures en flexion simple.

A_{fc} : section d'armatures en flexion composée.

$$A_{fs} = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{0,96 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 9} = 0,308 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0,308 - \frac{2,279 \cdot 10^3}{100 \cdot 348} = 0,242 \text{ cm}^2$$

3.9. Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire

Condition de non fragilité

$$A_s \text{ min} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e - 0,45d}{e - 0,185d} \times 0,23 = 4,39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$F_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPA}$$

$$e = M_{ser} / N_{ser} = 0,6 / 1,688 = 0,36 \text{ m} = 36 \text{ cm}$$

$$d = 0,9 h_t = 9 \text{ cm}; \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$A_s = \max(A_{su}; A_{sl}; A_{\text{min}}) = 4,39 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A = 4,39 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } 4\phi 12 \quad A_s = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Armatures de répartition:

$$A_r = A_s / 4 = 4,52 / 4 = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{On adopte } : A_s = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ soit } 4\phi 8 \text{ p.m}$$

1-L'espacement Art A -8.2.42 BAEL91:

$$e \leq \min(4 \times h, 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$\text{prend } e = 20 \text{ cm}$$

2-Vérification de l'effort tranchant Art A -5.1.1 BAEL91

D'après BAEL 91 page 108

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires

$$\tau_u = \frac{vu}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^3}{100 \times 90} = 0.17 \text{ Mpa}$$

Fissuration peu nuisible BAEL 91

$$\gamma_b = 1.5$$

$$\overline{\tau_u} \leq \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right)$$

$$\overline{\tau_u} \leq \min \left(0.2 \times \frac{25}{1.5}, 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.17 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

Armature transversales :

Dans le cas des éléments minces on dispose pas des armatures transversales si la condition suivantes est vérifier :

$$\tau_u < 0.05 f_{c28} \leftrightarrow 0.17 \text{ Mpa} < 1.25 \text{ Mpa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

-Vérification des contraintes (E. L. S) :

$$M_{ser} = N_{ser}(e - c + h/2)$$

$$M_{ser} = 1,688(0,36 - 0,02 + 0,1/2) = 0,2567 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y_1^2 - \eta A_s (d - y_1) = 0$$

$$50 y_1^2 + 16,95 y_1 - 152,55 = 0 \Rightarrow y_1 = 1,59 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre s'écrit :

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y_1)^2 = \frac{100(1,59)^3}{3} + 15 \times 1,13(9 - 1,59)^2$$

$$I = 1064,68 \text{ cm}^4$$

a- Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{256.7}{1064,68} \times 1,59 = 0,39 \text{ Mpa}$$

Contrainte admissible:

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,39 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition..vérifié}$$

b -Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

Pour une Fissuration préjudiciable, on a:

Contrainte admissible

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(267; 202) = 202 \text{ MPa}$$

Avec η : coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{256,7}{1064,68} (9 - 1,59) = 26,79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 26,79 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition..v\u00e9rifi\u00e9e}$$

$\eta = 15$: c'est le coefficient d'\u00e9quivalence acier - b\u00e9ton.

c- Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d}$$

$$v_u = 1,5Q = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5}{0,09 \times 1} = 16,67 \text{ KN/m}^2 = 0,017 \text{ MPa}$$

Pour une fissuration pr\u00e9judiciable on a:

$$\overline{\tau}_u = \min(0,1f_{c28}; 4 \text{ MPa})$$

$$\overline{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,017 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition..v\u00e9rifi\u00e9e}$$

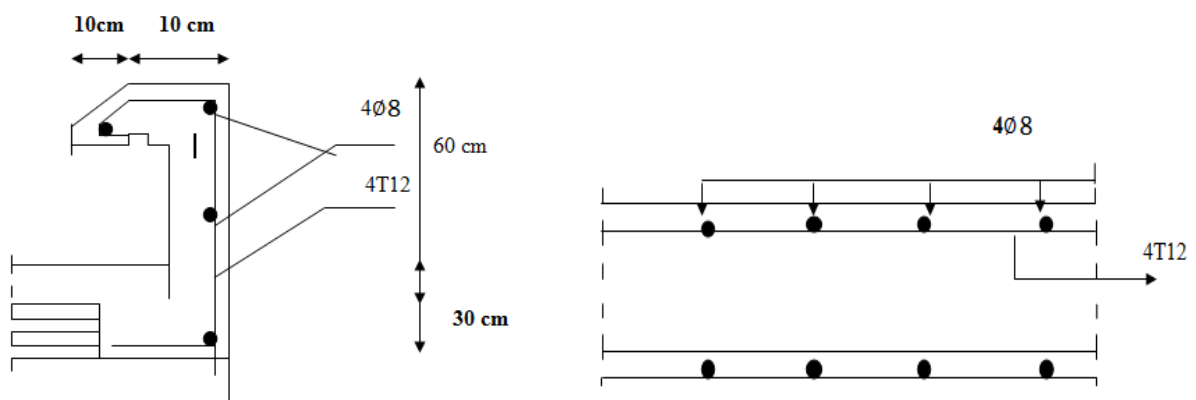


Figure III.16 : Coffrage et ferrailage de l'acrot\u00e8re

Chapitre IV

Etude des planchers

Chapitre IV : Etude des planchers

4.1. Introduction

C'est l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destinés à reprendre les charges d'exploitation, les charges permanentes (cloisons, revêtement...), et les transmettent sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles, murs ...).

Dans ce projet les planchers sont des corps creux.

Les planchers assurent deux fonctions principales:

- **Fonction de résistance**

Les planchers supportant leur poids propre et les surcharges d'exploitation.

- **Fonction d'isolation**

Ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages, Comme notre projet a usage d'habitation et commerce, on adopte un plancher à corps creux qui est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les entrevous. Les poutrelles sont disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

4.2. Dimensionnement des poutrelles

Notre projet étant une construction courante à une surcharge modérée ($Q \leq 5 \text{KN/m}^2$). La hauteur du plancher est 20cm soit (16+4) cm.

Avec : $\begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{corps creux ;} \\ 4 \text{ cm} : \text{dalle de compression.} \end{cases}$

Les poutrelles sont disposés perpendiculaire au sens porteur avec un espacement de 65cm entre axes.

$\begin{cases} \text{Hauteur du plancher : } h_t = 20 \text{cm.} \\ \text{Épaisseur de la nervure : } h_0 = 4 \text{cm.} \\ \text{Largeur de la nervure : } b_0 = 10 \text{cm.} \end{cases}$

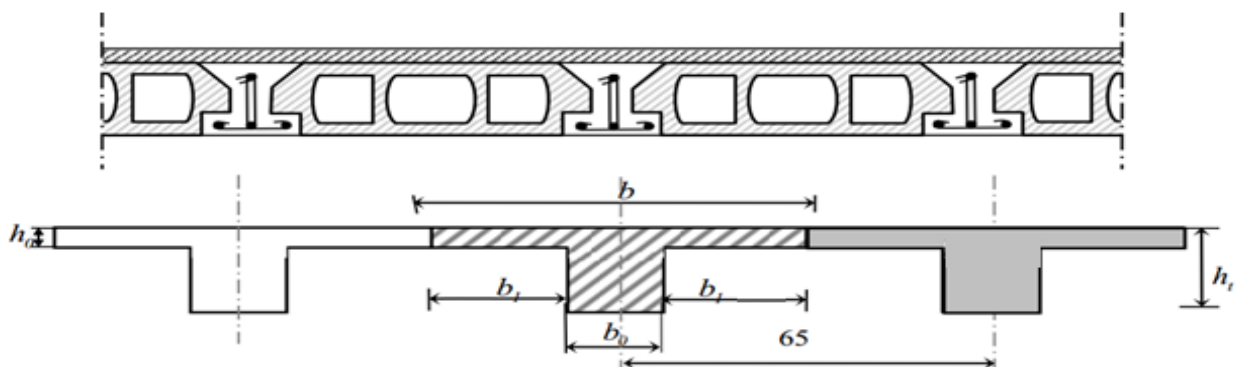


Figure IV.1 : Dimensionnement des poutrelles

Chapitre IV : Etude des planchers

▪ Calcul de la largeur (b) de la poutrelle

Le calcul de la largeur "b" se fait à partir des conditions suivantes: $b=2b_1+b_0$ (1)

La portée maximale est : $L = 2,81$ m et $l_1=65$ cm.

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{(l_1 - b_0)}{2} \\ b_1 \leq \frac{l}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b_1 \leq \frac{(65 - 10)}{2} = 27,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{435}{10} = 43,5 \text{ cm} \\ 27,5 \text{ cm} \leq b_1 \leq 43,5 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit : $b_1 = 27,5$ cm.

Pour avoir $b = 2b_1 + b_0 \Rightarrow b = 2 \times 27,5 + 10 = 65$ cm.

4.3. Méthode de calcul des poutrelles

4.3.1. Méthode forfaitaire

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, Le règlement BAEL 91 est proposé une méthode simplifiée applicable pour les planchers courantes si les conditions ci-après sont satisfaites.

4.3.1.1. Les conditions d'application de la méthode forfaitaire

Cette méthode est applicable si les quatre conditions suivantes sont remplies :

- La charge d'exploitation $Q \leq \max(2G; 5 \text{ KN/m}^2)$;
- Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées ;
- Le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25 ;$$

- la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

4.3.1.2. Principe de calcul

Il exprime les maximaux en travée et sur appuis en fonction des moments Fléchissant isostatiques " M_0 " De la travée indépendante.

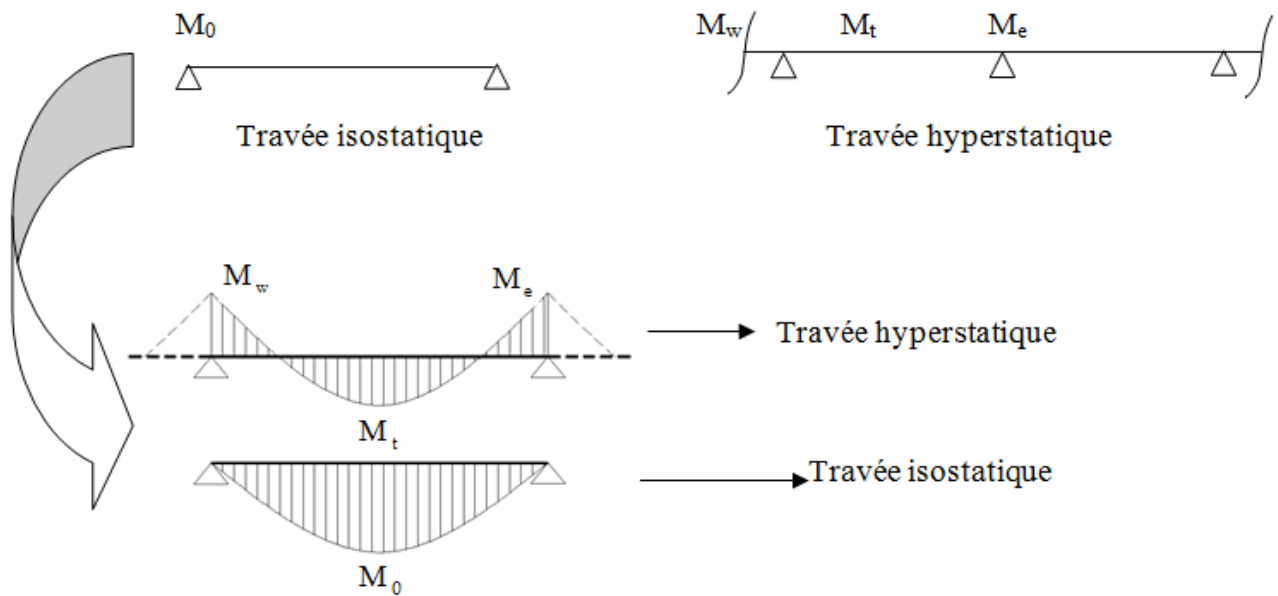


Figure IV.2 : Diagrammes du moment corrigé

Selon le BAEL 91, les valeurs de M_w , M_t , M_e doivent vérifier les conditions suivantes:

$$M_t \geq \max[1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0] - (M_w + M_e)/2$$

$$M_t \geq (1 + 0,3\alpha)M_0/2 \text{ dans une travée intermédiaire.}$$

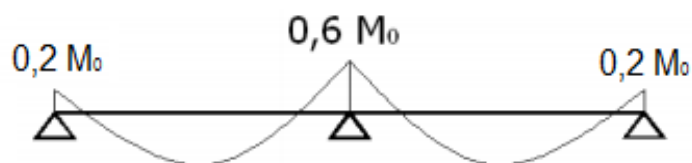
$$M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha)M_0/2 \text{ dans une travée de rive.}$$

- ✓ M_0 : Le moment maximal dans la travée indépendante ;
- ✓ M_t : Le moment maximal dans la travée étudiée ;
- ✓ M_w : Le moment sur l'appui gauche de la travée ;
- ✓ M_e : Le moment sur l'appui droit de la travée ;
- ✓ α : $Q/(G + Q)$ Le rapport de la charge d'exploitation a la somme des charges permanentes et d'exploitations.

4.3.1.3. Les valeurs des moments aux appuis

Les valeurs absolues des moments sur appuis sont évaluées selon le nombre des travées :

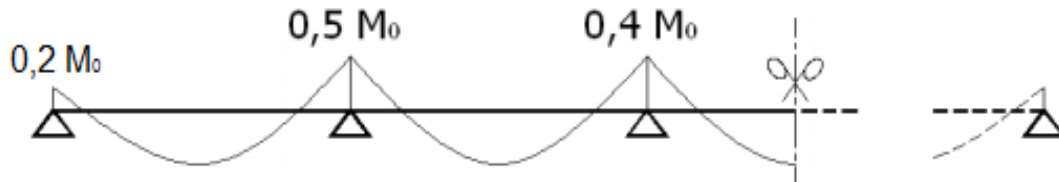
- Poutre contenue a deux travées



- Poutre contenue a trois travées



- Poutre contenue a plus de trois travées



4.3.1.4. Effort tranchant

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales.

Le règlement BAEL 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié :

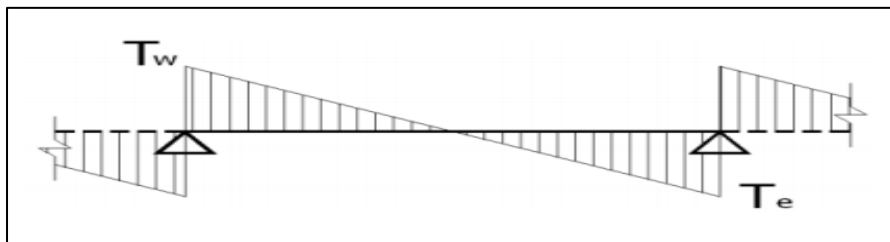


Figure IV.3 : Diagramme de l'effort tranchant

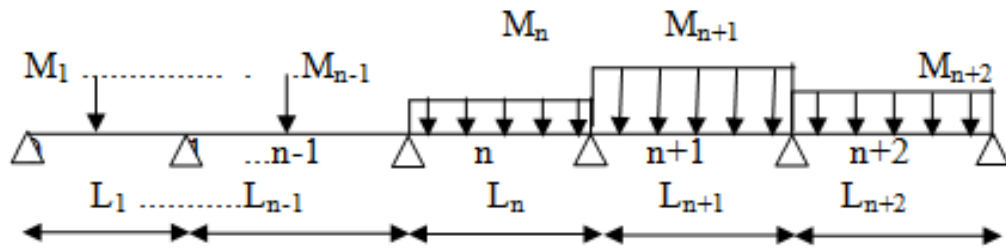
$$\begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} \end{cases}$$

4.3.2. Méthode des trois moments

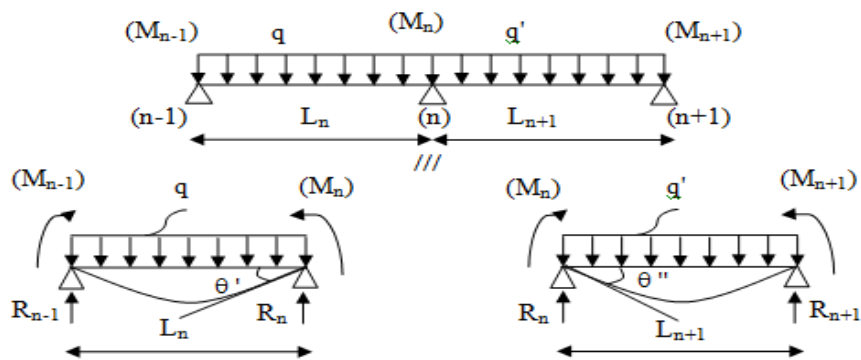
Vu que la 3^{ème} condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée c.à.d la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable (cas du plancher terrasse), on propose pour le calcul des moments sur appuis la méthode des trois moments.

4.3.2.1. Principe de calcul de la méthode des trois moments

Pour les poutres continues à plusieurs appuis



Isolant deux travées adjacentes, elles sont chargées d'une manière quelconque; c'est un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur les déformations du système.



M_n, M_{n-1}, M_{n+1} : les moments de flexion sur appuis (n), (n-1), (n+1), ils sont supposés positifs, suivant les conditions aux limites et les conditions de continuité, $(\theta' = \theta'')$(1)

Les moments de flexion pour chacune des travées L_n, L_{n+1} sous les charges connues q, q' peuvent être tracé selon la méthode classique. M_n, M_{n-1}, M_{n+1} sont provisoirement omis.



G_n, G_{n+1} : les centres d'inertie des aires de diagramme des moments.

$a_n, b_n, a_{n+1}, b_{n+1}$: sont la signification indiqué sur la figure.

S_n et S_{n+1} : les Aires des diagrammes des moments pour les travées L_n et L_{n+1}

$$\theta' = \theta'(M_{n-1}) + \theta'(M_n) + \theta'(q)$$

Chapitre IV : Etude des planchers

Selon le théorème des Aires des moments, on aura :

$$\theta' = \frac{S_n \cdot a_n}{L_n \cdot E_I} + \frac{M_{n-1} \cdot L_n}{6 \cdot E_I} + \frac{M_n \cdot L_n}{3 \cdot E_I}$$

$$\theta'' = \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1} \cdot E_I} + \frac{M_n \cdot L_{n+1}}{3 \cdot E_I} + \frac{M_{n+1} \cdot L_{n+1}}{6 \cdot E_I}$$

$$\theta' = \theta'' \Rightarrow M_{n-1} \cdot L_n + 2M_n (L_n + L_{n+1}) + M_{n+1} \cdot L_{n+1} = -6 \left[\frac{S_n \cdot a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

C'est le théorème des trois moments et sous cette forme générale il est applicable à tous les types de chargement. Cette équation est appelée équation de CLAPEYRON.

4.3.2.2. Évaluation de l'effort tranchant

$$\begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{q \times L}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{q \times L}{2} \end{cases}$$

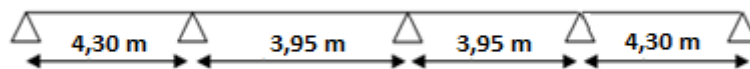
4.4. Calcul du ferrailage

4.4.1. Planchers étages courant

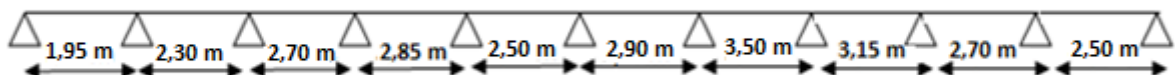
4.4.1.1. Etude des poutrelles Planchers RDC, étages courants

On a deux (02) types des poutrelles par chaque niveau selon le nombre et des longueurs des travées

Type 01 : Travées A-B ; B-C ; C-D ; D-E



Type 02 : Travées A-B ; B-C ; C-D ; D-E ; E-F ; F-G ; G-H ; H-I ; I-J ; J-K



Chapitre IV : Etude des planchers

a) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

- la charge d'exploitation $Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$;
 $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 < (2G = 9,74 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2)$;
- $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 < 9,74 \text{ KN/m}^2$ Condition vérifiée.
- Poutrelle à d'inertie constante ($I = C^{et}$)..... Condition vérifiée.
- Fissuration peu préjudiciable Condition vérifiée.
- Le rapport entre les travées successives : $0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$

Tableau IV.1 : Rapport entre les travées successives

Travées	A-B	B-C	C-D	D-E	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H	H-I	I-J	J-K
Portée	4,30	3,95	3,95	4,30	1,95	2,30	2,70	2,85	2,50	2,90	3,50	3,15	2,70	2,50
Rapport	1,08	1,00	0,91	0,84	0,85	0,94	1,14	0,86	0,82	1,11	1,16	1,08		

- $0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$ Condition vérifiée.

Puisque toutes les conditions sont satisfaites pour les planchers étages donc la méthode forfaitaire est applicable.

b) Sollicitations

Le plancher d'étage courant comporte « 02 » types des poutrelles.

D'où : $G = 4,87 \text{ KN/m}^2$ et $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

b.1) E.L.U :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = 5,73 \text{ KN/ml}$$

$$\alpha = Q/(G + Q) = 1,50/(4,87 + 1,50) = 0,23$$

$$(1 + 0,3\alpha) = 1,07 > 1,05 \text{ , donc : on doit tenir compte de } 1,07$$

$$(1,2 + 0,3\alpha) \frac{1}{2} = 0,63 \text{ (travée de rive)}$$

$$(1 + 0,3\alpha) \frac{1}{2} = 0,53 \text{ (travée intermédiaire)}$$

$$q_u = 5,73 \text{ KN/ml.}$$

b.2)E.L.S :

$$q_s = (G + Q) \times 0,65 \rightarrow q_s = 4,14 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Exemple de calcul type 01 :**

◆ **à l'ELU :**

● **Moments fléchissant (isostatiques)**

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8}$$

$$M_0^{AB} = \frac{5,73 \times 4,30^2}{8} = 13,24 \text{ KN.m.}$$

$$M_0^{BC} = \frac{5,73 \times 3,95^2}{8} = 11,17 \text{ KN.m.}$$

$$M_0^{CD} = \frac{5,73 \times 3,95^2}{8} = 11,17 \text{ KN.m.}$$

$$M_0^{DE} = \frac{5,73 \times 4,30^2}{8} = 13,24 \text{ KN.m}$$

● **Moments sur appuis**

En appui(A)et (E) : $M_A = M_E = 0,2M_0$

$$M_A = 0,2M_0^{AB} = 2,64 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,2M_0^{DE} = 2,64 \text{ KN.m}$$

En appui(B)et (C) : $M_B = M_D = 0,5M_0$

$$M_B = 0,5\max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = 6,62 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,5\max(M_0^{CD}; M_0^{DE}) = 6,62 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4\max(M_0^{BC}; M_0^{CD}) = 4,46 \text{ KN.m}$$

● **Moments En travées**

Travée (AB), (BC), (CD) et (DE)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T^{AB} \geq 1,07.M_0^{AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 9,53 \text{ KN.m} \\ M_T^{AB} \geq 0,63.M_0^{AB} = 8,34 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{AB} = 9,53 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T^{BC} \geq 1,07.M_0^{BC} - \frac{M_B + M_C}{2} = 6,41 \text{ KN.m} \\ M_T^{BC} \geq 0,63.M_0^{BC} = 7,03 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{BC} = 7,03 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T^{CD} \geq 1,07.M_0^{CD} - \frac{M_C + M_D}{2} = 6,41 \text{KN.m} \\ M_T^{CD} \geq 0,63.M_0^{CD} = 7,03 \text{KN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{CD} = 7,03 \text{KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T^{DE} \geq 1,07.M_0^{DE} - \frac{M_D + M_E}{2} = 9,53 \text{KN.m} \\ M_T^{DE} \geq 0,63.M_0^{DE} = 8,34 \text{KN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{DE} = 9,53 \text{KN.m}$$

• **Efforts tranchants**

Les valeurs des efforts tranchants de chaque travée étant calculées selon la formule suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q_u \times L}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u \times L}{2} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} T_w : \text{effort tranchant a droit} \\ T_e : \text{effort tranchant a gauche} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (A-B)} \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{2,64 - 6,62}{4,30} + \frac{5,73 \times 4,30}{2} = 11,39 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{2,64 - 6,62}{4,30} - \frac{5,73 \times 4,30}{2} = -13,24 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (B-C)} \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{6,62 - 4,46}{3,95} + \frac{5,73 \times 3,95}{2} = 11,86 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{6,62 - 4,46}{3,95} - \frac{5,73 \times 3,95}{2} = -10,76 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (C-D)} \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{4,46 - 6,62}{3,95} + \frac{5,73 \times 3,95}{2} = 10,76 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{4,46 - 6,62}{3,95} - \frac{5,73 \times 3,95}{2} = -11,86 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (D-E)} \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{6,62 - 2,64}{4,30} + \frac{5,73 \times 4,30}{2} = 13,24 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{6,62 - 2,64}{4,30} - \frac{5,73 \times 4,30}{2} = -11,39 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

◆ à l'ELS :

• **Moments fléchissant (isostatiques)**

$$M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8}$$

$$M_0^{AB} = \frac{4,14 \times 4,30^2}{8} = 9,56 \text{KN.m.}$$

$$M_0^{BC} = \frac{4,14 \times 3,95^2}{8} = 8,07 \text{KN.m.}$$

$$M_0^{CD} = \frac{4,14 \times 3,95^2}{8} = 8,07 \text{KN.m.}$$

$$M_0^{DE} = \frac{4,14 \times 4,30^2}{8} = 9,56 \text{KN.m.}$$

• **Moments sur appuis**

En appui(A)et (E) : $M_A = M_E = 0,2M_0$

$$M_A = 0,2M_0^{AB} = 1,91 \text{KN.m}$$

$$M_E = 0,2M_0^{DE} = 1,91 \text{KN.m}$$

En appui(B)et (D) : $M_B = M_D = 0,5M_0$

$$M_B = 0,5\max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = 4,78 \text{KN.m}$$

$$M_D = 0,5\max(M_0^{CD}; M_0^{DE}) = 4,03 \text{KN.m}$$

$$M_C = 0,4\max(M_0^{BC}; M_0^{CD}) = 3,22 \text{KN.m}$$

• **Moments En travées**

Travée (AB), (BC), (CD) et (DE)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T^{AB} \geq 1,07.M_0^{AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 6,88 \text{KN.m} \\ M_T^{AB} \geq 0,63.M_0^{AB} = 6,02 \text{KN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{AB} = 6,88 \text{KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T^{BC} \geq 1,07.M_0^{BC} - \frac{M_B + M_C}{2} = 4,63 \text{KN.m} \\ M_T^{BC} \geq 0,63.M_0^{BC} = 5,08 \text{KN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{BC} = 5,08 \text{KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T^{CD} \geq 1,07.M_0^{CD} - \frac{M_C + M_D}{2} = 5,00 \text{KN.m} \\ M_T^{CD} \geq 0,63.M_0^{CD} = 5,08 \text{KN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{CD} = 5,08 \text{KN.m}$$

Chapitre IV : Etude des planchers

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T^{DE} \geq 1,07.M_0^{DE} - \frac{M_D + M_E}{2} = 7,25 \text{ KN.m} \\ M_T^{DE} \geq 0,63.M_0^{DE} = 6,02 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{DE} = 7,25 \text{ KN.m}$$

• Efforts tranchants

$$\text{Travée (A-B)} \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{1,91 - 4,78}{4,30} + \frac{4,14 \times 4,30}{2} = 8,23 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{1,91 - 4,78}{4,30} - \frac{4,14 \times 4,30}{2} = -9,56 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (B-C)} \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{4,78 - 3,22}{3,95} + \frac{4,14 \times 3,95}{2} = 8,57 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{4,78 - 3,22}{3,95} - \frac{4,14 \times 3,95}{2} = -7,78 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (C-D)} \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{3,22 - 4,03}{3,95} + \frac{4,14 \times 3,95}{2} = 7,97 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{3,22 - 4,03}{3,95} - \frac{4,14 \times 3,95}{2} = -8,38 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (D-E)} \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{4,03 - 1,91}{4,30} + \frac{4,14 \times 4,30}{2} = 9,39 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{4,03 - 1,91}{4,30} - \frac{4,14 \times 4,30}{2} = -8,40 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

Tableau IV.2 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (étage courants)

Type	Travée	L (m)	E.L.U M (KN. m) et T(KN)						E.L.S M (KN. m) et T(KN)					
			M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e	M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e
1	A-B	4,30	13,24	-2,64	-6,22	9,53	11,3 9	- 13,24	9,56	-1,91	-4,78	6,88	8,23	-9,56
	B-C	3,95	11,17	-6,22	-4,46	7,03	11,8 6	- 10,76	8,07	-4,78	-3,22	5,08	8,57	-7,78
	C-D	3,95	11,17	-4,46	-6,62	7,03	10,7	-	8,07	-3,22	-4,03	5,08	7,97	-8,38

Chapitre IV : Etude des planchers

							6	11,86						
	D-E	4,30	13,24	-6,62	-2,64	9,53	$\frac{13,2}{4}$	-11,39	9,56	-4,03	-1,91	7,25	9,39	-8,40
2	A-B	1,95	2,72	-0,54	-1,89	1,71	4,89	-6,27	1,96	-0,39	-1,36	1,23	3,53	-4,53
	B-C	2,30	3,78	-1,89	-2,61	2,38	6,27	-6,90	2,73	-1,36	-1,88	1,71	4,53	-4,98
	C-D	2,70	5,22	-2,61	-2,90	3,28	7,60	-7,84	3,77	-1,88	-2,10	2,37	5,50	-5,67
	D-E	2,85	5,81	-2,90	-2,90	3,66	8,16	-8,16	4,20	-2,10	-2,10	2,64	5,89	-5,89
	E-F	2,50	4,47	-2,90	-2,40	2,81	7,36	-6,96	3,23	-2,10	-0,87	2,03	5,66	-4,68
	F-G	2,90	6,02	-2,40	-4,38	3,79	7,62	-8,99	4,35	-0,87	-3,16	2,74	5,21	-6,79
	G-H	3,50	8,77	-4,38	-4,38	5,52	$\frac{10,0}{2}$	-10,02	6,33	-3,16	-3,16	3,98	7,24	-7,24
	H-I	3,15	7,10	-4,38	-3,55	4,47	9,28	-8,76	5,13	-3,16	-2,56	3,23	6,71	-6,33
	I-J	2,70	5,22	-3,55	-2,61	3,28	8,08	-7,38	3,77	-2,56	-1,88	2,37	5,84	-5,33
	J-K	2,50	4,47	-2,61	-0,89	3,03	7,84	-6,47	3,23	-1,88	-0,64	2,19	5,67	-4,67

4.4.1.2. Calcul du ferrailage des poutrelles (à l'ELU)

Les moments maximaux en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures et par conséquent les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction puisque le béton résiste mal à la traction.

Pour le calcul du ferrailage des poutrelles on prend le cas le plus défavorable.

Les poutrelles sont des sections en "T" dont les dimensions sont données comme suit:

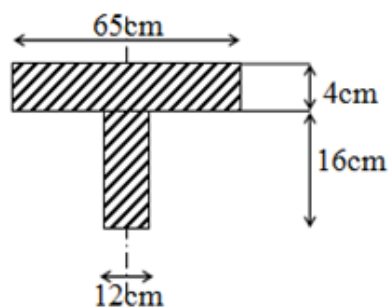


Figure IV.4 : La section de la poutrelle calculée (en T)

Chapitre IV : Etude des planchers

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes à L'ELU:

$$\begin{cases} M_{0 \max} = 13,24 \text{ KN.m} \\ M_{t \max} = 9,53 \text{ KN.m} \\ M_{a(\text{rive}) \max} = 2,64 \text{ KN.m} \\ M_{a(\text{inter}) \max} = 6,22 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 13,24 \text{ KN.} \end{cases}$$

4.4.1.2.1. Ferrailage en travée

a) Vérification de l'étendue de la zone comprimée

$$M_{\text{tab}} = b \cdot h_0 \cdot \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{\text{tab}} = 65 \times 4 \times 14,17(18 - 2) \cdot 10^{-3} = 58,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \max} = 9,53 \text{ KN.m} < M_{\text{tab}} = 58,95 \text{ KN.m} \quad M_t^u < M_0$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h_t) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$ soumise à

$$M_{t \max} = 9,53 \text{ KN.m}$$

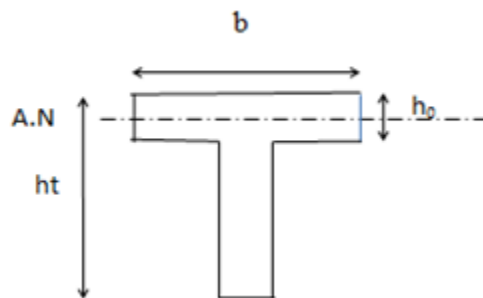


Figure IV.5 : position de l'axe neutre

b) Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{9,53 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 65} = 0,031 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,031 < 0,392 \Rightarrow \text{pivot. A: } \xi_s = 10\%$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,043$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,983$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9,53 \times 10^3}{0,983 \times 18 \times 348} = 1,54 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 1,54 \text{ cm}^2.$$

c) Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = \left(\frac{65 \times 20}{1000}; 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq \max(1,3; 1,41)$$

$$A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(1,41; 1,54) = 1,51 \text{ cm}^2.$$

➤ Le choix :

$$A_s = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2.$$

4.4.1.2.2. Ferrailage Sur appuis

• Appuis intermédiaire

Etat- limite ultime de résistance :

$$M_a^u \text{ max(inter)} = 6,22 \text{ KN.m}$$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension :

$$(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_a^u \text{ (inter)}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{6,22 \times 10^3}{14,17(18)^2 \times 12} = 0,112 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,068$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,973$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_{s(inter)} = \frac{M_{a(inter)}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6,22 \times 10^3}{0,973 \times 18 \times 348} = 1,02 \text{ cm}^2.$$

• **Appuis de rive**

$$M_a^u \text{ max(rive)} = 2,64 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a(inter)}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{2,64 \times 10^3}{14,17(18)^2 \times 12} = 0,047 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,025$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,990$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_{s(rive)} = \frac{M_{a(inter)}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2,64 \times 10^3}{0,990 \times 18 \times 348} = 0,425 \text{ cm}^2.$$

a) Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = \left(\frac{12 \times 20}{1000}; 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq \max[0,24; 0,26]$$

$$A_{\min(inter)} = 0,26 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_{a \text{ doptif}} = \max(A_{\min}; A_{cal}) = \max(0,26; 1,02) = 1,02 \text{ cm}^2.$$

➤ **Le choix :**

$$A_s = 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min(rive)} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{adoptif} = \max(A_{\min}; A_{cal}) = \max(0,26; 0,42) = 0,42 \text{ cm}^2.$$

➤ **Le choix:**

$$A_s = 1T10 = 0,79 \text{ cm}^2.$$

4.4.1.3. Vérifications

a) L'influence de l'effort tranchant

D'après le BAEL91 (art A.5.1 ,211) :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}^u}{b_0 \times d} = \frac{13,24 \times 10^3}{12 \times 18 \times 100} = 0,61 \text{ MPa.}$$

Fissuration peut nuisible : $\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa.}$

$\tau_u = 0,61 \text{ MPa.} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.}$ Condition vérifiée.

Pas de risque de cisaillement.

b) Section et écartement des armatures transversales A_t

b.1) Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t \min}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10\right) = 5,71 \approx 8 \text{ mm.}$$

On prend :

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 1 \phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2.$$

b.2) Calcul des espacements

$$\begin{cases} S_t \leq \min(0,9 \times d; 40) \text{ cm} \\ S_t \leq \min(16,2; 40) \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow S_t \leq 16,20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

b.3) La section des armatures transversales

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3k \cdot f_{ij})}{0,9 \cdot f_e \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots (*)$$

K=1 (fissuration non préjudiciable).

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$f_e = 235 \text{ MPa.} \quad ; \quad \gamma_s = 1,15$$

$$(*) \Rightarrow A_t \geq \frac{\gamma_s \left(\tau_u - 0,3k.f_{tj} \right)}{0,9.f_e} \cdot b_0 \cdot s_t$$

$$A_t \geq \frac{1,15(0,61 - 0,3 \times 1 \times 2,1)}{0,9 \times 235} \times 0,12 \times 0,15$$

$$A_t = -1,95.10^{-5}$$

La section exigée par la condition de non fragilité (B.A.E.L 91)

c) Pourcentage minimal des armatures transversales

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max (0,31; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,4 \text{ Mpa.}$$

$$A_t \geq \left(\frac{0,4 \times b_0 \times s_t}{f_e} \right) = \frac{0,4 \times 0,12 \times 0,15}{235} = 3,06 \times 10^{-5} \text{ m}^2 \approx 0,31 \text{ cm}^2.$$

Alors on adopte :

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 1 \phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2.$$

d) Compression de la bille d'about

La contrainte de compression dans la bielle est:

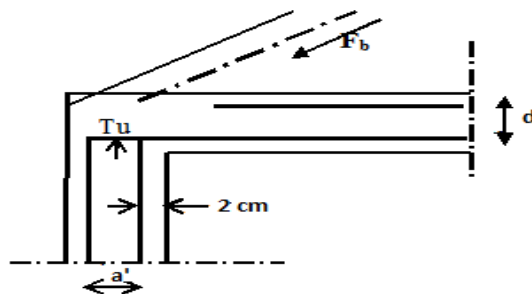


Figure IV.6 : Compression de la bille d'about

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \text{ avec : } \begin{cases} F_b = T_u \times \sqrt{2} \\ S = \frac{a \times b_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

$$D'où : \bar{\sigma}_b = \frac{2 \cdot T_u}{a \cdot b_0}$$

a = la longueur d'appui de la bielle $\leq 0,9 \times d$

On doit avoir : $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b$$

$$\frac{2T_u}{a \cdot b_0} \leq \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T_u \cdot \gamma_b}{0,8 \cdot b_0 \cdot f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 13,24 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,01 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9 \times d);$$

$$a' = c - c' - 2 \text{ cm} = 40 - 2 - 2 = 36 \text{ cm}$$

$$a = \min(36 \text{ cm} ; 16,2 \text{ cm}) = 16,20 \text{ cm} > 0,01 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

e) Vérification à l' E .L .S

e.1) Au niveau des travées

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st} .

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire} \\ \text{Acier } F_e E400 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Si : } \alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

e.2) Vérification des compressions dans le béton à l'E.L.S

- Si la condition ci-dessous est vérifiée la vérification des contraintes de compression dans le béton est inutile (sur appuis et en travées).

$$\alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100}; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau IV.3 : Vérification des compressions

/	$M_u(\text{KN.m})$	$M_{ser}(\text{KN.m})$	α	$\left(\frac{\gamma-1}{2}\right) + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Appui	6,22	4,48	0,068	0,444	Condition vérifiée
Travée	9,53	7,25	0,043	0,407	Condition vérifiée

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ Les armatures calculées à L'ELU seront maintenues.

f) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que l'on a :

$$V_u \leq \bar{V}_u \text{ et } V_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28} \Rightarrow \frac{0,75 \cdot V_u}{b_0 \cdot f_{c28}} \leq \alpha \leq d$$

Lorsque « a » n'est pas donnée on utilise la formule suivant :

$$a = l_a - 2\text{cm} \text{ tel que : } l_a = l_s - \text{Type de crochet}$$

l_a : Longueur d'ancrage.

l_s : Longueur de scellement droit (donnée a partir du BAEL91)

On choisit par exemple un crochet de 90°

$$\text{Donc : } l_a = l_s - 24,69\phi \text{ tel que : } l_s = 35\phi \text{ (} F_{c28} = 25\text{MPa; } F_e = 400\text{)}$$

$$l_a = 10,31\phi = 10,31 \times 1,00 = 10,31\text{cm}$$

$$\text{Alors : } a = l_a - 2 = 10,31 - 2 = 8,31\text{cm}$$

$$\bar{V}_u = 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} = 0,267(8,31 \times 12) \times 10^{-1} \times 25 = 66,56\text{KN.}$$

$$V_u \leq \bar{V}_u \Rightarrow 13,24\text{KN} \leq 66,56\text{KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

g) Vérification des armatures longitudinales

Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être telle que l'on ait :

$$A_s \geq \frac{V_u}{f_e / \gamma_s}$$

$$A_s = \frac{1,15 \times 13,24 \times 10}{400} = 0,38\text{cm}^2.$$

Chapitre IV : Etude des planchers

$$A_s = 2,36\text{cm}^2 \geq 0,38\text{cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

h) Vérification de la contrainte d'adhérence limite

Il faut vérifier que : $\tau_s \leq \bar{\tau}_s$

$$\tau_s = \frac{V_u}{0,9 \times 0,23 \Sigma u}; \quad (\Sigma u : \text{Étant la somme des périmètres utiles des barres})$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{tj}; \quad \text{Pour les armatures à H.A} \Rightarrow \psi_s = 1,5$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}; \quad \bar{\tau}_s = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

$$\Sigma u = 3 \times 2 \times \pi \times R = 3 \times 2 \times 3,14 \times 0,8 = 15,07 \text{ cm.}$$

$$\tau_s = \frac{13,24 \cdot 10^{-3}}{0,9 \times 0,23 \times 0,151} = 0,42 \text{ MPa.}$$

Donc $\tau_s = 0,42 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,84 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

i) Vérification de la flèche

D'après BAEL 91 modifiée 99 : $f \leq f_{\text{adm}}$

Avec : $F_{\text{adm}} = \frac{L_{\text{max}}}{500} \rightarrow L_{\text{max}}$: la portée maximal

Dans notre cas, on a : $L_{\text{max}} = 4,30\text{m}$

$$F_{\text{adm}} = \frac{4,30}{500} = 0,0086\text{m.}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 A_{\text{ut}} \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \rightarrow d' = 0,1h$$

$$I_0 = \frac{0,65 \times 0,20^3}{12} + 15 \times 2,36 \left(\frac{0,20}{2} - 0,02 \right)^2$$

$$I_0 = 2,30 \cdot 10^{-1} \text{m}^4.$$

$$\rho = \frac{A_{\text{ut}}}{b_0 d} = \frac{2,36 \cdot 10^{-4}}{0,12 \times 0,18} = 0,011$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + 3 \times \frac{0,12}{0,65} \right) 0,011} = 3,74$$

Chapitre IV : Etude des planchers

$$U^* = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{(4\rho \sigma_{st}) + f_{t28}} = 0,66$$

$$I_{Fi} = \frac{1,1I_0}{(1 + \lambda_i U^*)} = \frac{1,1 \times 2,30 \cdot 10^{-1}}{(1 + 3,74 \times 0,66)} = 0,07m^4.$$

$$f = \frac{M_{st} \cdot L^2}{10E_i \cdot I_{Fi}} = \frac{7,25 \cdot 10^{-3} \times 4,30^2}{10 \times 32164,2 \times 0,07} = 59 \cdot 10^{-7}m.$$

Avec : $E_i = 11000(f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa}$

Donc : $f = 59 \cdot 10^{-5} \text{ cm} \leq f_{adm} = 0,86 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

4.4.1.4. Schémas de ferrailage des poutrelles (Etage courant)

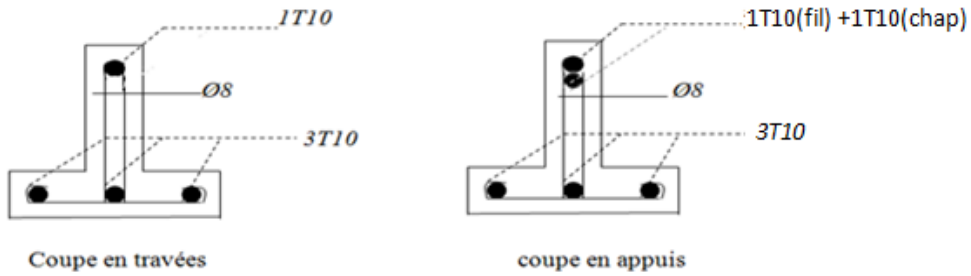


Figure IV.7 : Ferrailage des poutrelles de rive

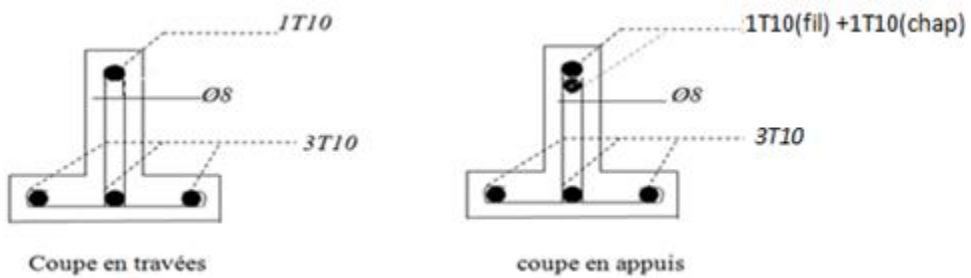


Figure IV.8 : Ferrailage des poutrelles intermédiaire

Chapitre IV : Etude des planchers

4.4.2. Planchers terrasse

4.4.2.1. Étude des poutrelles Planchers terrasse

On a un seul type de poutrelle selon le nombre et des longueurs des travées

Type 01 : Travées A-B ; B-C ; C-D ; D-E



a) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

- la charge d'exploitation $Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$;
- $Q = 1 \text{ KN/m}^2 < 12,68 \text{ KN/m}^2$ Condition vérifiée.
- Poutrelle à d'inertie constante ($I = C^{et}$).....Condition vérifiée.
- Fissuration peu préjudiciable Condition non vérifiée.

Pour le plancher terrasse la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable

Donc dans le cas du plancher terrasse, on applique la méthode des trois moments

b) Sollicitations

$$G = 6,34 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} G = 6,34 \times 0,65 = 4,12 \text{ KN/ml} \\ Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} Q_U = 1,35G + 1,5Q = 6,53 \text{ KN/ml} \\ Q_{ser} = G + Q = 4,77 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

➤ Exemple de calcul type 01 :

Le calcul se fait selon la formule:

$$M_{n-1} \cdot L_n + 2M_n (L_n + L_{n+1}) + M_{n+1} \cdot L_{n+1} = -6 \left[\frac{S_n \cdot a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1}} \right] \dots \dots \dots (1).$$

$$M_0 = Ql^2/8$$

$$a_n = b_n = L_n/2$$

Chapitre IV : Etude des planchers

$$S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_0$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = L_{n+1}/2$$

$$S_{n+1} = 2/3 \cdot L_{n+1} \cdot M_0$$

✓ à l'ELU :

✚ **Sur appuis de rive**

$$M_0^{AB} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{6,53 \times (4,40)^2}{8} = 15,80 \text{ KN.m} \Rightarrow M_A = -0,2 M_0^{AB} = 0,2(15,80) = -3,16 \text{ KN.m.}$$

$$M_0^{DE} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{6,53 \times (4,40)^2}{8} = 15,80 \text{ KN.m} \Rightarrow M_H = -0,2 M_0^{DE} = 0,2(15,80) = -3,16 \text{ KN.m.}$$

✚ **Sur appuis intermédiaires**

◆ **En isolant deux travées adjacentes, on prend A-B et B-C**

$$M_{0AB} = Ql^2/8 = 15,80 \text{ KN.m} ; M_{0BC} = Ql^2/8 = 12,86 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 4,40M_A + 2(4,40+3,97) \cdot M_B + 3,97M_C = -240,87$$

$$\text{Avec: } M_A = -0,2 \cdot M_{0AB} = -3,16 \text{ KN.m}$$

$$16,74M_B + 3,97M_C = -226,96 \dots \dots \dots (1)$$

◆ **En isolant deux travées adjacentes, on prend B-C et C-D**

$$M_{0BC} = Ql^2/8 = 12,86 \text{ KN.m} ; M_{0CD} = Ql^2/8 = 12,86 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 3,97M_B + 2(3,97+3,97) M_C + 3,97M_D = -203,70$$

$$3,97M_B + 15,88 M_C + 3,97M_D = -203,70 \dots \dots \dots (2)$$

◆ **En isolant deux travées adjacentes, on prend C-D et D-E**

$$M_{0CD} = Ql^2/8 = 12,86 \text{ KN.m} ; M_{0DE} = Ql^2/8 = 15,80 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 3,97M_C + 2(3,97+4,40) M_D + 4,40M_E = -240,87$$

$$3,97M_C + 16,74 M_D + 4,40M_E = -240,87 \dots \dots \dots (3)$$

Les moments sur appuis

$$M_A = -3,16 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -5,14 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -5,14 \text{ KN.m}$$

Chapitre IV : Etude des planchers

$$M_D = -7,20 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -3,16 \text{ KN.m}$$

- **Efforts tranchants**

$$\text{Travée (A-B)} \begin{cases} T_w = \frac{3,16 - 5,14}{4,40} + \frac{6,53 \times 4,40}{2} = 13,91 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{3,16 - 5,14}{4,40} - \frac{6,53 \times 4,40}{2} = -14,81 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\text{Travée (B-C)} \begin{cases} T_w = \frac{5,14 - 5,14}{3,97} + \frac{6,53 \times 3,97}{2} = 12,96 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{5,14 - 5,14}{3,97} - \frac{6,53 \times 3,97}{2} = -12,96 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\text{Travée (C-D)} \begin{cases} T_w = \frac{5,14 - 7,20}{3,97} + \frac{6,53 \times 3,97}{2} = 12,44 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{5,14 - 7,20}{3,97} - \frac{6,53 \times 3,97}{2} = -13,48 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\text{Travée (D-E)} \begin{cases} T_w = \frac{7,20 - 3,16}{4,40} + \frac{6,53 \times 4,40}{2} = 15,28 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{7,20 - 3,16}{4,40} - \frac{6,53 \times 4,40}{2} = -13,44 \text{ KN.} \end{cases}$$

- **Les moments en travée**

$$M_{t_{AB}} = M_A + M_B / 2 + M_{0_{AB}} = 19,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_{BC}} = M_B + M_C / 2 + M_{0_{BC}} = 18,00 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_{CD}} = M_C + M_D / 2 + M_{0_{CD}} = 19,03 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_{DE}} = M_D + M_E / 2 + M_{0_{DE}} = 20,98 \text{ KN.m}$$

✓ à l'ELS :

- ✚ **Sur appuis de rive**

$$M_0^{AB} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{4,77 \times (4,40)^2}{8} = 11,54 \text{ KN.m} \Rightarrow M_A = -0,2 M_0^{AB} = 0,2(11,54) = -2,30 \text{ KN.m.}$$

Chapitre IV : Etude des planchers

$$M_0^{DE} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{4,77 \times (4,40)^2}{8} = 11,54 \text{ KN.m} \Rightarrow M_E = -0,2 M_0^{DE} = 0,2(11,54) = -2,30 \text{ KN.m.}$$

✚ Sur appuis intermédiaires

◆ En isolant deux travées adjacentes, on prend A-B et B-C

$$M_{0AB} = Ql^2/8 = 11,54 \text{ KN.m} ; M_{0BC} = Ql^2/8 = 9,39 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 4,40M_A + 2(4,40 + 3,97)M_B + 3,97M_C = -175,92$$

$$\text{Avec: } M_A = -0,2.M_{0AB} = -2,30 \text{ KN.m}$$

$$16,74M_B + 3,97M_C = -165,8 \dots \dots \dots (1)$$

◆ En isolant deux travées adjacentes, on prend B-C et C-D

$$M_{0BC} = Ql^2/8 = 9,39 \text{ KN.m} ; M_{0CD} = Ql^2/8 = 9,39 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 3,97M_B + 2(3,97 + 3,97)M_C + 3,97M_D = -148,73$$

$$3,97M_B + 15,88M_C + 3,97M_D = -148,73 \dots \dots \dots (2)$$

◆ En isolant deux travées adjacentes, on prend C-D et D-E

$$M_{0CD} = Ql^2/8 = 9,39 \text{ KN.m} ; M_{0DE} = Ql^2/8 = 11,54 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 3,97M_C + 2(3,97 + 4,40)M_D + 4,40M_E = -175,92$$

$$3,97M_C + 16,74M_D + 4,40M_E = -175,92 \dots \dots \dots (3)$$

• Les moments sur appuis

$$M_A = -2,30 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -4,70 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -3,04 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -4,70 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -2,30 \text{ KN.m}$$

• Efforts tranchants

$$\text{Travée (A-B)} \begin{cases} T_w = \frac{2,30 - 4,70}{4,40} + \frac{4,77 \times 4,40}{2} = 9,49 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{2,30 - 4,70}{4,40} - \frac{4,77 \times 4,40}{2} = -11,03 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\text{Travée (B-C)} \begin{cases} T_w = \frac{4,70 - 3,04}{3,97} + \frac{4,77 \times 3,97}{2} = 9,88 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{4,70 - 3,04}{3,97} - \frac{4,77 \times 3,97}{2} = -9,05 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\text{Travée (C-D)} \begin{cases} T_w = \frac{3,04 - 4,70}{3,97} + \frac{4,77 \times 3,97}{2} = 9,05 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{3,04 - 4,70}{3,97} - \frac{4,77 \times 3,97}{2} = -7,61 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\text{Travée (D-E)} \begin{cases} T_w = \frac{4,70 - 2,30}{4,40} + \frac{4,77 \times 4,40}{2} = 11,03 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{4,70 - 2,30}{4,40} - \frac{4,77 \times 4,40}{2} = -9,94 \text{ KN.} \end{cases}$$

- **Les moments en travée**

$$M_{t_{AB}} = M_A + M_B / 2 + M_{0_{AB}} = 15,04 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_{BC}} = M_B + M_C / 2 + M_{0_{BC}} = 13,26 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_{CD}} = M_C + M_D / 2 + M_{0_{CD}} = 13,26 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_{DE}} = M_D + M_E / 2 + M_{0_{DE}} = 15,04 \text{ KN.m}$$

Tableau IV.4 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (Terrasse)

Type	Travée	L (m)	E.L.U M (KN. m) et T(KN)						E.L.S M (KN. m) et T(KN)					
			M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e	M ₀	M _w	Me	M _t	T _w	T _e
1	A-B	4,40	15,8 0	3,16	5,14	19,9 5	13,91	-14,81	11,54	2,30	4,70	15,04	9,49	- 11,03
	B-C	3,97	12,8 6	5,14	5,14	18,0 0	12,96	-12,96	9,39	4,70	3,04	13,26	9,88	-9,05
	C-D	3,97	12,8 6	5,14	7,20	19,0 3	12,44	-13,48	9,39	3,04	4,70	13,26	9,05	-7,61
	D-E	4,40	15,8 0	7,20	3,16	20,9 8	15,28	-13,44	11,54	4,70	2,30	15,04	11,03	-9,94

Le ferrailage des poutrelles se fait pour une section en **T** soumise à la flexion simple à l'E.L.U.R. En suit la vérification du béton et les sections d'armatures se fait à l'E.L.S.

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0 \max} = 15,80 \text{ KN.m} \\ M_{t \max} = 15,28 \text{ KN.m} \\ M_{a(\text{rive}) \max} = 7,20 \text{ KN.m} \\ M_{a(\text{inter}) \max} = 7,20 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 15,28 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

4.4.2.2. Ferrailage en travée

a) Vérification de l'étendue de la zone comprimée

$$M_{\text{tab}} = b \cdot h_0 \cdot \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{\text{tab}} = 65 \times 4 \times 14,17(18 - 2) \cdot 10^{-3} = 58,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \max} = 15,28 \text{ KN.m} < M_{\text{tab}} = 58,95 \text{ KN.m} \quad M_t'' < M_0$$

Chapitre IV : Etude des planchers

Donc la zone comprimée se trouve dans la table de compression.

⇒ La section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions :

$$(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2.$$

b) Vérification de l'existante des armatures comprimées (A'_s)

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{15,28 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 65} = 0,051 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,051 < 0,392 \Rightarrow \text{pivot.A: } \xi_s = 10\%$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,014$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,994$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{15,28 \times 10^3}{0,994 \times 18 \times 348} = 2,45 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 2,45 \text{ cm}^2.$$

c) Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = \left(\frac{65 \times 20}{1000}; 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq \max[1,3; 1,41]$$

$$A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(1,41; 2,45) = 2,45 \text{ cm}^2.$$

➤ Le choix:

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

4.4.2.3. Ferrailage Sur appuis

• Appuis intermédiaire

Etat- limite ultime de résistance :

$$M_a^u \text{ max(inter)} = 7,20 \text{ KN.m}$$

Chapitre IV : Etude des planchers

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension :

$$(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_{a(\text{inter})}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{7,20 \times 10^3}{14,17(18)^2 \times 12} = 0,130 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,150$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,940$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_{s(\text{inter})} = \frac{M_{a(\text{inter})}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7,20 \times 10^3}{0,940 \times 18 \times 348} = 1,22 \text{ cm}^2.$$

• Appuis de rive :

$$M_a^u \text{ max(rive)} = 7,20 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a(\text{inter})}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{7,20 \times 10^3}{14,17(18)^2 \times 12} = 0,130 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,029$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,988$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_{s(\text{rive})} = \frac{M_{a(\text{inter})}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7,20 \times 10^3}{0,988 \times 18 \times 348} = 1,163 \text{ cm}^2.$$

a) Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) = \left(\frac{12 \times 20}{1000}; 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} \right)$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq \max[0,24; 0,26]$$

$$A_{\min(\text{inter})} = 0,26 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_{a \text{ doptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,26; 1,22) = 1,22 \text{ cm}^2.$$

➤ Le choix:

$$A_s = 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min(\text{rive})} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,26; 1,22) = 1,22 \text{ cm}^2.$$

➤ **Le choix:**

$$A_s = 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2.$$

4.4.2.4. Vérifications

a) L'influence de l'effort tranchant

D'après le BAEL91 (art A.5.1 ,211) :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}^u}{b_0 \times d} = \frac{15,28 \times 10^3}{12 \times 18 \times 100} = 0,707 \text{ MPa}.$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0,707 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement.

b) Section et écartement des armatures transversales A_t

b.1) Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t\min}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10\right) = 5,71 \approx 8 \text{ mm}.$$

On prend :

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 1 \phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2.$$

b.2) Calcul des espacements

$$\begin{cases} S_t \leq \min(0,9 \times d; 40) \text{ cm} \\ S_t \leq \min(16,2; 40) \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow S_t \leq 16,20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}.$$

b.3) La section des armatures transversales

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3k \cdot f_{ij})}{0,9 \cdot f_e \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots (*)$$

K=1 (fissuration non préjudiciable).

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$f_e E = 235 \text{ MPa} \quad ; \quad \gamma_s = 1,15$$

$$(*) \Rightarrow A_t \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3k \cdot f_{tj})}{0,9 \cdot f_e} \cdot b_0 \cdot s_t$$

$$A_t \geq \frac{1,15(0,707 - 0,3 \times 1 \times 2,1)}{0,9 \times 235} \times 0,12 \times 0,15$$

$$A_t = -0,753 \cdot 10^{-5}$$

La section exigée par la condition de non fragilité (B.A.E.L 91)

c) Pourcentage minimal des armatures transversales

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max (0,353; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$A_t \geq \left(\frac{0,4 \times b_0 \times s_t}{f_e} \right) = \frac{0,4 \times 0,12 \times 0,15}{235} = 3,06 \times 10^{-5} \text{ m}^2 \approx 0,30 \text{ cm}^2$$

Alors on adopte :

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 1 \phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2$$

d) Compression de la bille d'about

La contrainte de compression dans la bielle est:

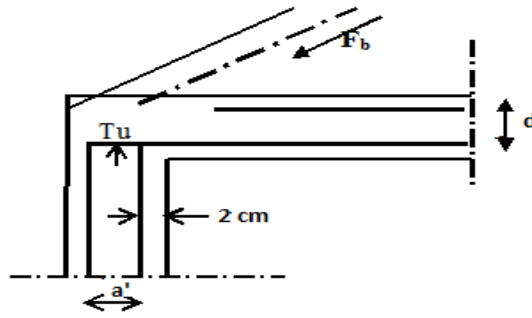


Figure IV.9 : Compression de la bille d'about

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \text{ avec : } \begin{cases} F_b = T_u \times \sqrt{2} \\ S = \frac{a \times b_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

$$D'où : \bar{\sigma}_b = \frac{2 \cdot T_u}{a \cdot b_0}$$

a = la longueur d'appui de la bielle $\leq 0,9 \times d$

On doit avoir : $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b$$

$$\frac{2T_u}{a \cdot b_0} \leq \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T_u \cdot \gamma_b}{0,8 \cdot b_0 \cdot f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 15,28 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,01 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9 \times d);$$

$$a' = c - c' - 2 \text{ cm} = 30 - 2 - 2 = 26 \text{ cm}$$

$a = \min(26 \text{ cm} ; 16,2 \text{ cm}) = 16,20 \text{ cm} > 0,01 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

e) Vérification à L' E .L .S

e.1) Au niveau des travées

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st}

Chapitre IV : Etude des planchers

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire} \\ \text{Acier } F_c E400 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Si : } a \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

e.2) Vérification des compressions dans le béton à l'E.L.S

- Si la condition ci-dessous est vérifiée la vérification des contraintes de compression dans le béton est inutile (sur appuis et en travées).

$$a \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100} ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau IV.5 : Vérification des compressions

/	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	α	$\left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Appui	15,80	11,54	0,150	0,434	Condition vérifiée
Travée	15,28	15,04	0,014	0,257	Condition vérifiée

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.

f) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que l'on a :

$$V_u \leq \bar{V}_u \text{ et } V_u \leq 0,267.a.b_0.f_{c28} \Rightarrow \frac{0,75.V_u}{b_0.f_{c28}} \leq \alpha \leq d$$

Lorsque « a » n'est pas donnée on utilise la formule suivant :

$$a = l_a - 2\text{cm} \text{ tel que : } l_a = l_s - \text{Type de crochet}$$

l_a : Longueur d'ancrage.

l_s : Longueur de scellement droit (donnée à partir du BAEL91)

On choisit par exemple un crochet de 90°

Donc : $l_a = l_s - 24,69\phi$ tel que : $l_s = 35\phi$ ($F_{c28} = 25\text{MPa}; F_e 400$)

$$l_a = 10,31\phi = 10,31 \times 1,00 = 10,31\text{cm}$$

$$\text{Alors : } a = l_a - 2 = 10,31 - 2 = 8,31\text{cm}$$

$$\bar{V}_u = 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} = 0,267(8,31 \times 12) \times 10^{-1} \times 25 = 66,56\text{KN.}$$

$$V_u \leq \bar{V}_u \Rightarrow 15,28\text{KN} \leq 66,56\text{KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Chapitre IV : Etude des planchers

g) Vérification des armatures longitudinales

Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être telle que l'on ait :

$$A_s \geq \frac{V_u}{f_e / \gamma_s}$$

$$A_s = \frac{1,15 \times 15,28 \times 10}{400} = 0,43 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 3,14 \text{ cm}^2 \geq 0,43 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

h) Vérification de la contrainte d'adhérence limite

Il faut vérifier que : $\tau_s \leq \bar{\tau}_s$

$$\tau_s = \frac{V_u}{0,9 \times 0,23 \Sigma u}; \quad (\Sigma u : \text{Étant la somme des périmètres utiles des barres})$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{tj}; \quad \text{Pour les armatures à H.A} \Rightarrow \psi_s = 1,5$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}; \quad \bar{\tau}_s = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

$$\Sigma u = 3 \times 2 \times \pi \times R = 3 \times 2 \times 3,14 \times 0,8 = 15,07 \text{ cm.}$$

$$\tau_s = \frac{15,28 \cdot 10^{-3}}{0,9 \times 0,23 \times 0,151} = 0,48 \text{ MPa.}$$

Donc $\tau_s = 0,48 \text{ MPa} < \bar{\tau}_s = 2,84 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

i) Vérification de la flèche

D'après BAEL 91 modifiée 99 : $f \leq f_{adm}$

Avec : $F_{adm} = \frac{L_{max}}{500} \rightarrow L_{max}$: la portée maximale

Dans notre cas, on a : $L_{max} = 4,40 \text{ m}$

$$F_{adm} = \frac{4,40}{500} = 0,0088 \text{ m.}$$

Chapitre IV : Etude des planchers

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{440} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow (0,045 \geq 0,0444) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{10 \cdot M_{0ser}} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{440} \geq \frac{4,70}{10 \times 11,54} \right) \Rightarrow (0,045 \geq 0,040) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left(\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{L}{f_e} \right) \Rightarrow \left(\frac{3,14}{12,18} = 0,257 \leq \frac{4,40}{400} = 0,011 \right) \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Vu que la 3^{ème} condition ne pas vérifier; on procédera donc au calcul de la flèche.

Donc on passe au calcul pratique de la flèche:

On va calculer:

$$F_i = \frac{M_i \cdot L^2}{10E_i \cdot I_{f_i}} ; F_v = \frac{M_v \cdot L^2}{10E_v \cdot I_{f_v}}$$

F_i : Flèche due aux charges de faible durée d'application.

F_v : Flèche due aux charges de longue durée d'application

$$\text{Avec : } E_i = 11000(f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{1/3} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$I_{f_i} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_i} ; I_{f_v} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section total rendue homogène /à l'axe passant par son C.D.G ;

I_{f_i} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées ;

I_{f_v} : Moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée.

i.1) Détermination du centre de gravité :

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i}$$

$$y_G = \frac{(65 \times 4)(2 + 20 - 4) + [(20 - 4)12(20 - 4)/2] + 15 \times 2,36 \times 2}{(65 \times 4) + (20 - 4)12 + 15 \times 2,36}$$

$$y_G = 12,90 \text{ cm}$$

i.2) Détermination du moment d'inertie :

$$I_g = \frac{by_G^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h_t - y_G)^3}{3} + 15A_s(d - y_G)^2$$

$$I_g = \frac{65(12,90)^3}{3} - \frac{(65 - 12)(12,90 - 4)^3}{3} + \frac{12(20 - 12,90)^3}{3} + 15 \times 2,36(18 - 12,90)^2$$

$$I_g = 36409,54 \text{ cm}^4.$$

i.3) Charges prises en comptes :

1-charge avant mise de revêtement : $j = 2,80 \times 0,65 = 1,82 \text{ KN/m}^2$.

2-charge après mise de revêtement : $G = 6,48 \times 0,65 = 4,21 \text{ KN/m}^2$.

3-charge total à l'E.L.S : $P = (G + Q); P = (6,48 + 1) \times 0,65 = 4,86 \text{ KN/m}^2$.

i.4) Calcul des moments correspondants :

$$M_j = 0,85 \times J \times L^2 / 8 = 0,85 \times 1,82 \times 4,40^2 / 8 = 3,74 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,85 \times G \times L^2 / 8 = 0,85 \times 4,21 \times 4,40^2 / 8 = 8,65 \text{ KN.m}$$

$$M_P = 0,85 \times P \times L^2 / 8 = 0,85 \times 4,86 \times 4,40^2 / 8 = 9,99 \text{ KN.m}$$

i.5) calcul des contraintes :

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{A_s \cdot Z} = \frac{M_j}{A_s \cdot d(1 - 0,4\alpha_t)} = \frac{M_j}{A_s \cdot d(1 - 0,4[1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})])} = \frac{3,74 \cdot 10^3}{2,36 \times 17,82} = 88,93 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{M_G}{A_s \cdot Z} = \frac{8,65 \cdot 10^3}{2,36 \times 17,82} = 205,68 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_P}{A_s \cdot Z} = \frac{9,99 \cdot 10^3}{2,36 \times 17,82} = 237,54 \text{ MPa.}$$

i.6) Calcul des coefficients :

$$f = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{3,14}{12 \cdot 18} = 0,014$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b_0/b) \cdot f} = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3(12)/65) \times 0,014} = 2,93$$

$$\lambda_v = (2/5) \cdot \lambda_i = 1,17$$

i.7) Calcul des coefficients (μ_i) :

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot F \cdot \sigma_{si}) + f_{t28}}$$

$$\mu_j = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,014 \times 88,93) + 2,1} \right] = 0,48$$

$$\mu_G = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,014 \times 205,68) + 2,1} \right] = 0,73$$

$$\mu_P = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,014 \times 237,54) + 2,1} \right] = 0,76$$

i.8) Calcul des moments d'inertie après fissuration

$$I_{Fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_i)}; I_0 = I_G$$

$$\text{Avec : } I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d'' \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \right]$$

$$\text{avec : } d'' = h - (\Phi + c) = 20 - (0,10 + 2) = 17,9 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 \left[2,36 \left(\frac{20}{2} - 17,9 \right)^2 + 0 \right] = 45542,64 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fj} = \frac{1,1 \times 45542,65}{(1 + 2,93 \times 0,48)} = 20818,19 \text{ cm}^4; I_{FG} = \frac{1,1 \times 45542,65}{(1 + 2,93 \times 0,73)} = 15960,02 \text{ cm}^4.$$

$$I_{FP} = \frac{1,1 \times 45542,65}{(1 + 2,93 \times 0,76)} = 15525,26 \text{ cm}^4; I_{FV} = \frac{1,1 \times 45542,65}{(1 + 1,17 \times 0,73)} = 27019,53 \text{ cm}^4.$$

i.9) Calcul des valeurs de la flèche correspondantes

$$F_i = \frac{M_i \times L^2}{10 \times E_i \times I_{Fi}}$$

$$F_{ij} = \frac{3,74 \times (4,40)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 20818,19} = 0,108 \text{ cm}; F_{ig} = \frac{8,65 \times (4,40)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 15960,02} = 0,326 \text{ cm}.$$

$$F_{ip} = \frac{9,99 \times (4,40)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 12565,69} = 0,478 \text{ cm}; F_{iv} = \frac{8,65 \times (4,40)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 27019,53} = 0,192 \text{ cm}.$$

$$F_{\text{total}} = F_{vg} - F_{ij} + F_{ip} - F_{ig}$$

$$F_{\text{total}} = 0,192 - 0,108 + 0,478 - 0,326 = 0,236 \text{ cm}$$

$$F_{\text{total}} = 0,236 \text{ cm}.$$

$$F_{\text{total}} = 0,236 \text{ cm} < f_{\text{adm}} = 0,88 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

4.4.2.5. Schémas de ferrailage des poutrelles (Terrasse)

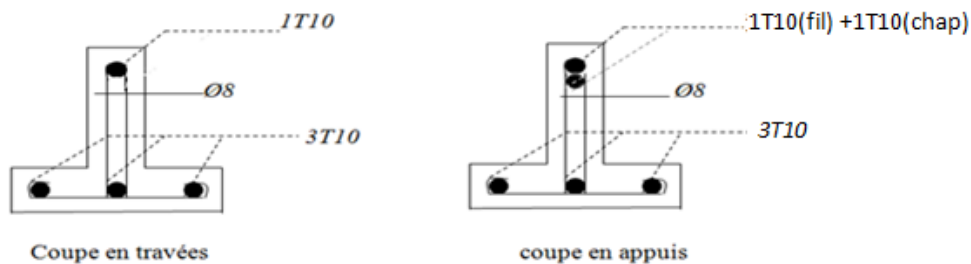


Figure IV.10 : Ferrailage des poutrelles de rive

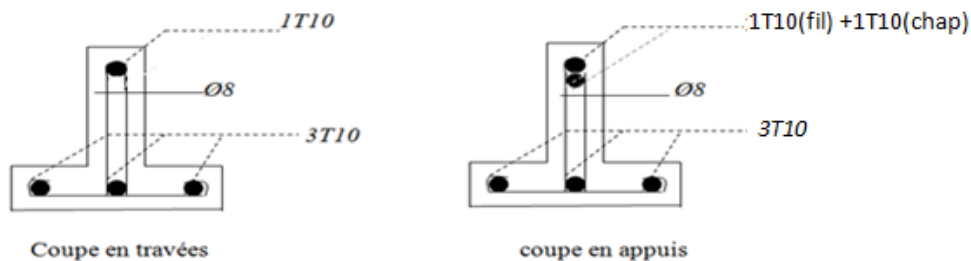


Figure IV.11 : Ferrailage des poutrelles intermédiaire

❖ Calcul le ferrailage de la dalle de compression

La dalle doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage des barres, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

- 20cm (5.par m) pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles.
- 33cm (3.par m) pour les armatures parallèle aux poutrelles.

➤ section minimale des armatures perpendiculaire aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq 200/fe \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } l \leq 50\text{cm}$$

$$A_{\perp} \geq 4L/fe \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } 50\text{cm} \leq l \leq 80\text{cm}$$

Avec l : l'écartement entre axe des nervures

➤ section minimale des armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} \geq A_{\perp}/2$$

$$L = 0,65 \text{ m}$$

Chapitre IV : Etude des planchers

$f_e = 235 \text{ Mpa}$

$50\text{cm} \leq L = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_{\perp} \geq 4 \times 65 / 235 = 1,10 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On prend $A_{\perp} = 6 \phi 5 = 1,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_{//} \geq 1,18/2 = 0,59 \text{ cm}^2/\text{ml}$ on prend $A_{//} = 6 \phi 5 = 1,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On prend un quadrillage de section TS $\phi 5$ avec un espacement de 15cm.

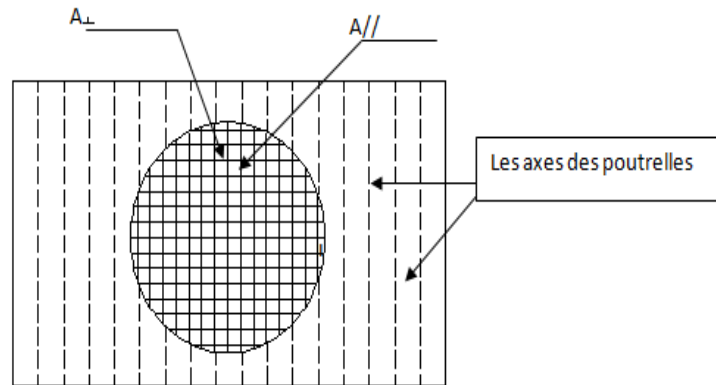


Figure IV.12 : Schéma de Ferrailage de la dalle de compression

4.5. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présentés le calcul de type de plancher et le ferrailage des poutrelles et de la dalle de compression.

Chapitre V

Etude statique et dynamique

5.1. Introduction

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

L'excitation sismique engendre des forces dans la structure qui peuvent amener à une ruine brutale, donc il est nécessaire d'étudier le comportement ou bien la réponse de la structure sous l'action sismique pour garantir un degré de protection acceptable à la construction en cas de séisme ou tremblement de terre, et éviter au maximum les dégâts qui pourraient être provoqués par ce phénomène.

5.2. Objectif de l'étude dynamique

- ❖ L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.
- ❖ le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage lors de ses vibrations.

5.3. Modélisation de la structure

La modélisation numérique de la structure est faite en éléments finis à l'aide du logiciel ETABS, qui permet à la fois l'analyse statique et l'analyse dynamique (analyse des vibrations libres, analyse modale spectrale...etc.). C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir faire l'analyse de l'ouvrage a étudié.

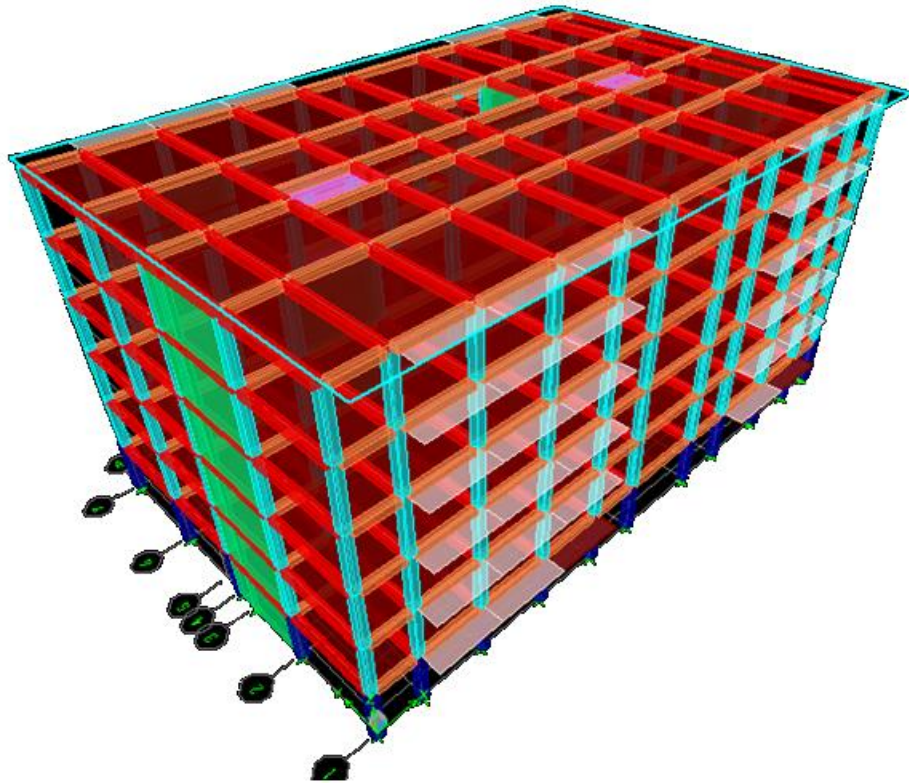


Figure.V.1 : Modèle 3D de la structure

5.4. Combinaison d'action

On utilise les combinaisons d'actions ci-dessous, selon les états limites :

ELU : $1,35 G + 1,5Q$

ELS : $G + Q$

ELA : $G + Q + E$

ELA : $0,8G \pm E$

5.5. Calcul sismique

Plusieurs conceptions parasismiques et diverses méthodes de calcul ont été proposées, parmi lesquelles on distingue quatre méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.
- Méthode d'analyse statique non linéaire.

5.5.1. Méthode statique équivalente

▪ Principe de la méthode :

Dans cette méthode Règlement parasismique algérien propose de remplacer les forces réelles dynamique engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

▪ Domaine d'application :

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article (4.1.2) du R.P.A 99, Ces conditions sont restées inchangées dans la version 2003.

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

- ✚ Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites avec une hauteur au plus égale à 17m en zones I.
- ✚ Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous groupes

Zone II : Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux 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 III et II_b : Groupe d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

5.5.2. Méthode d'analyse modale spectrale

▪ Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

▪ Domaine d'application :

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

5.5.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

▪ Principe de la méthode :

Le même principe que la méthode d'analyse modale spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

5.6. Présentation du logiciel ETABS

Le programme ETABS (**E**xtended **T**hree Dimensional **A**nalyse of **B**uilding **S**ystems) est un logiciel d'analyse statique et dynamique des structures. Et de modélisation des structures d'ingénierie, Il est basé sur la méthode des éléments finis et sur la théorie de l'élasticité linéaire pour la version qu'on utilise.

Il offre les performances de technologie d'aujourd'hui, capacité de calcul et vitesse d'exécution et autres avantages relevant du domaine des bâtiments.

5.7. Choix de la méthode de calcul

• Caractéristiques de bâtiment à l'étude dynamique

Critères de classification par le RPA 99 V. 2003

- Le bâtiment considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne groupe 2 (bâtiments d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48m).
- Le sol est de catégorie S2 (sol ferme).
- Le bâtiment se trouve dans une zone de sismicité moyenne zone **IIa**.
- Le bâtiment étudié fait 21,56 m (R+5) de hauteur. Le système structurel est constitué de portique et voile.

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale en utilisant le logiciel de calcul « **ETABS V.09** ».

5.8. Poids totale de la structure (W)

$$W = \sum_{i=0}^n W_i$$

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

Avec :

W_{Gi} : Poids due aux charges permanentes.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération.

Avec :

$\beta = 0,2$ (Pour un bâtiment à usage habitation).

- **Principe de détermination des poids (W_t) de la structure**

- a. **Les niveaux étages :**

Soit (S) La surface du plancher en m^2 . Le poids de ce niveau est calculé comme suite :

- Poids de Plancher = $G \times S$
- Poids des Poteaux = $n \times b \times h \times \gamma_{BA} \times h_t$
- Poids des poutres principales = $b \times h \times \gamma_{BA} \times \sum L$
- Poids des poutres secondaires = $b \times h \times \gamma_{BA} \times \sum L$
- Poids des murs extérieurs = $0,8 \times G_m \times h_t \times \sum L$
- Poids des murs voile = $e_p \times h_t \times \gamma_{BA} \times \sum L$
- Poids des escaliers = $G \times S_{Paillasse} + G \times S_{Palier}$
- Poids des balcons = $G \times S_{balcon}$

$$W_{g \text{ étage}} = \sum \text{des poids propres}$$

$$W_{Q \text{ étage}} = Q_{\text{étage}} \times S$$

Le poids total du niveau :

$$W_T = W_{g \text{ étage}} + \beta W_{Q \text{ étage}}$$

- b. **Le niveau terrasse :**

- Poids de Plancher = $G \times S$
- Poids des Poteaux = $n \times b \times h \times \gamma_{BA} \times \frac{h_t}{2}$.
- Poids des poutres principales = $b \times h \times \gamma_{BA} \times \sum L$
- Poids des poutres secondaires = $b \times h \times \gamma_{BA} \times \sum L$
- Poids des murs extérieurs = $0,8 \times G_m \times \frac{h_t}{2} \times \sum L$
- Poids des murs voile = $e_p \times \frac{h_t}{2} \times \gamma_{BA} \times \sum L$
- Poids d'acrotère = $G_{\text{acrotère}} \times L$

$$W_{g \text{ terrasse}} = \sum \text{des poids propres}$$

Le poids total du niveau :

$$W_T = W_{g \text{ étage}} + \beta W_{Q \text{ étage}}$$

➤ **Calcul des surfaces de la structure :**

$$S_{RDC} = 567,95 \text{ m}^2$$

$S_1 ; S_2 ; S_3 ; S_4$: Sont les surfaces correspondantes à chaque niveau sauf le niveau terrasse

$$S_{\text{étage}} = 597,90 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{terrasse}} = 609,23 \text{ m}^2$$

On résume le calcul manuel du poids de chaque niveau dans le tableau récapitulatif suivant :

Tableau V.1 : Tableau récapitulatif de poids de la structure

Niveau	W_{Gi} (KN)	W_{Qi} (KN)	$0,2 W_{Qi}$ (KN)	W_i (KN)
Terrasse	3862,51	609,23	121,84	3984,35
4 ^{eme} étage	2911,77	597,90	119,58	3031,35
3 ^{eme} étage	2911,77	597,90	119,58	3031,35
2 ^{eme} étage	2911,77	597,90	119,58	3031,35
1 ^{eme} étage	2911,77	597,90	119,58	3031,35
RDC	3765,91	567,95	113,59	3879,50

Le poids total du bâtiment :

$$W_T = 32975,78\text{KN}$$

5.9. Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.2.3.des R.P.A99/Version 2003 :

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

Avec :

A: Le coefficient d'accélération de zone A est donne par le tableau (4.1) du R.P.A en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas nous avons une structure située en Zone (IIa) avec un groupe d'usage 2.

Donc : **A = 0,15.**

D: Le Facteur d'amplification dynamique moyenne D en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T):

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

η : Le facteur de correction d'amortissement « η » est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau(4.2)du R.P.A99/Version 2003.

Donc : $\xi = 10 \%$.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = \sqrt{\frac{7}{2 + 10}} = 0,76$$

T_1, T_2 : Période caractéristique associé la catégorie du sol :(Tableau 4.7 de R.P.A)

On a : un sol ferme (site 2).

$$\begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ sec} \\ T_2 = 0,40 \text{ sec} \end{cases}$$

T : La valeur de la période fondamentale « T » de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

D'après l'R.P.A, les formules empiriques à utiliser sont :

$$T = C_t h_N^{3/4}$$

$$T = 0,09 \times h_N / \sqrt{D}$$

Avec :

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

Donc: $h_N = 21,56 \text{ m}$

C_t : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le tableau (4.6) du R.P.A 99 /V 2003.

Donc : $C_t = 0,05$

$$T = C_t h_N^{3/4} = 0,05 \times (21,56)^{3/4} = 0,500 \text{ sec}$$

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

Avec:

$$\begin{cases} D_x = 30,70 \text{ m} \\ D_y = 18,50 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_x = 0,09 \times 21,56 / \sqrt{30,70} = 0,3502 \text{ s} \\ T_y = 0,09 \times 21,56 / \sqrt{18,50} = 0,4511 \text{ s} \end{cases}$$

Donc, il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données précédemment :

$$T = \min(T_{\text{empirique}}; T_x) \rightarrow T = \min(0,500 \text{ s}; 0,3502 \text{ s}) \rightarrow T_x = 0,3502 \text{ s}$$

$$T = \min(T_{\text{empirique}}; T_y) \rightarrow T = \min(0,500 \text{ s}; 0,4511 \text{ s}) \rightarrow T_y = 0,4511 \text{ s}$$

1. Sens x :

$$0 \leq T_x \leq T_2 \rightarrow 0 \leq 0,3502 \text{ s} \leq 0,40 \text{ s}$$

Donc :

$$D_x = 2,5\eta = 2,5 \times 0,76 = 1,90$$

2. Sens-y :

$$T_2 \leq T_y \leq 3,0 \text{ s} \rightarrow 0,40 \leq 0,4511 \text{ s} \leq 3,0 \text{ s}$$

Donc :

$$D_y = 2,5\eta \left(T_2 / T_y \right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,76 \left(0,40 / 0,4511 \right)^{\frac{2}{3}} = 1,75 \text{ s}$$

Q : Facteur de qualité

La valeur de Q est déterminée par la formule (Tableau 4.4 ; RPA 99.V 2003) :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Tel que : P_q est la valeur des pénalités.

Tableau V.2: Valeurs des pénalités

Critère [Q]	Observée (Oui/Non)	Pq // xx	Observée (Oui/Non)	Pq // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Non	0,05	Oui	0
Régularité en plan	Non	0,05	Oui	0,05
Régularité en elevation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0,05	Non	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0,1	Non	0,1

$$Q_X = 1 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0 + 0,05 + 0,1 = 1,25$$

$$Q_Y = 1 + 0 + 0 + 0,05 + 0 + 0,05 + 0,1 = 1,20$$

R : Coefficient de comportement de la structure.

La valeur de R est donnée par le tableau (4.3.RPA99/ V.2003) en fonction du système de Portiques contreventés par des voiles (R=4).

✚ La force sismique

On calcule la force sismique selon les deux directions X et Y avec le poids totale de la structure :

$$W_T = 32975,78\text{KN}$$

a. Direction X :

$$V_X = \frac{A \times D_X \times Q_X \times W}{R} = \frac{0,15 \times 1,90 \times 1,25 \times 32975,78}{4} = 2936,90\text{KN}$$

Donc : $V_X = 2936,90\text{KN}$

b. Direction Y :

$$V_Y = \frac{A \times D_y \times Q_y \times W}{R} = \frac{0,15 \times 1,75 \times 1,20 \times 32975,78}{4} = 2596,84\text{KN}$$

Donc : $V_Y = 2596,84\text{KN}$

5.10. Spectre de réponse de calcul

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

R : Coefficient de comportement de la structure.

Q : Facteur de qualité.

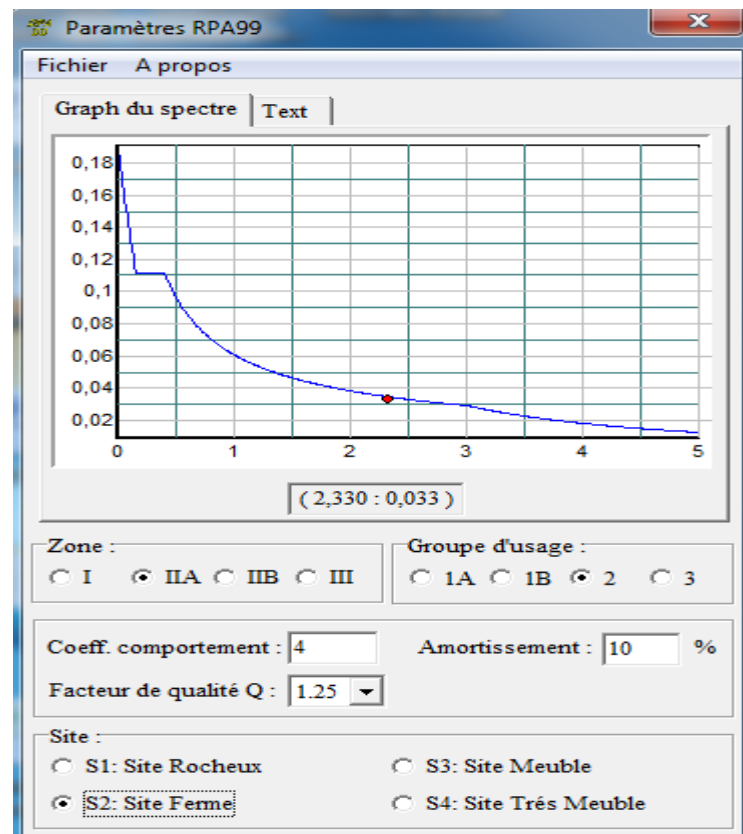
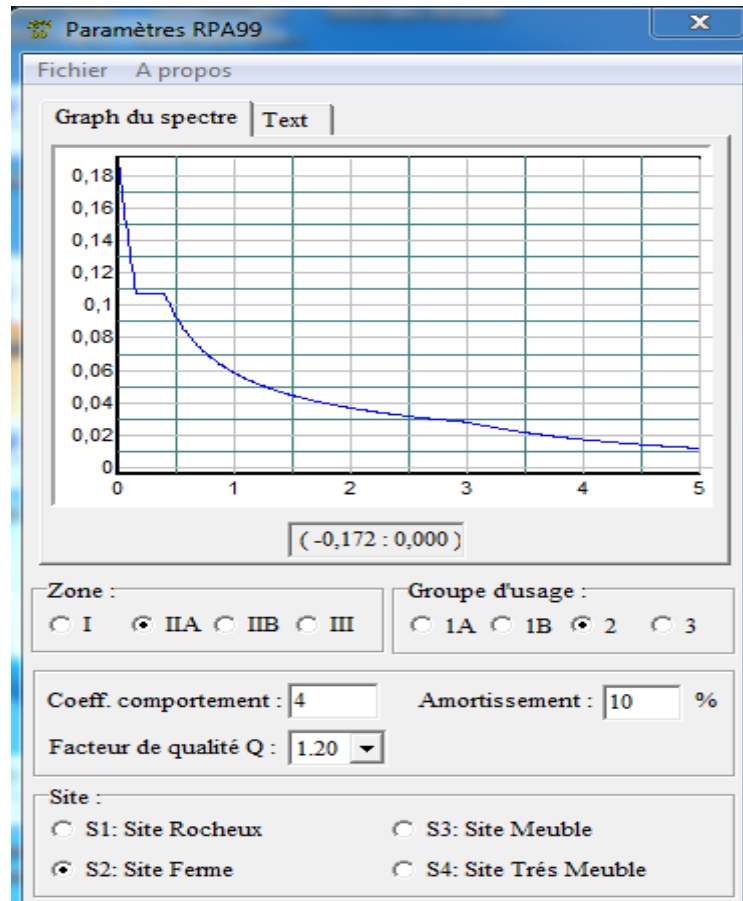


Figure V.2 : Spectre de réponse de calcul

5.11. Disposition des voiles

Le système structural choisi, c'est des portiques contreventés par des voiles en béton armé.

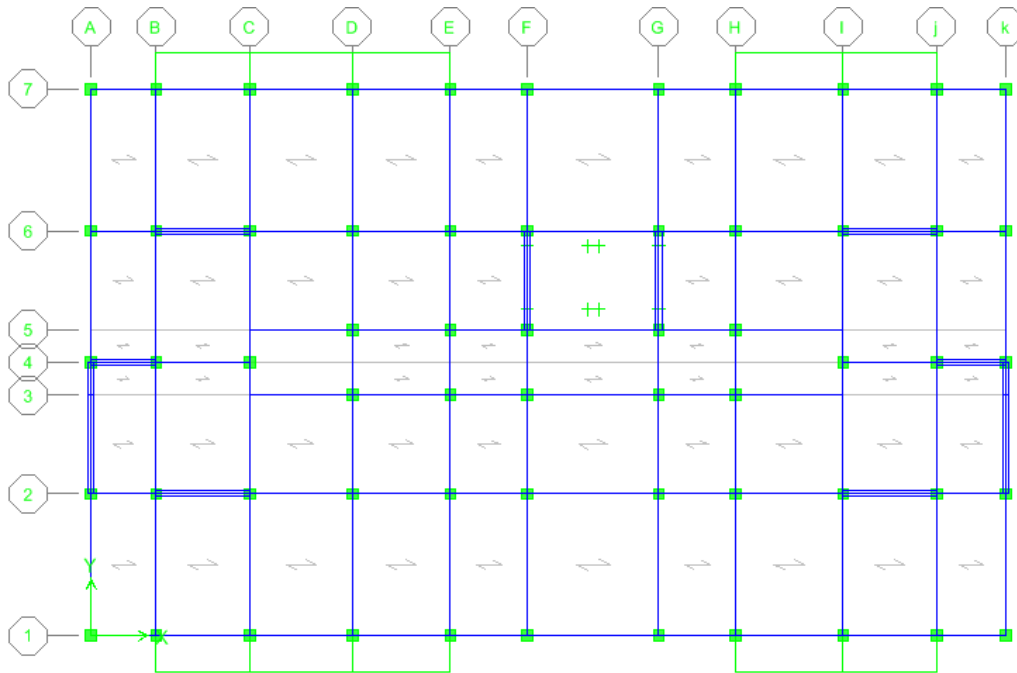


Figure V.3 : La Disposition des voiles

Le tableau IV.3 résume toutes les données relatives aux périodes et les participations massiques de tous les modes ; données par le logiciel ETABS.

Les trois premiers modes de vibration sont comme suite :

Tableau V.3 : Participation des masses cumulées

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,581666	68,0892	0,0013	68,0892	0,0013
2	0,502092	0,0027	70,6693	68,0919	70,6706
3	0,413058	2,3002	0,2596	70,3921	70,9302
4	0,139629	18,0756	0,0074	88,4678	70,9375
5	0,122758	0,031	19,94	88,4988	90,8775
6	0,101444	1,0358	0,1537	89,5346	91,0312
7	0,062322	6,5367	0,0213	96,0713	91,0525



Figure V.4 : Première mode ($T=0,581$ sec) principal de vibration suivant X

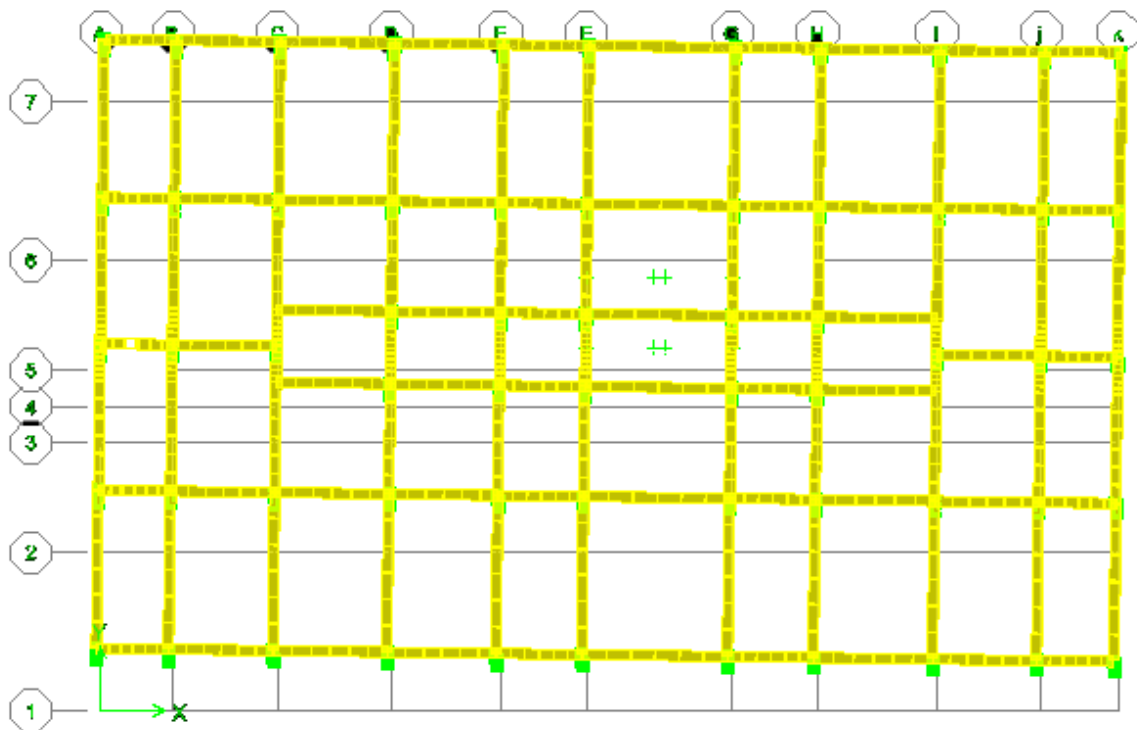


Figure V.5 : deuxième mode ($T= 0,502$ sec) principal de vibration suivant Y



Figure V.6 : Troisième mode ($T=0,413$ sec) principal de vibration en torsion

5.12. Vérifications des résultats vis-à-vis de l’RPA99-2003

5.12.1. Vérifications de participation de la masse

- Le sens suivant (X) : $\sum \alpha_x = 96,0713\% > 90\%$ Condition vérifiée.
- Le sens suivant (Y) : $\sum \alpha_y = 91,0525\% > 90\%$ Condition vérifiée.

5.12.2. Vérification de la période fondamentale de la structure

D’après résultats obtenus par **ETABS**, le premier (01) mode de vibration donne une valeur de période égale à **0,581 sec**.

On doit vérifier que la période dynamique ne dépasse pas la valeur de la période statique fondamentale majorée de 30%.

Donc :

$$T_{\text{dynamique}} = 0,581 \text{ sec} < T_{\text{statique}} = 1,30T_{\text{empirique}} = 0,585 \text{ sec} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

5.12.3. Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon le RPA (Art 4.3.6), la résultante des forces sismiques à la base 'V_i' obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente 'V'.

- Suivant l'axe (X) : $V_{tx} = 2448,27\text{KN} > 0,8 V = 2324,99 \text{KN}$ Condition vérifiée.

- Suivant l'axe (Y) : $V_{ty} = 2630,28\text{KN} > 0,8 V = 2055,78\text{KN}$ Condition vérifiée.

5.12.4. Vérification au renversement

Pour vérifier la stabilité au renversement de bâtiment on utilise la formule suivante :

$$\frac{M_S}{M_r} \geq 1,50$$

M_S : Moment stabilisateur due aux charges verticales.

Avec:

$$M_S = \frac{W \times L}{2}$$

M_r : moment renversant obtenu depuis les résultats d'analyse par logiciel (ETABS).

W : Poids du bâtiment.

❖ **Sens longitudinal :**

$$M_S = \frac{W \times L_x}{2} = \frac{32975,78 \times 30,70}{2} = 506178,223\text{KN.m}$$

$$M_r = 33768,168 \text{KN.m}$$

Donc :

$$\frac{M_S}{M_r} = \frac{506178,223}{33768,168} = 14,98 \geq 1,50 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Sens transversal :**

$$M_S = \frac{W \times L_y}{2} = \frac{32975,78 \times 18,50}{2} = 305025,965 \text{KN.m}$$

$$M_r = 36429,154 \text{KN.m}$$

Donc :

$$\frac{M_S}{M_r} = \frac{305025,965}{36429,154} = 8,37 \geq 1,50 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

La stabilité au renversement est alors vérifiée dans les deux sens.

5.12.5. Vérification de l'effort normal réduit

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$v = \frac{N_d}{(B_c \times f_{cj})} \leq 0,30$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton.

Tableau V.4: Vérification de l'effort normal réduit

Type de poteaux	N_d (KN)	B (Cm^2)	v	Remarque
40×40	1033.55	1600	0,25	Condition vérifiée
35×35	698,954	1225	0,22	Condition vérifiée

5.12.6. Justification Vis A Vis Des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau "**k**" de la structure est calculé par la relation suivant :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec:

δ_k : Déplacement horizontal de l'étage **k**.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de la torsion).

R: Coefficient de comportement de la structure.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau **k** par rapport à niveau **k-1** donné par l'expression.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

✚ Direction X-X :

Tableau V.5: Déplacements relatifs inter étages suivant X-X

Etage	δ_{ek}^x (m)	δ_k^x (m)	Δ_k^x (m)	1%. h_k (m)	Remarque
5	0,0273	0,1092	0,0204	0,0306	Vérifiée
4	0,0222	0,0888	0,022	0,0306	Vérifiée
3	0,0167	0,0668	0,0224	0,0306	Vérifiée
2	0,0111	0,0444	0,0208	0,0306	Vérifiée
1	0,0059	0,0236	0,0156	0,0306	Vérifiée
RDC	0,0020	0,008	0,008	0,0306	Vérifiée

✚ Direction Y-Y :

Tableau V.6: Déplacements relatifs inter étages suivant Y-Y

Etage	δ_{ek}^y (m)	δ_k^y (m)	Δ_k^y (m)	1%. h_k (m)	Remarque
5	0,0003	0,0012	0,0000	0,0306	Vérifiée
4	0,0003	0,0012	0,0004	0,0306	Vérifiée
3	0,0002	0,0008	0,0004	0,0306	Vérifiée
2	0,0001	0,0004	0,0000	0,0306	Vérifiée

1	0,0001	0,0004	0,0004	0,0306	Vérifiée
RDC	0,0000	0,0000	0,0000	0,0306	Vérifiée

Nous avons remarqué que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, donc la condition de (Article 4 .4.3) RPA99/V. 2003 est vérifiée.

5.12.7. Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,10$$

Avec :

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau **k**.

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

Avec:

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau **k**.

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

Δ_k : Déplacement relatif du niveau **k** par rapport à niveau **k-1**.

h_k : Hauteur de l'étage **k**.

✚ Si $0,1 < \theta_k \leq 0,2$ les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$ selon le RPA99/ V. 2003 (Art 5.9).

✚ Si $\theta_k > 0,2$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec:

$$\begin{cases} F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7s \\ F_t = 0,07 TV & \text{si } T > 0,7s \end{cases}$$

Les résultats obtenus sont représentés dans les tableaux suivants :

- **Suivant X-X :**

Tableau V.7: Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ suivant X-X

Etage	h (m)	V_k^x (KN)	P_k (KN)	Δ_k^x (m)	θ_x
5	18,36	729,14	5492,29	0,0204	0,0083
4	15,30	1378,81	11514,71	0,022	0,0120
3	12,24	1877,21	17574,53	0,0224	0,0171
2	9,18	2208,65	23634,26	0,0208	0,0242
1	6,12	2385,73	29694,00	0,0156	0,0317
RDC	3,06	2448,11	36120,76	0,008	0,0385

- **Suivant Y-Y :**

Tableau V.8: Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ suivant Y-Y

Etage	h (m)	V_k^y (KN)	P_k (KN)	Δ_k^y (m)	θ_y
5	18,36	434,94	5492,29	0,0000	0,0000
4	15,30	809,93	11514,71	0,0004	0,0003
3	12,24	1109,92	17574,53	0,0004	0,0005
2	9,18	1334,91	23634,26	0,0000	0,0000

1	6,12	1484,90	29694,00	0,0004	0,0013
RDC	3,06	1561,96	36120,76	0,0000	0,0000

5.12.8. Calcul de centre de masse

Les valeurs de centre de rigidité et centre de masse données par logiciel ETABS sont représentées dans le Tableau suivant :

Tableau V.9: Centre de rigidité et centre de masse de la structure

Etages	Centre de masse [m]		Centre de rigidité [m]		Excentricité théorique [m]	
	X	Y	X	Y	X	Y
RDC	15,104	9,026	15,724	9,024	0,620	0,002
E1	15,150	9,025	15,623	8,939	0,473	0,086
E2	15,150	9,025	15,547	8,843	0,397	0,182
E3	15,150	9,025	15,492	8,755	0,342	0,270
E4	15,134	9,012	15,450	8,680	0,316	0,332
E5	15,122	8,996	15,422	8,621	0,300	0,375

Le RPA limite l'excentricité accidentelle à une valeur maximale de 5% de la plus grande dimension dans les deux directions de la structure.

✚ Direction X-X :

$$e = \max(e_{\text{théorique}}; e_{\text{RPA}})$$

Avec:

$$e_{\text{RPA}} = 5\% L_{\text{max}}$$

$$e_x = \max(1,535; 0,620) \rightarrow e_x = 1,535\text{m}$$

✚ Direction Y-Y :

$$e_y = \max(0,925; 0,375) \rightarrow e_y = 0,925\text{m}$$

Conclusion :

L'excentricité théorique est inférieure à l'excentricité accidentelle, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents est inférieur à la hauteur d'étage.

Chapitre VI

Ferrailage des éléments structuraux

6.1. Introduction

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le CBA93 et RPA99 version 2003.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

les combinaisons données par les règles du **CBA 93** :

✓ E.L.U : $1,35G + 1,5Q$

✓ E.L.S : $G + Q$

❖ les combinaisons données par les règles **RPA99 version 2003** ► ► Art [5.2] ◀ ◀

✓ $G + Q \pm E$

✓ $0,8 G \pm E$

Avec :

➤ G : charges permanentes.

➤ Q : charges d'exploitations.

➤ E : charges sismiques.

6.2. Ferrailage des poutres

6.2.1. Introduction

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations:

Tableau VI.1: Les données de calcul

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma_b = 1,5$	$\gamma_c = 1,15$	$\gamma_b = 1,15$	$\gamma_c = 1,00$
$\sigma_b = 25 \text{ MPA}$	FeE 400	$\sigma_b = 25 \text{ MPA}$	FeE 400
$\bar{\sigma}_b = 14,20 \text{ MPA}$	$\sigma_s = 348 \text{ MPA}$	$\bar{\sigma}_b = 18,50 \text{ MPA}$	$\sigma_s = 400 \text{ MPA}$

6.2.2. Recommandation du RPA99 version 2003

6.2.2. a. Armatures longitudinales [1] ►► Art [7.5.2.1] ◄◄

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.

- ✓ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de:
 - 4% en Zone courante.
 - 6% en Zone nodale.
- ✓ Les poutres supportant des faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en Zone IIa.
- ✓ A Travée et appui $\geq A_{min}$ CBA et Amin RPA
- ✓ A Travée et appui $\leq A_{max}$ RPA

6.2.2. b. Armatures transversales [1] ►► Art [7.5.2.2] ◄◄

La quantité d'armatures transversales est donnée par : $A_t = 0,003 \cdot St \cdot b$

- b : largeur de la poutre.
- St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

$$\begin{cases} St \leq h/2 \text{ en Zone courante} \\ St \leq \min (h/4 ; 12\phi) \text{ Zone nodale} \end{cases}$$

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les Tableaux suivants :

- Ferrailage longitudinal des poutres principales et secondaires:

On a deux types de poutres à étudier :

- Poutres principales \longrightarrow P.P $(40 \times 30) \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires \longrightarrow P.S $(35 \times 30) \text{ cm}^2$

6.2.2.1. Étude des poutres principales P.P $(40 \times 30) \text{ cm}^2$

Calcul des armatures longitudinales selon le R.P.A 99

$$\begin{cases} A_{min} = 0,5\% \cdot 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2 \\ A_{max} = 4\% \cdot 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante} \\ A_{max} = 6\% \cdot 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement} \end{cases}$$

Tableau V.2: Ferrailage longitudinal des poutres principales

Niveau	Position	Mu (KN.m)	Combinaison	A' (cm ²)	Acalcul (cm ²)	Achoisies (cm ²)
Terrasse	Travée	20,98	1.35G+1.5Q	0	2.45	4T10 = 3,14
	Appui	-7,20	1.35G+1.5Q	0	1.22	2T10 = 1,57
Etages	Travée	9,53	0.8G -Ey	0	1,54	3T10 = 2,36
	Appui	-6,62	G+Q+Ey	0	1.02	2T10 = 1,57

Calcul des armatures longitudinales selon le B.A.E.L 91

Le calcul ci-dessous est effectué pour la poutre principale.

b1. En travée

- **E.L.U :**

$$M_t = 20,98 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{20980}{14,20 \times 35 \times (36)^2} = 0,032 < \mu = 0.392 \text{ (acier FeE400)}$$

$$A = \frac{M_{tu}}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta} = \frac{20980}{348 \times 36 \times 0,937} = 1,78 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 35 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,52 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$A = \max(A_{cal}, A_{RPA}, A_{\min})$$

$$A = \max(1,78, 6,00, 1,52)$$

$$A = 4T14 + 2T12 = 8,42 \text{ cm}^2$$

- **Vérification à E.L.S :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, il suffit de vérifier que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Fe400} \end{array} \right\} \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{20980}{15040} = 1,39$$

$$\alpha = 0,025 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,44 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton \Rightarrow Les armatures calculées à E.L.U.R conviennent à E.L.S.

En appui:

- **E.L.U.R :**

$$M_{au} = 7,20 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$A = \frac{M_{au}}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta} = \frac{7200}{348 \times 36 \times 0,91} = 0,63 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1,52 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$A = 4T14 + 2T12 = 8,42 \text{ cm}^2$$

- **Vérification à E.L.S :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, il suffit de vérifier que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Fe400} \end{array} \right\} \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{7200}{4780} = 1,50$$

$$\alpha = 0,24 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,50 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton \Rightarrow Les armatures calculées à E.L.U.R conviennent à E.L.S.

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

$$T_{\max} = 15,28 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{15280}{350 \times 360} = 0,12 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{ad} = \min \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{(Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c. Calcul des armatures transversales

1. Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, Q_{L\min}, \frac{b}{10} \right) \text{ Selon le B.A.E.L 91}$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{40}{35}, 1,6, \frac{35}{10} \right) = 1,14 \text{ cm.}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

Espacement des armatures transversales

- **En zone nodale**

$$\delta_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \times Q_L \right) \text{ Selon le R.P.A 99}$$

$$\delta_t \leq \min \left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,6 \right) = 10 \text{ cm.}$$

On prend $\delta_t = 10 \text{ cm}$.

- **En zone courante**

$$\delta_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm. Selon}$$

On prend $\delta_t = 15 \text{ cm}$.

3. Section des armatures transversales

$$A_t = 0,003 \cdot \delta_t \cdot b \text{ Selon le R.P.A 99}$$

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,575 \text{ cm}^2$$

On prend $A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

4. Vérification des espacements

$$\delta_{t_1} \leq \min(0,9 \cdot d, 40 \text{ cm})$$

$$\delta_{t_1} \leq \min(36, 40 \text{ cm}) = 36 \text{ cm}$$

- $$\delta_{t_2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right)}$$

- $$\delta_{t_2} \leq \frac{2,01 \times 235}{35 \times 0,4} = 33,73 \text{ cm}$$

- $$\delta_{t_3} \leq \frac{0,9 \cdot A_t \cdot f_e}{b \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 \cdot f_{ij}^* \cdot k)}$$

- Avec :
$$\begin{cases} k = 1 \text{ pour la flexion simple} \\ \alpha = 90^\circ \\ f_{ij}^* = \min(f_{ij}; 3,3) \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\delta_{t_3} \leq 17,31 \text{ cm}$$

$$\delta_{t_4} \leq \min(\delta_{t_1}, \delta_{t_2}, \delta_{t_3}) = 17,31 \text{ cm.}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t_{RPA}}, \delta_{t_4}) \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d. Recouvrement des barres longitudinales

Pour une barre en acier à haute adhérence Fe400, nous pouvons prendre $L_r = 40\phi$

$$L_r = 40 \cdot 1,6 = 64 \text{ cm.}$$

d.1 Ancrage des armatures tendues

- **Valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures en barres :**

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{tj}$$

$$\psi_s = 1,5 \text{ Barres à H. A courantes.}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

- **Longueur de scellement droit :**

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_s} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,84} = 49,3 \text{ cm.}$$

Tableau VI.3: Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales

Type		A_{calcul} (cm) ²	$A_{choisie}$ (cm) ²	$A_{adobtere}$ (cm) ²	Q_t (cm)	δ_t (cm) zone courante	δ_t (cm) zone nodale
Poutres principales	Travée	6,00	4T14+2T12	8,42	$\phi 8$	15	10
	Appui	6.00	4T14+2T12	8,42	$\phi 8$	15	10

6.2.2.2. Étude des poutres secondaires P.S (30 × 35) cm²

Le calcul des poutres secondaires est similaire à celui des poutres principales. Pour cela, nous avons regroupé les calculs effectués dans cette partie dans le tableau ci-dessous qui donner les différentes sections d'armatures longitudinales et transversales pour chaque niveau d'étage (Tableau 6.14) :

Tableau VI.4: Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires

Type		A_{calcul} (cm) ²	$A_{choisie}$ (cm) ²	$A_{adobtere}$ (cm) ²	Q_t (cm)	δ_t (cm) zone courante	δ_t (cm) zone nodale
Poutres secondaires	Travée	5,25	4T14+2T12	8,42	$\phi 8$	15	10
	Appui	5,25	4T14+2T12	8,42	$\phi 8$	15	10

6.2.1. Ferrailage des poteaux

Le ferrailage des poteaux est calculé en fonction d'un effort de compression (N) et des moments fléchissant dans les deux directions (M_{22} , M_{33} donnés par l'ETABS).

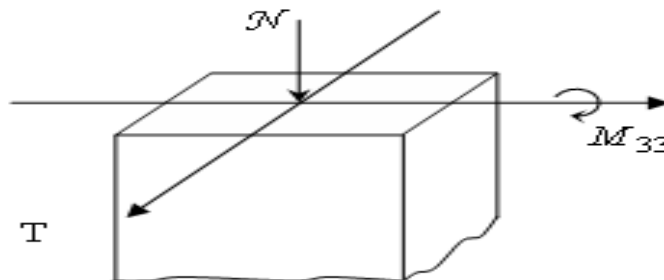


Figure VI.1 : Direction des moments et efforts sur un poteau

Le calcul se fait avec les combinaisons suivantes :

- **Combinaison fondamentale :**

$$E.L.U : 1,35 G + 1,5 P$$

- **Combinaison accidentelle :**

$$\begin{cases} G + P + 1,2 E \\ 0,8 G + E \end{cases}$$

- Les armatures longitudinales sont déterminées sous trois cas de sollicitations suivantes :

$$1^{\text{ier}} \text{ Cas : } N_{\max} \longrightarrow M_{\text{corr}}$$

$$2^{\text{ième}} \text{ Cas : } M_{\max} \longrightarrow N_{\text{corr}}$$

- ✓ Pour ces armatures on doit respecter les conditions suivantes :
- ✓ La section d'acier minimale donnée par le B.A.E.L.
- ✓ Les pourcentages extrêmes d'acier (A_{\min} et A_{\max}) données par le RPA 99.
- ✓ Le diamètre minimum des armatures longitudinales $\phi_{\min} = 12 \text{ mm}$.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement $L_r = 40\phi$ en zone II a.
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau $\delta_t < 25 \text{ cm}$.

6.2.1.1. Exemple de calcul

- **Armatures longitudinales :**

E.L.U.R :

$$N = 1605.835 \text{ KN.}$$

$$A_1' = \frac{N - B \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_s} = \frac{1605.835 \times 10^3 - (40) \times 14,2 \times 100}{348}$$

$$A_1' = 44,51 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_1' = 0$$

- **E.L.U.S.F :**

$$L_f = 0,7 h_e = 0,7(3,06) = 2,14 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \text{ avec } i = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{0,4}{\sqrt{12}} = 0,115 \Rightarrow \lambda = \frac{2,14}{0,115} = 18,62$$

$$\lambda = 18,62 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,80$$

Selon le B.A.E.L 91 [2] :

$$A'_2 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(\frac{N}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right)$$

$$B_r = (b-2)(h-2) = 1444 \text{ cm}^2$$

$$A'_2 \geq \frac{1,15}{400 \times 100} \left(\frac{1605,835 \cdot 10^3}{0,80} - \frac{1444 \times 100 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right) \Rightarrow A'_2 \geq -0,19 \text{ cm}^2 \Rightarrow A'_2 = 0$$

$$A_1 = \max(A'_1, A'_2) = 0$$

2^{ème} Cas : Combinaison accidentelle ($G + P + 1,2 E_x$)

$$\begin{cases} M_{\max} = 31,23 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ N_{\text{corr}} = 1263,28 \text{ KN} \end{cases}$$

$$e_1 = \frac{M_{\max}}{N_{\text{corr}}} = \frac{31,23 \times 100}{1236,28} = 2,52 \text{ cm} > \frac{h}{12} = 0,25 \text{ cm} \rightarrow$$

$$e_1 > \frac{h}{12} \Rightarrow \text{L'effort normal est appliqué hors du noyau central}$$

\Rightarrow La section sera sollicitée à flexion composée

Remarque:

Dans les pièces comprimées, il apparaît un risque de flambement, ce qui impose de majorer l'excentricité réelle de l'effort normal appliqué \Rightarrow les pièces soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

Dans tous les poteaux de notre structure, l'élancement $\lambda < 35$ (Voir pré dimensionnement des poteaux) avec :

$$\lambda = 2,86 \frac{l_f}{h} < 35 \Rightarrow \frac{l_f}{h} < 10,11 \quad \left(\frac{l_f}{h} : \text{Élancement géométrique} \right)$$

$$\Rightarrow \frac{l_f}{h} \leq \max \left[15,20 \frac{e_1}{h} \right] \quad \text{Dans tous les cas} \Rightarrow \text{le poteau est peut élaner.}$$

Donc, la section peut être justifiée en flexion composée vis-à-vis l'état limite ultime de résistance, à condition de remplacer l'excentricité du 1^{er} ordre e_1 par une excentricité majorée :

Le calcul se fait à l'état limite ultime de stabilité de forme (E.L.U.S.F).

$$A_2 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(\frac{N}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right)$$

$$A_2 \geq \frac{1,15}{400 \times 100} \left(\frac{1263,28 \cdot 100}{0,80} - \frac{1444 \times 100 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right) \Rightarrow A_2 \geq -0,72 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_3 = 0$$

• **Armatures minimales :**

- Selon le B.A.E.L 91 [2] :

$$A_{\min} = \max \left[\frac{0,2 \cdot b \cdot h}{100}, \frac{8 \cdot (b+h)}{100} \right] \text{ cm}^2 = 6,40 \text{ cm}^2$$

- Selon le R.P.A 99 [3] :

$$A_{\min} = 0,8\% b \cdot h = 12,80 \text{ cm}^2$$

• **Armatures maximales :**

- Selon le B.A.E.L 91 [2] :

$$A_{\max} \leq \frac{5 \cdot b \cdot h}{100} = 80 \text{ cm}^2$$

- Selon le R.P.A 99 [3] :

$$\begin{cases} A_{\max} = 4\% b \cdot h = 64 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante} \\ A_{\max} = 6\% b \cdot h = 96 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement} \end{cases}$$

• **Ferrailage adopté :**

$$A_{\text{adoptif}} = \max (A_1 ; A_2 ; A_{\min(2)}) = 12,80 \text{ cm}^2$$

On prend $A = 4T16 + 4T14 = 15,14 \text{ cm}^2$

• **E.L.S :**

$$N_{\max} = 1136,905 \text{ KN} \quad M_{\text{corr}} = 30,01 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$e_1 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\max}} = \frac{30,01 \times 100}{1136,905} = 2,63 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 25,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Compression}$$

Donc le calcul à l'E.L.S n'est pas nécessaire.

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

$$T_{\max} = 11,03 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{11,03 \times 10^3}{40 \times 40 \times 100} = 0,06 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{ad}} = \min(0,1 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_{ad}} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures transversales :**

- Selon le R.P.A 99 [3] :

$$A_t = \frac{\varphi_a \cdot \delta_t \cdot T_{\max}}{h \cdot f_e}$$

- ♦ **Calcul des espacements :**

$$\begin{cases} \delta_t \leq \min(10 \phi_L, 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodale} \\ \delta'_t \leq 10 \phi_L \text{ en zone courante} \end{cases}$$

Avec: ϕ_L : Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

Donc on prend : $\delta_t = 10 \text{ cm} \rightarrow \text{en zone nodale}$

$$\delta'_t = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{en zone courante}$$

φ_a : est en fonction de λ :

$$\lambda = 17,41 \leq 35 \Rightarrow \varphi_a = 2,5$$

$$T_{\max} = 61,60 \text{ KN.}$$

$$f_e = 235 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_t = \frac{2,5 \times 15 \times 11,03 \times 10^3}{40 \times 235 \times 100} = 0,44 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,3\% \cdot b \cdot \delta'_t = 0,3 \times 10^{-2} \times 40 \times 15 = 1,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_t = 5\phi 8 = 2,51 \text{ cm}^2$$

6.3. Etude des voiles

6.3.1. Introduction

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels,...)

6.3.2. Le système de contreventement

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique).

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique) ; ce système de contreventement est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes. de l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacement .Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure:

1. Conception

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (TORSION)
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher)
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

2. Calcul

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

3. Principe de calcul

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal suivant le cas le plus défavorable

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(version 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- armatures verticales
- armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)
- armatures transversales

4. La méthode de calcul

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec :

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

1^{er} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003) $A_{\min} = 0,15.a.L$

2^{eme} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales

$A_v = F_t / f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

-Si : $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a.L$, on ferraille avec la section minimale.

-Si : $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

3^{eme} cas:

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

a. Armatures verticales

Il est disposé on deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile

b. Armatures horizontales

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures ; les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10 %

c. Armatures transversales

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

6.3.3. Ferrailage des voiles

- Exemple de calcul

- a. Voile intermédiaire

$$A = 0,95 \text{ m}^2$$

$$I = 0,006 \text{ m}^4$$

$$V = 1,975 \text{ m}$$

$$N = 1860,80 \text{ KN.}$$

$$M = 6023,04 \text{ KN.m}$$

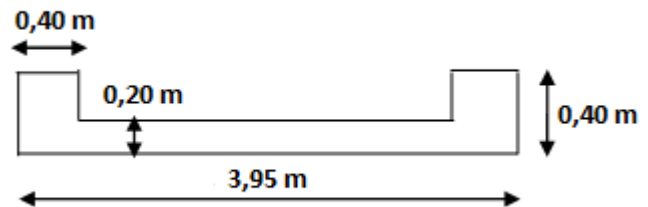


Figure VI.2 : Dimensions de voile

Vérification au flambement :

$$\bar{\lambda} = \max \left[50; \min \left(\frac{67 \cdot e_a}{h}; 100 \right) \right]$$

$$e_a = \max \left[02 \text{ cm}; \frac{h_e}{250} \right]$$

$$\Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

$$\bar{\lambda} = \max \left[50; \min \left(\frac{67 \times 2}{326}; 100 \right) \right]$$

$$\Rightarrow \bar{\lambda} = 50$$

$$L_f = 0,9. L = 0,9 \times 3,95 = 3,55 \text{ m.}$$

$$\lambda = L_f \frac{\sqrt{12}}{a} = 3,55 \frac{\sqrt{12}}{0,20} = 61,48$$

$$\lambda = 61,48 \text{ supérieur à } \bar{\lambda} = 50$$

a/ Position du point d'application de l'effort normale de compression sur la section de béton :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{6023,04}{1860,80} = 3,24 \text{ m} > \frac{h}{2} = 1,63 \text{ m}$$

L'effort normal de compression se trouve à l'extérieur de la section.

⇒ La section partiellement comprimée (SPC).

1. Détermination des contraintes

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = 1984542,73 \text{ KN}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = -1980625,26 \text{ KN}$$

c/ Calcul de L' (la longueur tendue) :

$$L_T = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 3,95 \left(\frac{1980625,26}{1984542,73 + 1980625,26} \right) = 1,97 \text{ m}$$

$$L' = L - L_t = 3,95 - 1,97 = 1,98 \text{ m.}$$

$$d \leq \min(3,06 / 2, (2/3) \times 1,98) = 1,32 \text{ m.}$$

d/ Moment par rapport aux armatures tendues :

$$M_1 = M + N' \left(d + \frac{L'}{2} \right) = 6023,04 + 1860,80 \left(1,32 - \frac{3,95}{2} \right) = 4804,21 \text{ KN.m}$$

e/ Calcul des armatures en flexion simple :

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{4804,21 \times 10^3}{18,48 \times 100 \times 132^2} = 0,14$$

$\mu = 0,14 < 0,392$ donc l'armature de compression ne sont pas nécessaire.

Situation accidentelle:

$$\gamma_s = 1$$

$$\gamma_b = 1,15$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu}) = 0,18.$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 1,22 \text{ m.}$$

$$A_1 = M_1 / (Z \cdot \sigma_s) = 47,56 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 47,56 - \frac{1860,80}{100 \times 348} = 11,44 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On adopte 2X6T12 = 13,58 cm²

Calcul des armatures verticales

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on à :

$$A_{\min} = 0,15\% \cdot a \cdot L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre (L = 1 m)

$$A_{\min} = 0,15\% \times a \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

3. Le diamètre : D ≤ 1/10 × a (mm)

On adopte : D = 12 mm

4. L'espacement

-Selon le BAEL 91, on à :

$$St \leq \min \{ 2 \cdot a, 33 \text{ cm} \}$$

$St \leq \min \{ 40, 33 \text{ cm} \} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm}$ - Selon le R.P.A 99 (version 2003) on à:

$$St \leq \min \{ 1,5 \times a; 30 \text{ cm} \}$$

$St \leq \min \{ 30, 30 \text{ cm} \} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$ Donc : $St \leq \min \{ St_{\text{BAEL}}; St_{\text{R.P.A 99}} \}$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 20 cm

Le choix de la section des armatures verticales est 5 T 12 = 5,65 cm²/ml

Calcul des armatures horizontales

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit 5 T 12 = 5,65 cm²/ml avec un espacement de 20 cm

Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10φ.

Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur $St \leq \min (1,5a; 30 \text{ cm})$

- le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur

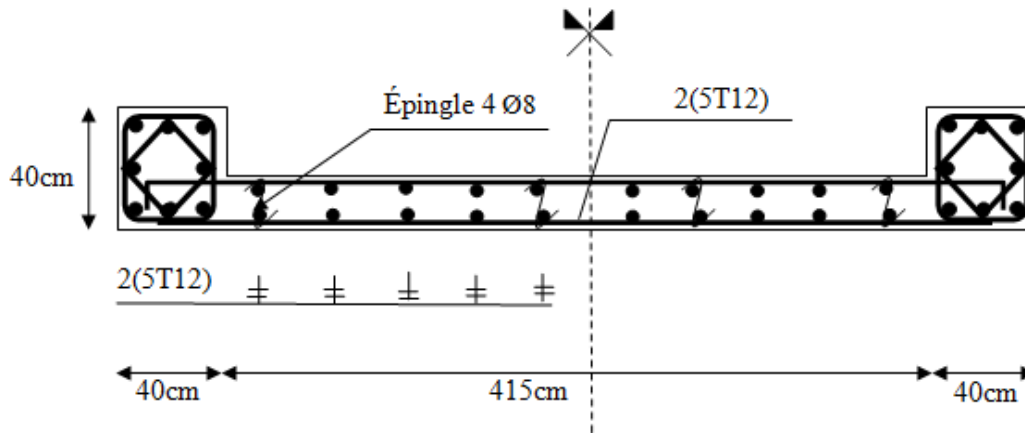


Figure VI.3 : Schéma de ferrailage du mur voile.

Chapitre VII :

Etudes de l'infrastructure

7.1. Introduction

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui transmettent au sol, les charges de la superstructure. Les éléments des fondations transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple) Ils doivent assurer deux fonctions essentielles :

- ✓ Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- ✓ Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

7.2. Classification des fondations

Il existe plusieurs types de fondations :

- ✓ Fondations superficielles
- ✓ Fondations profondes
- ✓ Fondations spéciales

Le choix d'un type de fondation passe par un compromis entre la technique et l'économie. Il convient de rechercher la sécurité nécessaire pour un coût minimum, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- ✓ La capacité portante du sol ;
- ✓ La charge à transmettre au sol ;
- ✓ La dimension des trames ;
- ✓ La profondeur d'ancrage ;
- ✓ La distance entre axes des poteaux.

7.2.1. Combinaison d'action

- ELS ($G + Q$) pour le dimensionnement ;
- ELU ($1.35G + 1.5Q$) pour le ferrailage.

La combinaison de la vérification de la stabilité et des contraintes à l'état accidentel : $G \pm 0,8 E$
 $G + Q \pm E$

7.2.2. Reconnaissance du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechnique des différentes couches qui constituent le terrain.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1,40 bar pour une profondeur d'ancrage de 2 m.

7.2.3. Vérification des semelles isolées

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

On va vérifier la semelle la plus sollicitée :

N : L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel L'ETABS .V.9.7.4, $N_s=1033,55$ KN

S : Surface d'appuis de la semelle= $A.B$

$\overline{\sigma_{sol}}$: Contrainte admissible du sol. $\overline{\sigma_{sol}}=140$ KN/m²

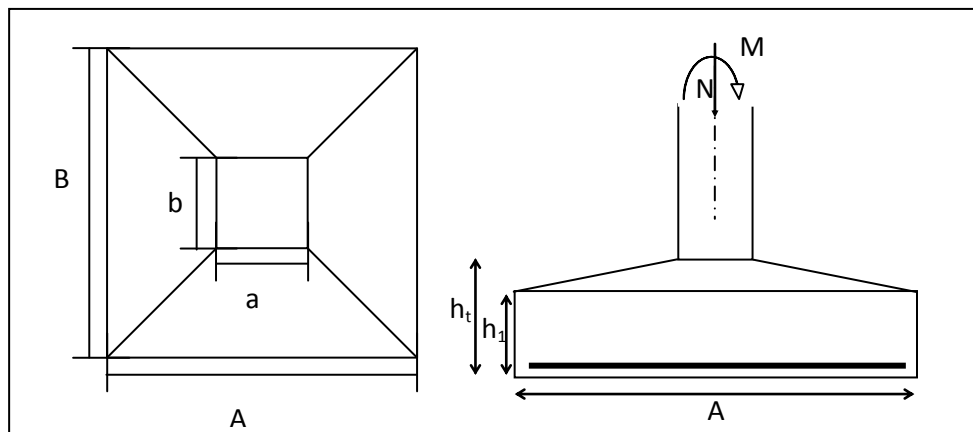


Figure VII.1 : Schéma d'une semelle isolée

Le poteau le plus sollicité a une section carrée (B X B), donc $S = B^2$.

$$\Rightarrow \frac{N_s}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow B^2 \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N_s}{\overline{\sigma_{sol}}}} = \sqrt{\frac{1033,55}{140}} \quad \text{AN : } B \geq 2,71$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 1,75 m, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

7.2.4. Vérification des Semelles filantes

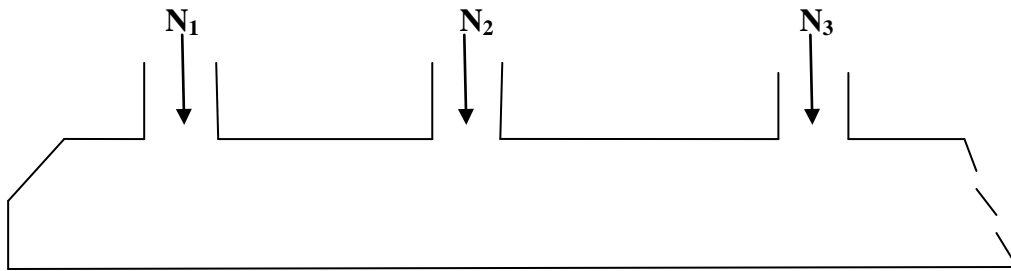


Figure VII.2 : Schéma d'une Semelle filante

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

Tel que:

$$N = \sum N_i \text{ de chaque file de poteaux.}$$

$$S = B \times L$$

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur de la file considérée

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

- Selon (X)

Tableau VII.1 : Section des semelles filantes dans le sens longitudinal

File	N(KN)	L(m)	B(m)	B choisie(m)	S (m ²)
1	3129.4	30,70	0.82	1,2	36.84
2	397.13	30,70	0.30	1,2	36.84
3	3526.53	30,70	0.87	1,2	36.84
4	4820.39	30,70	1.01	1.2	36.84
5	3520.73	30,70	0.86	1.2	36.84
6	3532.34	30,70	0.86	1.2	36.84
7	2497.72	30,70	0.72	1.2	36.84
8	2509.33	30,70	0.73	1.2	36.84

- Selon (Y)

Tableau VII.2: Section des semelles filantes dans le sens transversal

Files	N(KN)	L(m)	B(m)	B choisie(m)	S (m ²)
A	1462.4	21,50	0.56	1.2	25.8
B	252.549	21,50	0.23	1.2	25.8
C	1714.569	21,50	0.61	1.2	25.8
D	2352.550	21,50	0.71	1.2	25.8
E	2501.013	21,50	0.73	1.2	25.8
F	5930.151	21,50	1.13	1.2	25.8
G	3045.165	21,50	0.81	1.2	25.8
H	5385.178	21,50	1.08	1.2	25.8

Remarque : La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment ;

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} < 50\% .$$

Surface totale des semelles = 660.05 m² (Ss).

Surface total du bâtiment = 617.05 m² (Sb)

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} = \frac{660.05}{617.05} = 1.06 = 106\% > 50\% .$$

La surface totale de la semelle dépasse 50 % de la surface de l'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles.

7.2.5. Etude du Radier général

7.2.5.1. Définition du radier

Le radier est défini comme une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, il permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes du sol.

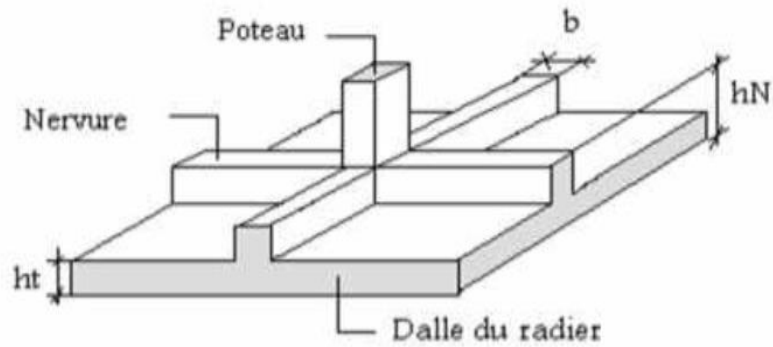


Figure VII.3 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

7.2.5.2. Pré dimensionnement du radier

Le radier général supporte la somme des charges permanentes est les charges d'exploitations dues à la superstructure.

$$G_T = \sum_{i=1}^5 G_i$$

$$Q_T = \sum_{i=1}^5 Q_i$$

Avec : G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

*Combinaison d'actions

à L'E.L.U : $N_U = 4013,11 \text{ KN}$

à L'E.L.S : $N_{ser} = 2932,14 \text{ KN}$

*Surface minimale du radier

$$\text{On a: } \frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{293214}{140} = 20.94 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 617.05 \text{ m}^2 > S_{rad} = 20,94 \text{ m}^2$$

Pour notre projet, si on prend un débord de 80 cm à partir des axes des poteaux on aura une Surface d'assise : $S = 660.05 \text{ m}^2$.

*Épaisseur du radier (h)

L'épaisseur minimale d'un radier doit respecter les critères suivants :

✓ Critère de rigidité :

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \quad , \text{avec : } L = 430\text{cm}$$

$$17.2 \leq d \leq 21.5\text{cm} \dots\dots\dots(01)$$

✓ Critère de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq 0,06 \cdot f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06 f_{c28} \cdot b}$$

Avec ; **V_u** : l'effort tranchant ultime d'une bande de un mètre linéaire.

$$V_u = \frac{Qu \times L}{2} = \frac{1m \cdot (Nu / s) \cdot L}{2} = \frac{1m \cdot (4013,11 / 660.05) \cdot 4.30}{2} = 13.07 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow d \geq \frac{13,07 \times 10^2}{0,06 \times 25 \times 100} = 8,71 \text{ cm} \dots\dots\dots(02)$$

De (01) et (02) on aura $d \geq 8,71\text{cm}$

Donc : $h \geq d+c= 9.18+5=13,71\text{cm}$

Soit : h= 35 cm.

On prend : h=35cm ; d=31,50 cm

7.2.5.3. Dimensionnement des poutres de libage

Le radier est considéré comme un élément rigide, la poutre de libage doit respecter la condition de rigidité suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 47.77\text{cm} \leq h \leq 71.66\text{cm}$$

On prend comme dimension : **h = 60cm, d=54cm, b = 35cm**

7.2.5.4. Vérification des contraintes

✓ Poids propre du radier :

En tenant compte du poids propre du radier et la poutre libage :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b (h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i)$$

$$G_{\text{radier}} = 2.5 (0,35 \times 660,05 + 0,6 \times 0,35 \times 127,7)$$

$$G_{\text{rad}} = 644,58 \text{ t}$$

$$N_{\text{ser-T}} = N_{\text{ser}} + G_{\text{radier}} = 2932,14 + 644,58 = 3576,72 \text{ t}$$

$$\frac{N_{\text{ser-T}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{3576,72}{660,05} = 5,41 \text{ t/m}^2 < 14 \text{ t/m}^2 = 1,4 \text{ bar} \dots \text{condition vérifiée.}$$

7.2.5.5. Longueur élastique

La longueur élastique de la poutre de libage est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K.b}}$$

Avec : I : Inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0,35 \times (0,60)^3/12 = 0,0063 \text{ m}^4$.

E : module d'élasticité du béton, $E = 3258746 \text{ t/m}^2$.

b : largeur de la poutre $b=0,35\text{m}$.

K : coefficient de la raideur de sol $k = 40 \text{ t/m}^2$.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3258746 \times 0,0063}{400 \times 0,35}} = 4,21 \text{ m}$$

$$L_{\text{max}} = 4,30\text{m} < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 6,56\text{m} \dots \text{condition vérifiée.}$$

L_{max} : la longueur maximale entre nues des poteaux.

7.2.5.6. Condition de non poinçonnement

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°, la vérification se fait par la formule suivante :

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

μ_c : Périmètre du contour

✓ **Sous voiles :**

$N_{u,\text{voil}} = 252,06\text{Kn}$ Effort normal ultime de voile le plus sollicité

$$u_c = 2(a+b+2h_r)$$

$$u_c = 2(0,20+4,15+2 \times 0,35) = 10,1\text{m}$$

$$N_u \leq \frac{0,045 \times 10,1 \times 0,60 \times 25000}{1,5} \leq 4545\text{Kn}$$

$N_u = 252,06\text{Kn} \leq 4545\text{Kn} \dots \text{condition vérifiée}$

✓ **Sous poteaux :**

$N_{u,\text{pot}} = 140,44\text{KN}$ Effort normal ultime de poteau le plus sollicité

$$u_c = 2(2 \times 0,40 + 2 \times 0,40) = 3,2 \text{ m}$$

$$N_u \leq \frac{0,045 \times 3,2 \times 0,45 \times 25000}{1,5} \leq 1080 \text{ Kn}$$

$$N_u = 140,44 \text{ Kn} \leq 1080 \text{ Kn} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

7.2.5.7. Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire, afin d'assurer le non-soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq \alpha \gamma h S_r \quad \text{Avec :}$$

W : Poids total du bâtiment à la base du radier.

$$W = W_{\text{bat}} + W_{\text{radier}} = 32975,78 + 3960,3 = 36936,08 \text{ kN.}$$

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1,5$)

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 1 \text{ t/m}^3$)

h : Profondeur de l'infrastructure ($h = 2$)

S_r : Surface du radier ($S_r = 660,05 \text{ m}^2$)

$$\alpha \gamma h S_r = 1,5 * 10 * 2 * 660,05 = 19801,5 \text{ Kn}$$

$$W = 36936,08 > 19801,5 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

7.2.5.8. Evaluation des charges pour le calcul du radier

$$Q = \sigma_{\text{max}} = \frac{N_U}{S_r} = \frac{4013,11}{660,05} = 6,08 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{radier}} = \gamma_b \times h = 2,5 \times 0,45 = 1,125 \text{ t/m}^2.$$

$$Q = \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{radier}} = 4,95 \text{ t/m}^2.$$

$$Q = \sigma_{\text{max}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_r} = \frac{2932,14}{660,05} = 4,44 \text{ t/m}^2$$

$$Q = \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{radier}} = 3,31 \text{ t/m}^2.$$

Donc la charge en « t/m^2 » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est :

$$Q = 4,95 \text{ t/m}^2.$$

7.6. Ferrailage du radier

7.6.1. Ferrailage des dalles

Soit une dalle reposant sur 4 côtés de dimensions entre nus des appuis L_x et L_y avec $L_x \leq L_y$.

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

1^{ère} Cas :

Si $\alpha = \frac{l_x}{l_y} \geq 0.4$ La dalle portante suivant les deux directions

Les moments sont données par :

$$M_{ox} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox}$$

✓ **Moment en travée :**

$$M_t = 0.85 M_0 \dots \dots \dots \text{Panneau de rive}$$

$$M_t = 0.75 M_0 \dots \dots \dots \text{Panneau intermédiaire}$$

✓ **Moment sur appuis**

$$M_t = 0.35 M_0 \dots \dots \dots \text{Appuis de rive}$$

$$M_t = 0.5 M_0 \dots \dots \dots \text{Appuis intermédiaire}$$

2^{ème} Cas :

Si $\alpha = \frac{l_x}{l_y} < 0.4$ La dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée.

Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable (le plus grand)

$$L_y = 4.70 - 0.40 = 4.30$$

$$L_x = 4.35 - 0.40 = 3.95 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.95}{4.30} = 0.91 > 0.4$$

La dalle qui est appuyée sur quatre cotés travaille dans les deux sens.

$$M_{ox} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 6.21 \text{ t.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 3.17 \text{ t.m}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 0,91 \\ \nu = 0 \text{ (ELUR)} \end{cases} \begin{cases} \mu_x = 0,0621 \\ \mu_y = 0,5105 \end{cases} \begin{cases} M_{ox} = 6,21 \text{ t.m} \\ M_{oy} = 3,17 \text{ t.m} \end{cases}$$

Les valeurs des moments en travée sont:

$$M_{tx} = 0,85 \times M_{ox} = 5,27 \text{ t.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_{oy} = 2,69 \text{ t.m}$$

➤ **En travée :**

✓ **Sens X :**

$$M_{tx} = 5,27 \text{ t.m} \quad h = 35 \text{ cm} \quad d = 31,50 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = 14,16 \text{ Mpa} \quad \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{5,27 \times 10^4}{100 \times 31,5^2 \times 14,16} = 0,037 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,037 \Rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,047$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 30,90 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{Z \times \sigma_s} = \frac{5,27 \times 10^4}{30,90 \times 348} = 4,900 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **5T14 / ml**, $A = 7,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $S_t = 20 \text{ cm}$

✓ **Sens-Y :**

$$M_{ty} = 2,69 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{2,69 \times 10^4}{100 \times 31,50^2 \times 14,16} = 0,019 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,019 \Rightarrow \alpha = 0,024$$

$$Z = 31,19 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2,69 \times 10^4}{31,19 \times 348} = 2,47 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : **4T14 = 6,16 cm²**, avec un espacement de **25 cm**.

➤ **En appuis :**

❖ **Sens X**

$$M_a = 0,5 \times 6,21 = 3,105 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{3,105 \times 10^4}{100 \times 31,5^2 \times 14,16} = 0,022 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,021 \Rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,027$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 31,14 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,105 \times 10^4}{31,14 \times 348} = 2,86 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : **4T14 = 6.16 cm²**, avec un espacement de **25 cm**.

❖ Sens-Y

$$M_a = 0,5 \times 3.105 = 1,55 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{1.55 \times 10^4}{100 \times 31,50^2 \times 14,16} = 0,011 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,011 \Rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,013$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 31,32 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1.55 \times 10^4}{31,32 \times 348} = 1,42 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : **4T14 = 6.16 cm²**, avec un espacement de **25 cm**.

***Vérification de l'espacement**

$$St \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$$

$$St \leq 33 \text{ cm} \quad \text{condition vérifié}$$

On adopte le même ferrailage pour tous les panneaux du radier.

***Vérification des contraintes à ELS :**

En travée

✓ **Sens X:** $M_{ser} = 5.27 \text{ t.m}$

Tableau VII.3 : Vérification à l'E.L.S du radier en travée (dans le sens x)

Moment service	M_{ser}	5.27 KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{7,70}{100} = 1,15 \text{ cm}$ $E = 2.D.d = 2 \times 1,15 \times 31,5 = 72,45 \text{ cm}^2$ $Y = -1,15 + \sqrt{1,15^2 + 72,45} = 7,43 \text{ cm}$	7,43 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$ $I = (100.(7,43)^3/3) + 15 \times 7,70(31,5 - 7,43)^2 = 80589,05 \text{ cm}^4$	80589,05 cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$ $K = \frac{5.27 \times 10^3}{80589,05}$	0,065 Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.Y$ $\sigma_b = 0,065 \times 7,43$	0.48 Mpa

Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$ $\sigma_s = 15 \times 0,065(31,5 - 7,43)$	23,46 Mpa
Vérification de contrainte dans le béton A – 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28}$	0.48 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} fe; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$ $\bar{\sigma}_{st} = \min(266,67; 200) = 200 MPa$	23,46 < 200

Sens Y: $M_{ser} = 2.69 \text{ t.m}$

Tableau VII.4 : Vérification à l'E.L.S du radier en travée (dans le sens y)

Moment service	M_{ser}	2.69KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{6,16}{100} = 0,92 \text{ cm}$ $E = 2.D.d = 2 \times 0,92 \times 31,5 = 57.96 \text{ cm}^2$ $Y = -0,92 + \sqrt{0,92^2 + 57.96} = 6,74 \text{ cm}$	6,74 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$ $I = (100.(6,74)^3/3) + 15 \times 6,16(31,5 - 6,74)^2 = 66852,58 \text{ cm}^4$	66852,58 cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$ $K = \frac{2.69 \times 10^3}{66852,58}$	0,04 Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.Y$ $\sigma_b = 0,04 \times 6,74$	0.26 Mpa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$ $\sigma_s = 15 \times 0,04(31,5 - 6,74)$	14,85Mpa
Vérification de contrainte dans le béton A – 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28}$	0.26 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} fe; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$ $\bar{\sigma}_{st} = \min(266,67; 200) = 200 MPa$	14,85 < 200

En appuis

➤ Sens X

Ma=3.105 t.m

Tableau VII.5 : Vérification à l'E.L.S du radier en appuis (dans le sens x)

Moment service	M_{ser}	3.105 KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{6,16}{100} = 0,92cm$ $E = 2.D.d = 2 \times 0,92 \times 31,5 = 57,96cm^2$ $Y = -0,92 + \sqrt{0,92^2 + 57,96} = 6,74 cm$	6,74 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$ $I = (100.(6,74)^3/3) + 15 \times 6,16(31,5 - 6,74)^2 = 66852,58 cm^4$	66852,58 cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$ $K = \frac{3.105 \times 10^3}{66852,58}$	0,046 Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$ $\sigma_b = 0,046 \times 6,74$	0,31 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$ $\sigma_s = 15 \times 0,046(31,5 - 6,74)$	17,08MPa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$	0,31 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$	17,08 < 200

Sens-Y

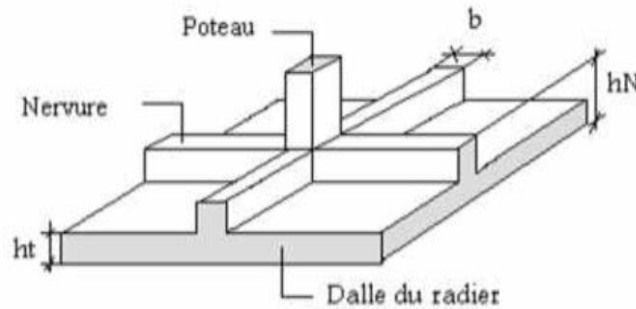
Ma=1.55t.m

Tableau VII.6 : Vérification à l'E.L.S du radier en appuis (dans le sens y)

Moment service	M_{ser}	1.55KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{6,16}{100} = 0,92cm$ $E = 2.D.d = 2 \times 0,92 \times 31,5 = 57,96cm^2$ $Y = -0,92 + \sqrt{0,92^2 + 57,96} = 6,74 cm$	6,74 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$ $I = (100.(6,74)^3/3) + 15 \times 6,16(31,5 - 6,74)^2 = 66852,58 cm^4$	66852,58 cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$ $K = \frac{1.55 \times 10^3}{66852,58}$	0,023 Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$ $\sigma_b = 0,023 \times 6,74$	0,155 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d-y)$ $\sigma_s = 15 \times 0,023(31,5 - 6,74)$	8,54 MPa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	0.155 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} fe; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$	8,54 < 200

7.2.6.2. Ferrailage des poutres de libages

Le rapport $\alpha = L_x/L_y > 0,4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.



*Sens longitudinal

➤ Calcul de Q'

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_1 + \left(1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_2 \right]$$

Avec : $Lx_1 = 3.95 \text{ m}$

$Ly_1 = 4.30 \text{ m}$

$Lx_2 = 3.15 \text{ m}$

$Q = 6.41 \text{ t/m}^2$

Donc :

$$Q' = \frac{6.41}{2} \left[\left(1 - \frac{3.95^2}{3 \times 4.30^2} \right) . 3.95 + \left(1 - \frac{3.15^2}{3 \times 4.30^2} \right) . 3.15 \right] = 17.36 \text{ t/m}$$

$$M_0 = \frac{Q'.L^2}{8} = \frac{17.36 \times 4.30^2}{8} = 40.13 \text{ t.m}$$

Calcul du ferrailage

➤ En travée

$$M_t = 0,85M_0 = 0,85 \cdot 40.13 = 34.11 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{34.11 \times 10^4}{35 \times 54^2 \times 14,16} = 0,236 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,236 \Rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,341$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 46.61 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{34.11 \times 10^4}{46.61 \times 348} = 20.02 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : 4 T16 + 2*4 T14 chapeau ; A =20,36 cm²

➤ **En appuis :**

• **Appuis intermédiaires :**

$$M_a = 0,5M_0 = 0,5 \cdot 40,13 = 20,06 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{20,06 \times 10^4}{45 \times 63^2 \times 14,16} = 0,079 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,079 \Rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,103$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 60,39 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{20,06 \times 10^4}{60,39 \times 348} = 9,54 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : **4 T16 + 4 T14** renf; **A = 14,24 cm²**

• **Appuis de rive :**

$$M_a = 0,2.M_0 = 0,2 \cdot 40,13 = 8,02 \text{ t.m t.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8,02 \times 10^4}{45 \times 63^2 \times 14,16} = 0,031 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,031 \Rightarrow Z = 61,98$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8,02 \times 10^4}{61,98 \times 348} = 3,71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : **4 T16+ 4 T14** chapeau ; **A = 14,24 cm²**

Sens transversal

Calcul de la charge Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{2}{3} \cdot Q \cdot Lx_1$$

Tel que : $Q = 3,93 \text{ t/m}^2$

$$Lx_1 = 4,30 \text{ m}$$

$$Q' = \frac{2}{3} \cdot 3,93 \cdot 4,30 = 11,26$$

$$M_0 = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = \frac{11,26 \times 4,30^2}{8} = 26,04 \text{ t.m}$$

Calcul du ferrailage

➤ **En travée :**

$$M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 26.04 = 22.13 \text{ t.m}, \quad b = 45 \text{ cm}, \quad h = 60 \text{ cm}, \quad d = 0,9h = 54 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{22.13 \times 10^4}{45 \cdot (54)^2 \times 14,16} = 0,119 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,119 \rightarrow \beta = 0,964$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{22.13 \times 10^4}{0,964 \cdot 54 \cdot 348} = 12,21 \text{ cm}^2.$$

On adopte **4T16+ 4T14 chapeau ; A =14,24cm²**

➤ **En appuis :**

• **Appuis intermédiaires :**

$$M_a = 0,5 \cdot M_0 = 0,5 \times 26.04 = 13.02 \text{ t.m} \quad b = 45 \text{ cm} \quad h = 60 \text{ cm} \quad d = 0,9h = 54 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{13.02 \times 10^4}{45 \cdot (54)^2 \times 14,16} = 0,070 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,070 \rightarrow \beta = 0,979$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{13.02 \times 10^4}{0,979 \cdot 54 \cdot 348} = 7,07 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 7,07 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4T16+ 4T14 chapeau ; A =14,24 cm²**

Appuis de rive :

$$M_a = 0,2 \cdot M_0 = 0,2 \times 26.04 = 5.20 \text{ t.m} \quad ; \quad b = 45 \text{ cm} \quad h = 60 \text{ cm} \quad d = 0,9h = 54 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{5.20 \times 10^4}{45 \cdot (54)^2 \times 14,16} = 0,027 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,027 \rightarrow \beta = 0,606$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5.20 \times 10^4}{0,606 \cdot 54 \cdot 348} = 4,56 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **4T16+ 4T14 chapeau ; A =14,24 cm²**

7.2.7. Schéma de ferrailage du radier générale

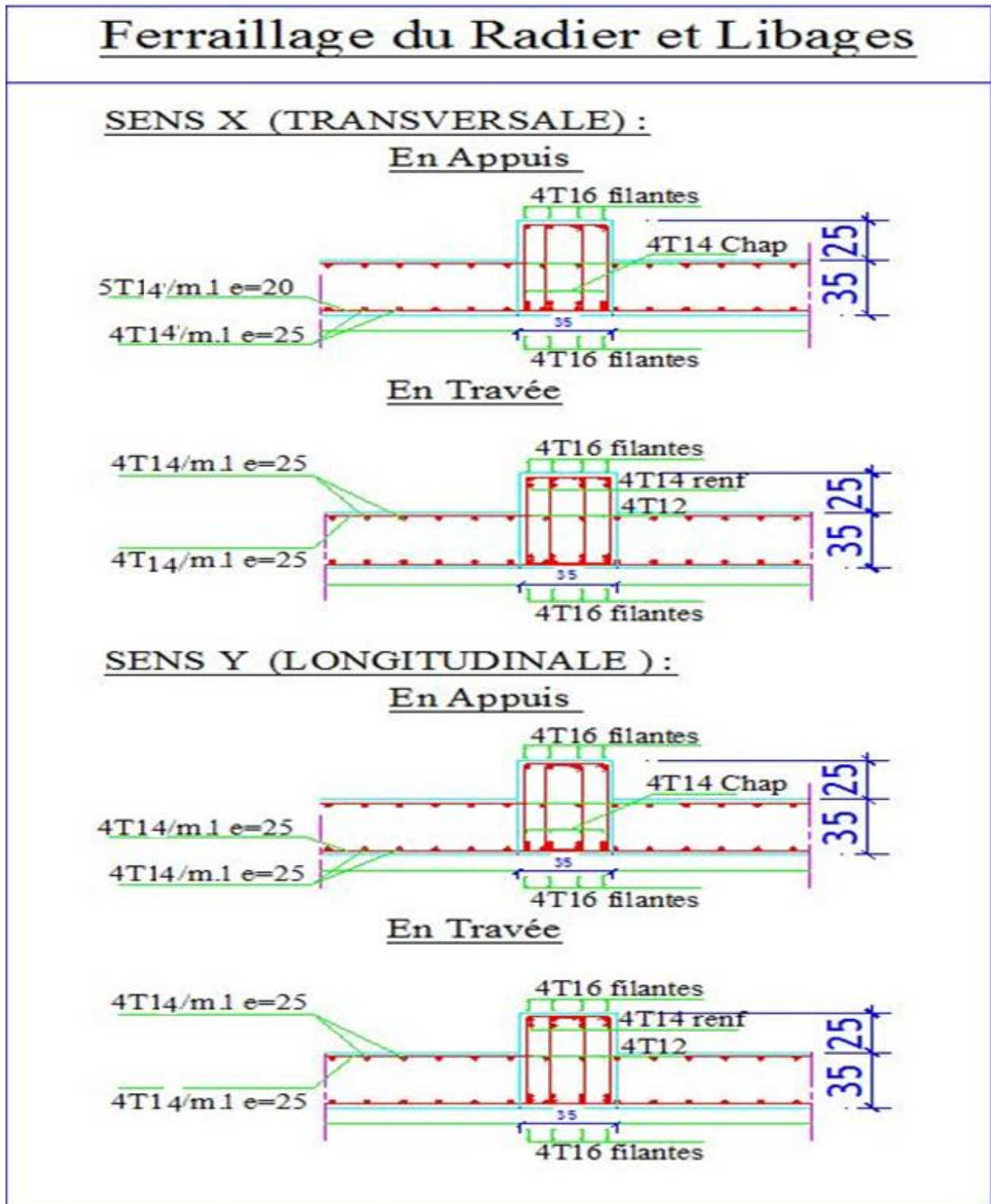


Figure VII.4 : Schéma de ferrailage du radier générale

Résumé

Ce projet consiste à concevoir et à étudier un bâtiment en RDC+05 étages à usage de commerce et d'habitation dans le cadre de la construction de (100) logements promotionnels libres à AIN ELBORDJ, wilaya de TISSEMSILT. Région classée dans une zone de moyenne sismicité (IIa) selon le règlement parasismique algérien 99 version 2003.

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement en portiques voiles. Le dimensionnement et le calcul du ferrailage de tous les éléments résistants ont été établis conformément au règlement algérien en vigueur (règlement parasismique algérien 99 version 2003) et le document technique CBA93.

L'étude sismique et dynamique du bâtiment a été menée à l'aide du logiciel ETABS afin de modéliser et d'analyser le comportement de notre structure.

Le système de fondation adopté est un radier général qui a été dimensionné et ferrailé selon les règles de calcul.

Mots clés : Bâtiment, Système en portiques voiles, Etude sismique, Etude de fondation.

ملخص

هذا المشروع يهدف الى تصميم ودراسة عمارة مكونة من طابق ارضي + 5 طوابق ذات استعمال تجاري وسكني وذلك في اطار انجاز (100) سكن ترقوي حر و المقرر بنائها بعين البرج , ولاية تيسمسيلت والمصنفة ضمن المناطق متوسطة التعرض للنشاط الزلزالي (IIa) حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة +الجدران المسلحة ، قياس الأبعاد و نتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر القواعد الجزائرية المضادة للزلازل 99 v2003 règlement parasismique algérien و قانون الخرسانة المسلحة CBA 93 .

تمت الدراسة الزلزالية للمبنى حسب قواعد 99 v2003 règlement parasismique algérien بالإضافة الى استخدام برنامج ETABS وذلك بنمذجة وتحليل سلوك المنشأ .

الكلمات المفتاحية : عمارة ، نظام عوارض جدران ، دراسة زلزالية ، دراسة الاساسات.

Abstract

This project involves the design and studies of a building compose of a basement + 5 floors for residential and commercial use. This project is a part of the construction of (100) houses in AIN ELBORDJ wilaya of TISSEMSILT, an area classified as an medium seismicity zone (Zone IIa) according to règlement parasismique algérien 99 version 2003.

The structural strength of vertical and horizontal loads is provided by a mixed frame shear wall system of bracing. The dimension and the calculation of the reinforcement of all the resistant elements are established according to the current Seismic Algerian Regulation (règlement parasismique algérien 99 version 2003) and technical document CBA93.

The structural modeling were been care out with ETABS software also the behavior study of the structure.

Foundation system adopted is a general raft that has been dimensioned.

Key words: Building, mixed frame shear wall, seismic study, foundation study.

Conclusion générale

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

On a utilisé le logiciel ETABS afin d'étudier le bâtiment soumis au chargement sismique, les résultats trouvés nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments de la structure.

Le présent travail fait l'objet de l'étude de la réponse sismique d'une structure en béton armé par analyse modale spectrale et des analyses temporelles sous mouvements sismiques étalonnés. Le spectre de réponse élastique des règles parasismiques algériennes règlement parasismique algérien 99/2003 a été utilisé pour l'analyse modale spectrale. On remarque que les analyses spectrales modales produisent des résultats plus élevés que ceux obtenus par les analyses temporelles.

Enfin, nous espérons avoir atteint nos objectifs et nous permettrons d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique.

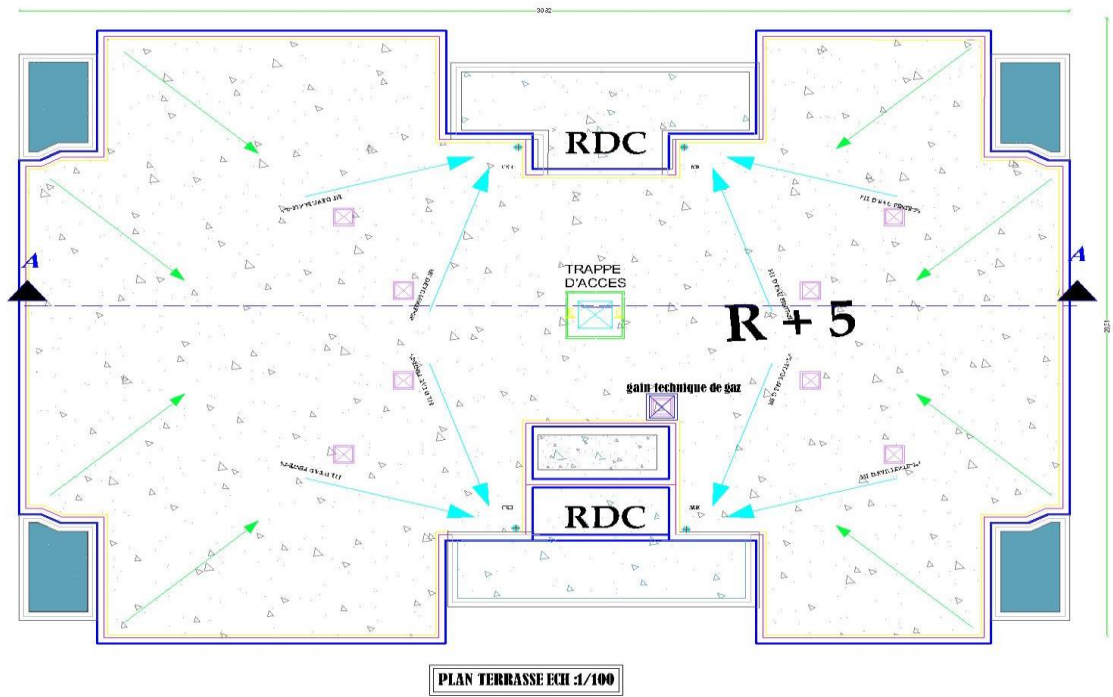
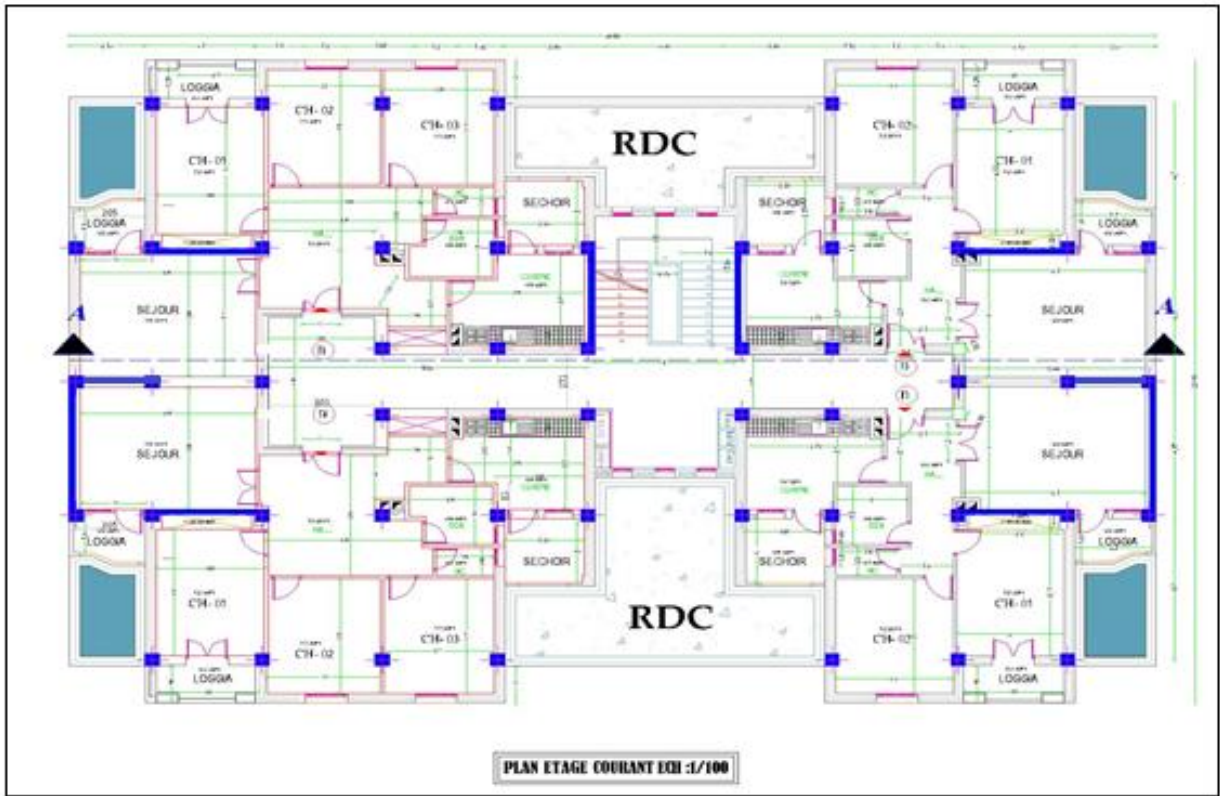
Bibliographie

- Règle Parasismique Algérien. (RPA99/VERSION 2003) ;
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93 ;
- Règle BAEL91 ;
- Charges permanentes et surcharges d'exploitations / D.T.R-B.C.2.2 ;
- Conception et calcul des structures de bâtiment, Tome1 «HENRY THONIER ».
- La construction en zone sismique « VICTOR DAVIDOVICI »

Logiciels

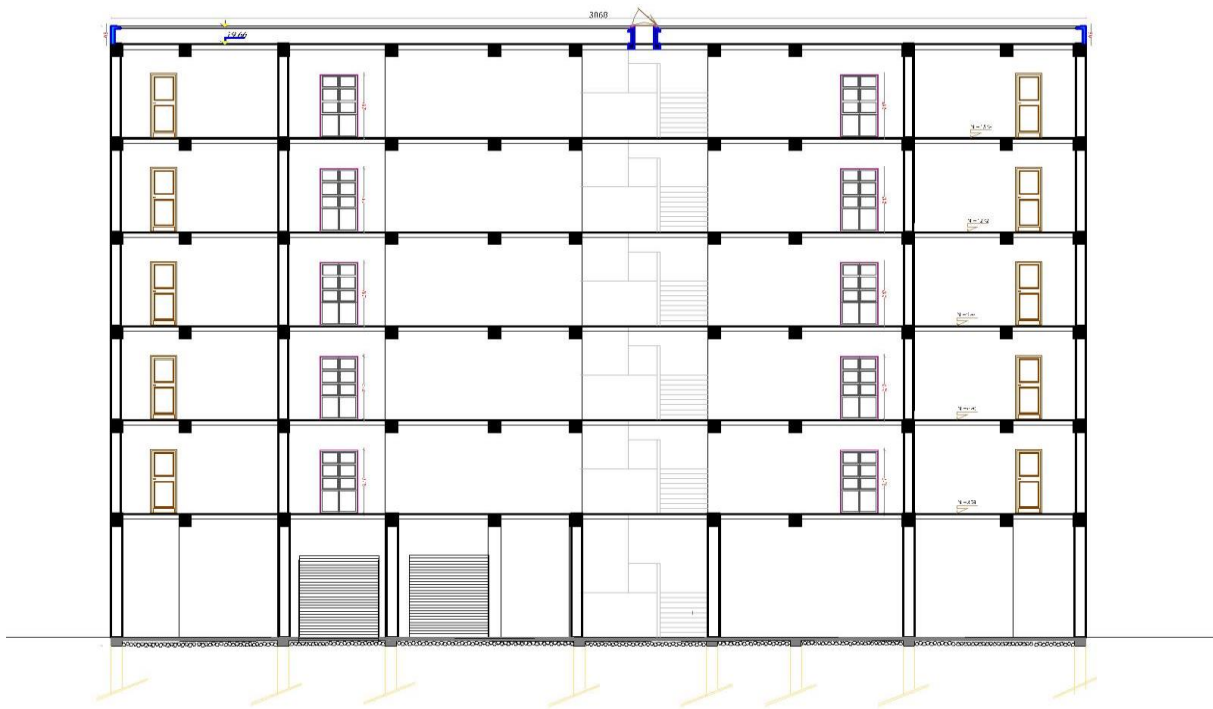
- ETABS version 9.6.0.Computer and Structures, Inc. université de Berkeley.1995.
- Microsoft Office Excel 2010.
- Microsoft Office word 2010.

Annexes





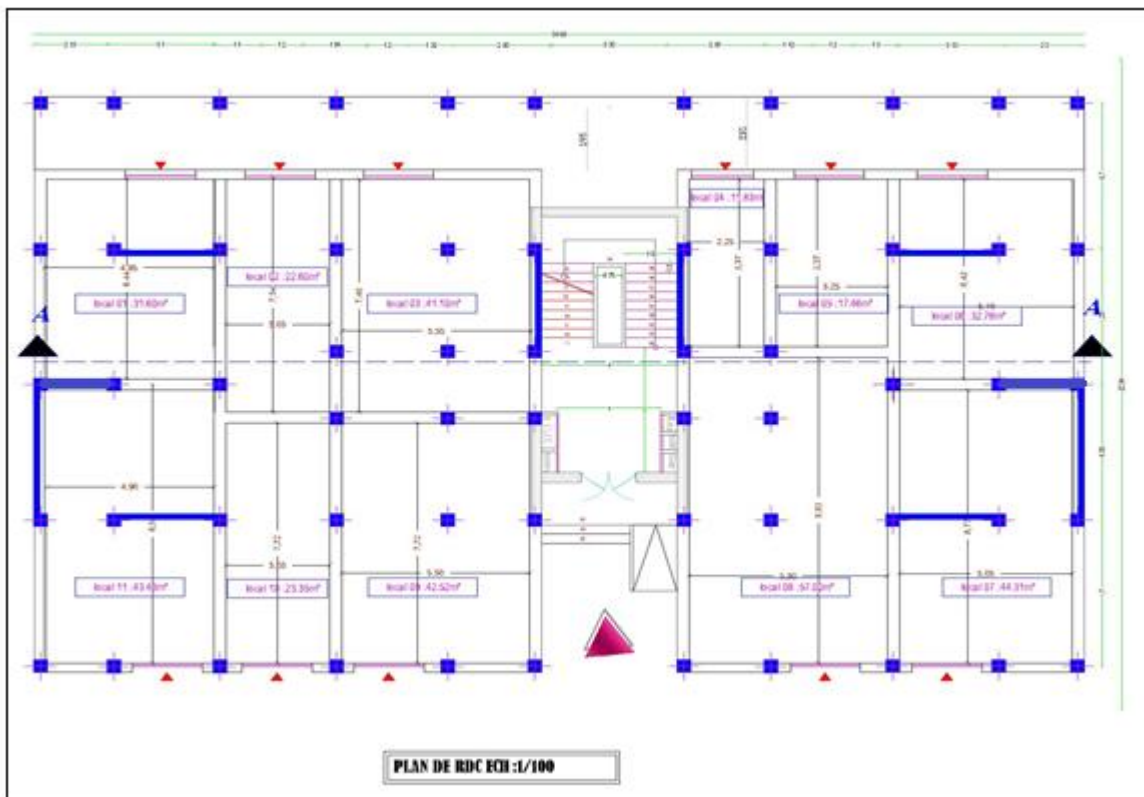
FACADE PRINCIPALE ECH :1/100



COUPE AA ECH :1/100



FACADE Postérieur ECH :1/100



PLAN DE RDC ECH :1/100

Liste des figures

Figure I.1 : Diagramme de Contrainte-Déformation à l'E.L.U.R.....	8
Figure I.2 : Diagramme de Contrainte-Déformation à l'E.L.S.....	9
Figure I.3 : Diagramme Contrainte-Déformation pour l'Acier.....	9
Figure II.1 : Coupe verticale d'un plancher courant.....	13
Figure II.2 : Plancher corps creux.....	14
Figure II.3 : Plancher terrasse.....	15
Figure II.4 : plancher étage courant.....	16
Figure II.5 : remplissage extérieur.....	17
Figure II.6 : Pré dimensionnement des voiles.....	27
Figure III.1 : Schéma d'un escalier.....	29
Figure III.2 : Schéma de l'escalier à 2 volées.....	29
Figure III.3 : les couches de palier.....	31
Figure III.4 : Schéma statique d'escalier.....	32
Figure III.5 : diagrammes des efforts internes à l'ELU.....	33
Figure III.6 : diagrammes des efforts internes à l'ELS.....	34
Figure III.7 : Schéma de ferrailage de l'escalier en travée.....	36
Figure III.8 : Schéma de ferrailage de l'escalier en appuis.....	37
Figure III.9 : La poutre palière.....	39
Figure III.10 : La poutre palière à la torsion.....	45
Figure III.11 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	47
Figure III.12 : Schéma statique du balcon.....	48
Figure III.13 : Diagramme des efforts internes.....	49
Figure III.14 : Schéma de ferrailage de du balcon.....	52

Figure III.15 : Les dimensions de l'acrotère et le schéma statique.....	52
Figure III.16 : Coffrage et ferrailage de l'acrotère.....	57
Figure IV.1 : Dimensionnement des poutrelles.....	59
Figure IV.2 : Diagrammes du moment corrigé.....	61
Figure IV.3 : Diagramme de l'effort tranchant.....	62
Figure IV.4 : La section de la poutrelle calculée (en T).....	70
Figure IV.5 : position de l'axe neutre.....	71
Figure IV.6 : Compression de la bille d'about.....	75
Figure IV.7 : Ferrailage des poutrelles de rive.....	79
Figure IV.8 : Ferrailage des poutrelles intermédiaire.....	79
Figure IV.9 : Compression de la bille d'about.....	90
Figure IV.10 : Ferrailage des poutrelles de rive.....	97
Figure IV.11 : Ferrailage des poutrelles intermédiaire.....	97
Figure IV.12 : Schéma de Ferrailage de la dalle de compression.....	98
Figure.V.1 : Modèle 3D de la structure.....	101
Figure V.2 : Spectre de réponse de calcul.....	109
Figure V.3 : La Disposition des voiles.....	110
Figure V.4 : Première mode ($T=0,604187$ sec) principal de vibration suivant X.....	111
Figure V.5 : deuxième mode ($T=0,530233$ sec) principal de vibration en torsion.....	111
Figure V.6 : Troisième mode ($T=0,454449$ sec) principal de vibration en torsion.....	112
Figure VI.1 : Direction des moments et efforts sur un poteau.....	126
Figure VI.2 : Dimensions de voile.....	133
Figure VI.3 : Schéma de ferrailage du mur voile.....	136
Figure VII.1 : Schéma d'une semelle isolée.....	139
Figure VII.2 : Schéma d'une Semelle filante.....	140
Figure VII.3 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	142

Figure VII.4 : Schéma de ferrailage du radier générale.....155

Liste des tableaux

Tableau I.1: valeur de θ	8
Tableau II.1: charge à la terrasse due aux plancher à corps creux.....	16
Tableau II.2: Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant.....	17
Tableau II.3: Charge permanente du mur extérieur.....	17
Tableau II.4: Charge permanente du mur intérieur.....	18
Tableau II.5: Dégression des charges d'exploitations.....	21
Tableau II.6: Evaluation des charges du poteau le plus sollicité.....	23
Tableau II.7: Résultats de la vérification au flambement.....	26
Tableau III.1: Charge du palier.....	31
Tableau III.2: Charge du Paillasse.....	31
Tableau III.3 : Ferrailage d'escalier.....	38
Tableau III.4 : Charge du balcon.....	48
Tableau IV.1 : Rapport entre les travées successives.....	65
Tableau IV.2 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (étage courants).....	69
Tableau IV.3 : Vérification des compressions.....	77
Tableau IV.4 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (Terrasse).....	85
Tableau IV.5 : Vérification des compressions.....	91
Tableau V.1 : Tableau récapitulatif de poids de la structure.....	105
Tableau V.2: Valeurs des pénalités.....	107
Tableau V.3 : Participation des masses cumulées.....	110
Tableau V.4: Vérification de l'effort normal réduit.....	114
Tableau V.5: Déplacements relatifs inter étages suivant X-X.....	115
Tableau V.6: Déplacements relatifs inter étages suivant Y-Y.....	115

Tableau V.7: Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ suivant X-X.....	117
Tableau V.8: Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ suivant Y-Y.....	117
Tableau V.9: Centre de rigidité et centre de masse de la structure.....	118
Tableau VI.1: Les données de calcul.....	120
Tableau V.2: Ferrailage longitudinal des poutres principales.....	122
Tableau VI.3: Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales.....	126
Tableau VI.4: Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires.....	126
Tableau VII.1 : Section des semelles filantes dans le sens longitudinal.....	140
Tableau VII.2: Section des semelles filantes dans le sens transversal.....	141
Tableau VII.3 : Vérification à l'E.L.S du radier en travée (dans le sens x).....	148
Tableau VII.4 : Vérification à l'E.L.S du radier en travée (dans le sens y).....	149
Tableau VII.5 : Vérification à l'E.L.S du radier en appuis (dans le sens x).....	150
Tableau VII.6 : Vérification à l'E.L.S du radier en appuis (dans le sens y).....	151

Notations

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

A max, Amin: Section d'acier maximale et minimale

At : Section d'acier transversale.

B : Aire du béton.

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

Bt : Section de la partie tendue.

Lt : Largeur de la section tendue.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

S.P.C : section partiellement comprimée.

S.E.C : section entièrement comprimée.

S.E.T: section entièrement tendue.

Evj : Module de déformation longitudinale différée du béton.

Ei j: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

G : module d'élasticité transversale.

Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

Ie : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

Mo : moment isostatique.

Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.

Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S

N : Effort normal.

Nser : Effort normal à l'E.L.S.

Nu : Effort normal ultime.

Tu : Effort tranchant ultime.

Tw : Effort tranchant à gauche.

T_e : Effort tranchant à droite.

T_{ser} : Effort tranchant à l'E.L.S.

F : effort de traction.

R_a : réaction à gauche.

R_b : réaction à droite.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

Minuscules romaines :

h : Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en T.)

c_1, c_2, c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

e_p : épaisseur.

a : épaisseur du voile.

$f_{c,j}$: Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

$f_{t,j}$: Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à « 28 » jours.

i : Rayon de giration.

l_f : Longueur de flambement,

St : Espacement d'armature transversale.

S_{rep} : Espacement de répartition.

Majuscules grecques :

Δ : Variation.

Σ : sommation.

Φ : Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

W : poids.

Minuscules grecques :

α : Coefficient fonction de l'élançement du poteau.

γ : Coefficient de sécurité.

ε : Déformation relative.

η : Coefficient de fissuration.

λ : Élancement mécanique.

μ : Coefficient de frottement.

ν : Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

ζ : Contrainte normale.

η : Contrainte tangentielle.

δ : Déplacement d'un niveau.

Autres notations :

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

RDC : rez-de-chaussée.