

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE IBN KHALDOON DE TIARET



FACULTE DES SCIENCES APPLIQUEES

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER

Spécialité: Génie Civil

Option: Structure

Présenté par:

FEDAG SABRINA

HASSANI YAMINA

Sujet du mémoire

**Dimensionnement béton armé d'un bâtiment (R+6) à usage
d'habitation situé à Tiaret**

Soutenu publiquement le10/06/2024.....devant le jury composé de:

Mr	B.SERBAH	Président
Mme	L.KHARROUBI	Encadreur
Mr	H.BEKKI	Examineur
Mme	A.DRAOUI	Examineur
Mme	Z.RENNAK	Examineur

Promotion 2023/2024



Remerciements:

Tout d'abord, nous tenons à remercier Allah, le clément et le miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

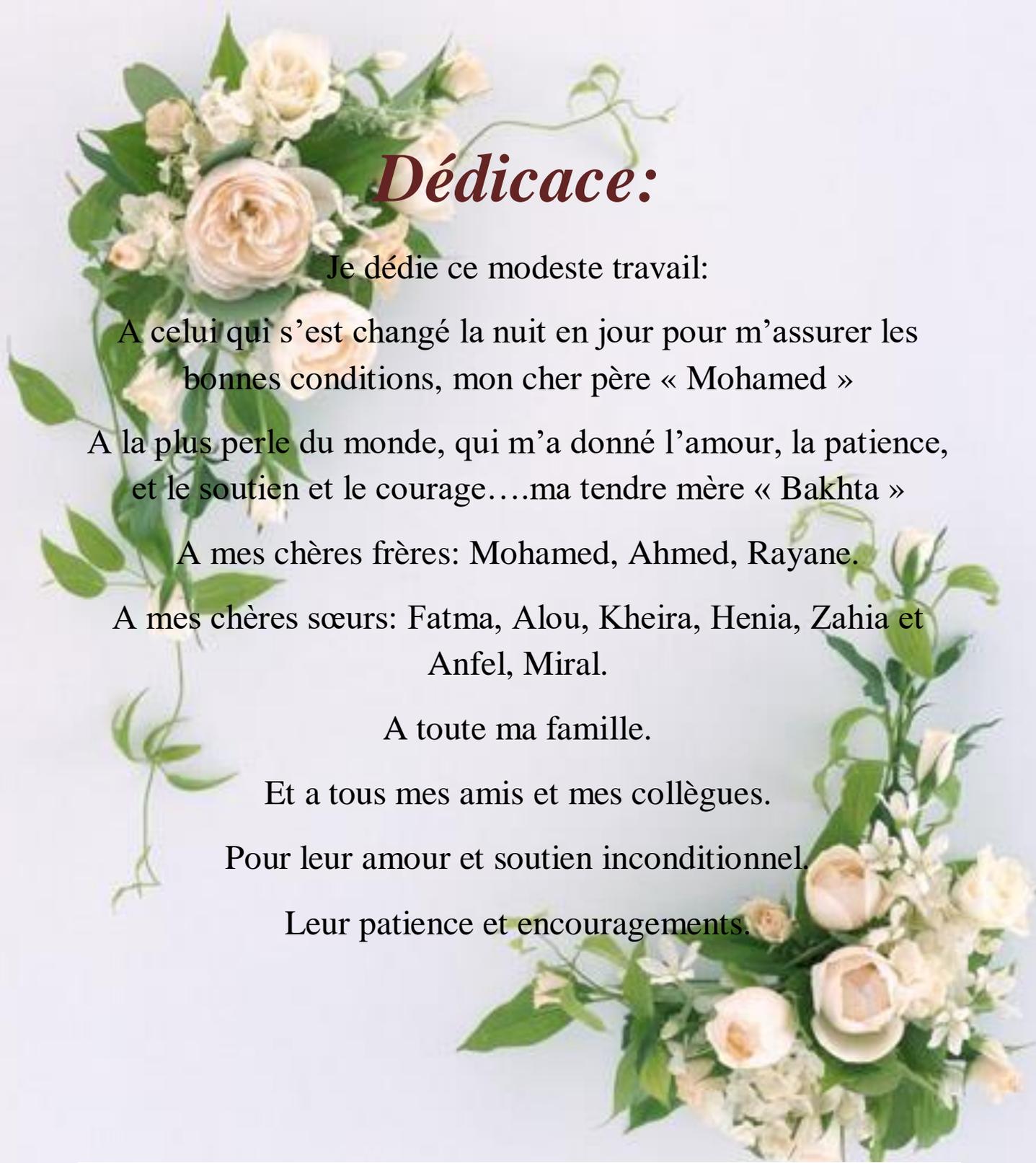
Nous voudrions exprimer nos vifs remerciements à notre promoteur Mme. Mimouni Lamia, pour les orientations et les conseils qu'il a su nous prodiguer durant l'évolution de notre projet.

Nous voudrions aussi remercier tous les professeurs qui ont contribué à notre formation

Notre vifs remerciements vont également aux membres de jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre mémoire acceptons d'examiner notre travail et de l'enrichir par leurs propositions.

Enfin, nous tiens également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.





Dédicace:

Je dédie ce modeste travail:

A celui qui s'est changé la nuit en jour pour m'assurer les
bonnes conditions, mon cher père « Mohamed »

A la plus perle du monde, qui m'a donné l'amour, la patience,
et le soutien et le courage....ma tendre mère « Bakhta »

A mes chères frères: Mohamed, Ahmed, Rayane.

A mes chères sœurs: Fatma, Alou, Kheira, Henia, Zahia et
Anfel, Miral.

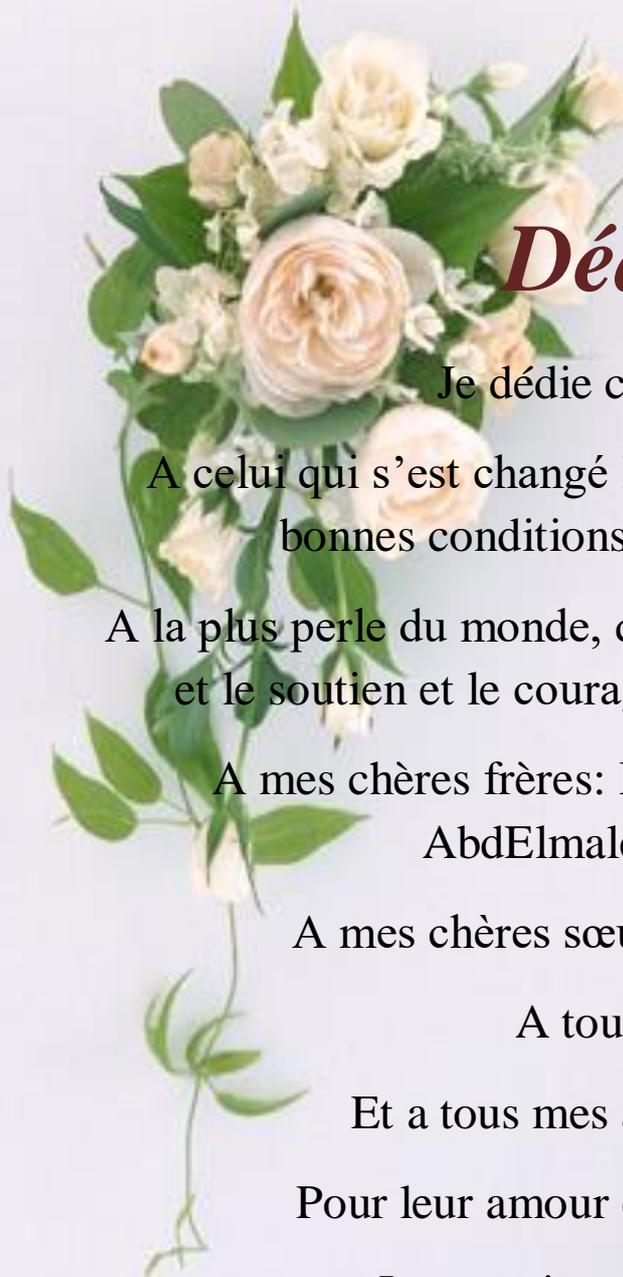
A toute ma famille.

Et a tous mes amis et mes collègues.

Pour leur amour et soutien inconditionnel.

Leur patience et encouragements.

Sabrin



Dédicace:

Je dédie ce modeste travail:

A celui qui s'est changé la nuit en jour pour m'assurer les
bonnes conditions, mon cher père « Tahar »

A la plus perle du monde, qui m'a donné l'amour, la patience,
et le soutien et le courage...ma tendre mère « Fatma »

A mes chères frères: Mohamed, Ahmed, Oussama,
AbdElmalek, Rayane, Salim.

A mes chères sœurs: Alia, Djamila, Rania.

A toute ma famille.

Et a tous mes amis et mes collègues.

Pour leur amour et soutien inconditionnel.

Leur patience et encouragements.



Yamina

Résumé:

Ce projet est une étude détaillée de l'achèvement d'un bâtiment résidentiel composé de R+6 situé à Tiaret, classé comme zone à faible sismique (Zone I).

La modélisation de cette structure a été élaborée par le logiciel ETABS V9.7.

Le calcul des dimensions et des armatures des éléments est conforme aux règles applicables BAEL 91, RPA 99 /V 2003.

ملخص:

هذا المشروع عبارة عن دراسة تفصيلية لإنجاز بناية سكنية مكونة من طابق أرضي و 6 طوابق تقع بولاية تيارت, المصنفة حسب القانون الجزائري للزلازل كمنطقة ضعيفة زلزالية.

تم انشاء دراسة وتحليل هذا الهيكل بواسطة برنامج "ايتابس".

لحساب ابعاد وتسليح العناصر ليتوافق مع القواعد المعمول بها. (RPA99/ version 2003, BAEL 91).

Abstract:

This Project is a detailed study of the completion of a residential building consisting of R+6 located in the state of Tiaret, classified as a seismic weak zone (zone I).

This structure analysis study was created by ETABS.

To calculate the dimensions and arming of items complies with the applicable RPA rules, BAEL 91.

Liste des figures

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul

Figure I-1: Diagramme parabole-rectangle des contraintes-Déformations du béton	7
Figure I-2: diagramme rectangulaire simplifié	7
Figure I-3 : diagramme de déformation – contraintes	9
Figure I-4: diagramme des déformations limites de la section	11

Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments de la structure

Figure II-1: coupe verticale du plancher à corps creux	14
Figure II-2: tableau de dégression des surcharges	17
Figure II-3: surface supportant la charge revenant au poteau le plus sollicité	18

Chapitre III: Calcul des planchers

Figure III-1: les éléments d'un plancher à corps creux.....	23
Figure III-2: schémas de méthode forfaitaire	25
Figure III-3: Effort tranchant par la méthode des triangles semblables.....	35
Figure III-4: dessin de ferrailage des poutrelles des étages courants.....	40
Figure III-5: Effort tranchant par la méthode des triangles semblables.....	46
Figure III-6: dessin de ferrailage de poutrelle (terrasse)	47

Chapitre IV: Les éléments non structuraux

Figure IV-1: dimensions de l'acrotère.....	50
Figure IV-2: ferrailage de l'acrotère	53
Figure IV-3: ferrailage de balcon terrasse et étages courante.....	58
Figure IV-4: Ferrailage des marches	62
Figure IV-5: Ferrailage de palier	66

Chapitre V: L'étude sismique

Figure V.1: modélisation de la structure par logiciel «Etabs»	70
---	----

Chapitre VI: Ferrailage des portiques

Figure VI-1: Zone nodale	93
--------------------------------	----

Chapitre VII: Etude des voiles

Figure VII-1: schéma du voile + deux poteaux	98
Figure VII-2: schéma du voile + poteau	99
Figure VII-3: schéma du voile + poteau centrales	99
Figure VII-4: disposition des armatures verticales dans les voiles	101
Figure VII-5: schéma de ferrailage du voile ($e = 20\text{cm}$)	102

Chapitre VIII: Etude de l'infrastructure

Figure VIII-1: schéma du panneau	108
Figure VIII-2: Armatures inférieures (sur appuis)	110
Figure VIII-3: Armatures supérieures (en travée)	110
Figure VIII-4: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture	111
Figure VIII-5: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture	112
Figure VIII-6: schéma des armatures de peau	113
Figure VIII-7: ferrailage de la poutre sur appuis suivant le sens longitudinal	114
Figure VIII-8: ferrailage de la poutre sur appuis suivant le sens transversal	115

Liste des tableaux

Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments de la structure

Tableau II-1: charges et surcharges du plancher terrasse	14
Tableau II-2: charges et surcharges des étages courants	15
Tableau II-3: charges des murs extérieurs	15
Tableau II-4: dégression des surcharges	17
Tableau II-5: dimensions des différents éléments.....	21

Chapitre III: Calcul des planchers

Tableau III-1: les moments en travées et les efforts	30
Tableau III-2: les moments sur appuis et en travées.....	30
Tableau III-3: les moments et les efforts à ELU.....	43
Tableau III-3: les moments et les efforts à ELS.....	44

Chapitre IV: Les éléments non structuraux

Tableau IV-2 : charge permanente du balcon terrasse	54
--	----

Chapitre V: L'étude sismique

Tableau V-1 : valeurs de T_1 et T_2	72
Tableau V-2: les valeurs de la force sismiques.....	72
Tableau V-3: facteur de participation massique	73
Tableau V-4: les déplacements relatifs au chaque niveau	74
Tableau V-5: vérification de l'effet	74

Chapitre VI: Ferrailage des portiques

Tableau VI-1: les sections min et max, imposée par le RPA 99 version 2003	86
Tableau VI-2: les sections min et max, imposée par le RPA 99 /2003(poteau circulaire)	87
Tableau VI-3: les sollicitations défavorables du 1 ^{er} genre.....	87
Tableau VI-4: les sollicitations défavorables du 2 ^{ème} genre.....	87
Tableau VI-5: les sollicitations défavorables du 1 ^{er} genre.....	87
Tableau VI-6: les sollicitations défavorables du 2 ^{ème} genre.....	88

Tableau VI-7:ferraillage des poteaux carrés90

Tableau VI-8: ferraillage des poteaux circulaire91

Chapitre VIII: Etude de l'infrastructure

Tableau VIII-1: les moments fléchissant suivent les deux sens.....108

Tableau VIII-2: les moments fléchissant sur appui112

Tableau VIII-3:les moments fléchissant sur appui113

Notations:

A: Coefficient d'accélération de zone.

A_r : Armature de répartition.

A_{st} : Section d'armature.

α : Position relative de la fibre neutre.

B_r : Section réduite.

B: Coefficient de pondération.

C_p : Facteur de force horizontal.

C_t : Coefficient de période.

d : Distance séparent entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.

d' : Distance entre les armatures et la fibre neutre.

D: Facteur d'amplification dynamique.

E: Action accidentelle.

f_{bc} : Contrainte de calcul.

f_{cj} : Résistance à la compression.

f_{tj} : Résistance à la traction.

f_{c28} : Résistance caractéristique a 28 jours.

G: action permanente.

γ_b : Coefficient de sécurité béton.

γ_s : Coefficient de sécurité d'acier.

I_x, I_y : Moment d'inertie.

i_x, i_y : Rayon de giration.

M: Moment fléchissant.

μ_u : Moment ultime réduit.

η : Facteur de correction d'amortissement.

N: Effort normal.

Q: Action d'exploitation.

Q: Facteur de qualité.

R: Coefficient de comportement global de la structure.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton.

$\overline{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'acier.

σ_{bc} : Contrainte du béton.

σ_{st} : Contrainte d'acier.

T: Effort tranchant.

$\overline{\tau}_u$: Contrainte ultime de cisaillement.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

θ : Coefficient d'application.

V: Force sismique total.

W: poids total de la structure.

W_i: Poids sismique au niveau « i ».

Z: Bras de levier.

Sommaire:

Introduction générale	1
Chapitre I: Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul	
I-Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul	3
I-1- Présentation de l'ouvrage	3
I-1-1- Caractéristiques géométriques.....	3
I-1-2- Ossature et système constructif adopté	4
I-1-3- Données du site.....	5
I-2- Hypothèse de calcul et caractéristiques des matériaux	5
I-2-1- Hypothèses de calcul.....	5
I-2-2- Caractéristiques mécaniques des matériaux	5
1- le béton	5
1-1-Résistances mécaniques du béton	6
1-2-Contrainte limite.....	6
a) Etat limite ultime (ELU)	6
b) Etat limite de service (ELS)	7
c) Contrainte ultime de cisaillement	8
d) Module de déformation longitudinale du béton.....	8
e) Module de déformation transversale	8
2-L'acier	8
2-1-Caractéristiques mécanique	8
2-2-Diagramme déformation – contrainte	9
2-3-Contraintes limites de traction des armatures.....	9
2-4-Etats limites	10

Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments de la structure

II-1- Introduction	14
II-2- Pré dimensionnement des plancher	14
II-2-1- Pré dimensionnement de la hauteur	14
II-3- Evaluation des charges et des surcharges	14
II-3-1- Les planchers	14
II-3-2- Murs de façades	15
II-4- Pré dimensionnement des poutres	15
II-5- Pré dimensionnement des poteaux	17
II-5-1- Loi de dégression de la surcharge d'exploitation.....	17
II-5-2- Les efforts de compression due aux charges permanentes N_G	18
II-6- Pré dimensionnement des voiles	20

Chapitre III: Calcul des planchers

III-1-Introduction	23
III-2- Planchers à corps creux	23
III-2-1- Méthode de calcul des poutrelles.....	24
III-2-1-1- Méthode forfaitaire	24
III-2-1-2- Calcul des poutrelles de plancher RDC et étages courants	25
III-2-1-3- Calcul des poutrelles du plancher terrasse.....	41
III-3- ferrailage de la dalle de compression.....	46

Chapitre IV: Les éléments non structuraux

IV-1- L'acrotère	49
IV-1-1- Calcul des sollicitations, enrobage et excentricité.....	49
IV-1-2- Vérification de compression de la section	50
IV-1-3- Calcul du ferrailage (ELU)	51
IV-1-3-1- Vérification des contraintes (ELS)	51
IV-1-3-2- Détermination des contraintes dans le béton comprimée σ_{bc}	51

IV-1-3-3- Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st}	52
IV-1-3-4- Contrainte de cisaillement	52
IV-1-3-5- Contrainte de cisaillement.....	52
IV-1-3-6- Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme	52
IV-2- Balcons	54
1- Etude des charges et des sollicitations.....	54
a) Terrasse inaccessible	54
2- Calcul de la charge concentrée	54
3- Ferrailage.....	55
4- Vérifications.....	56
IV-3- Escaliers	59
3-1- Introduction	59
3-2- Calcul de paillasse et marches en console	60
3-3- Le ferrailage	60
3-3-1- Vérification à l'ELS	61
3-4- Calcul de palier	63
3-4-1- Le ferrailage	64
3-4-2- Vérification à l'ELS	65

Chapitre V: L'étude sismique

V-1- Introduction	68
V-2- Présentation du logiciel ETABS	68
V-3- Calcul sismique	68
V-3-1- Méthode du calcul.....	69
V-3-2- Conditions à vérifier	69
V-4- Méthode d'analyse modale spectrale	70
V-4-1- Principe de la méthode	70
V-5- Calcul de la force sismique totale	70

V-6- Vérification des forces sismiques.....	72
V-6-1- Le calcul de la force sismique à la base	72
V-6-2- Vérification de la période fondamentale	72
V-6-3- Vérification des facteurs de participation massique	72
V-6-4- Calcul des déplacements	73
V-6-5- Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	74

Chapitre VI: Ferrailage des portiques

VI-1- Introduction	77
VI-2- Les combinaisons de calcul	77
VI-3- Ferrailage des poutres	77
VI-3-1- Méthode de calcul	77
VI-3-2- Recommandations du DTR pour les armatures longitudinales	78
VI-3-3- Exemple de calcul	78
VI-3-3-1- Ferrailage d'une poutre principale de rive	78
VI-3-3-2- Vérification du ferrailage de la poutre.....	79
VI-4- Ferrailage des poteaux	86
VI-4-1- Méthode de calcul	86
VI-4-2- Ferrailage exigé par le RPA 99 version 2003.....	86
VI-4-3- Exemple de calcul	88
1) Méthode de calcul	88
Vérification.....	89

Chapitre VII: Etude des voiles

VII-1- Introduction.....	95
VII-2- Système de contreventement	95
VII-2-1- La méthode de calcul	96
VII-2-2- Armatures verticales	97
VII-2-3- Armatures horizontales.....	97

VII-2-4- Armatures transversales.....	97
VII-2-5- Armatures de coutures	97
VII-3- Ferrailage des voiles.....	98
VII-3-1- Exemple de calcul	98
VII-3-2- Détermination des contraintes.....	98
VII-3-3- Calcul des armatures verticales.....	100
VII-3-4- Calcul des armatures horizontales	100
VII-3-5- Calcul des armatures transversales	101
VII-3-6- Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b	101
VII-4- Disposition des armatures.....	101
VII-4-1- Armatures verticales	101
VII-4-2- Armatures horizontales.....	102
VII-4-3- Armatures transversales.....	102

Chapitre VIII: Etude de l'infrastructure

VIII- Introduction.....	104
VIII-1- Le radier général	104
VIII-2-calcul du radier	104
VIII-3- Détermination de la hauteur de la poutre de libage	105
VIII-4- Ferrailage du radier	107
VIII-4-1- Ferrailage des dalles	107
VIII-5- Ferrailage des poutres de libages	110
VIII-6- Armature de peau	113
Conclusion générale	117
Référence bibliographique	119

Introduction générale

Introduction:

La conception et le développement des bâtiments résidentiels est une tâche complexe qui nécessite la prise en compte de nombreux aspects.

L'étude d'un projet de construction résidentielle vise à fournir un logement sûr et confortable pour la population et à prêter attention aux aspects environnementaux et économiques, équilibrant la conception esthétique et fonctionnelle.

Ce travail consiste à l'étude d'un bâtiment (R+6) à usage d'habitation qui sera implanté à la wilaya de Tiaret, région correspondant à la zone (I), selon les derniers règlements parasismiques algériens RPA99 version 2003, dont la modélisation sera effectuée avec le logiciel ETABS et les autres calculs ont été effectués manuellement.

Le travail est subdivisé en 8 chapitres:

Le premier chapitre: présentation de l'ouvrage et hypothèse de calcul.

Deuxième chapitre: pré dimensionnement des éléments de la structure.

Troisième chapitre: calcul des planchers.

Quatrième chapitre: les éléments non structuraux.

Cinquième chapitre: l'étude sismique.

Sixième chapitre: ferraillement des portiques.

Septième chapitre: étude des voiles.

Huitième chapitre: étude de l'infrastructure.

Et en terminant notre travail par une conclusion générale.

Chapitre I:

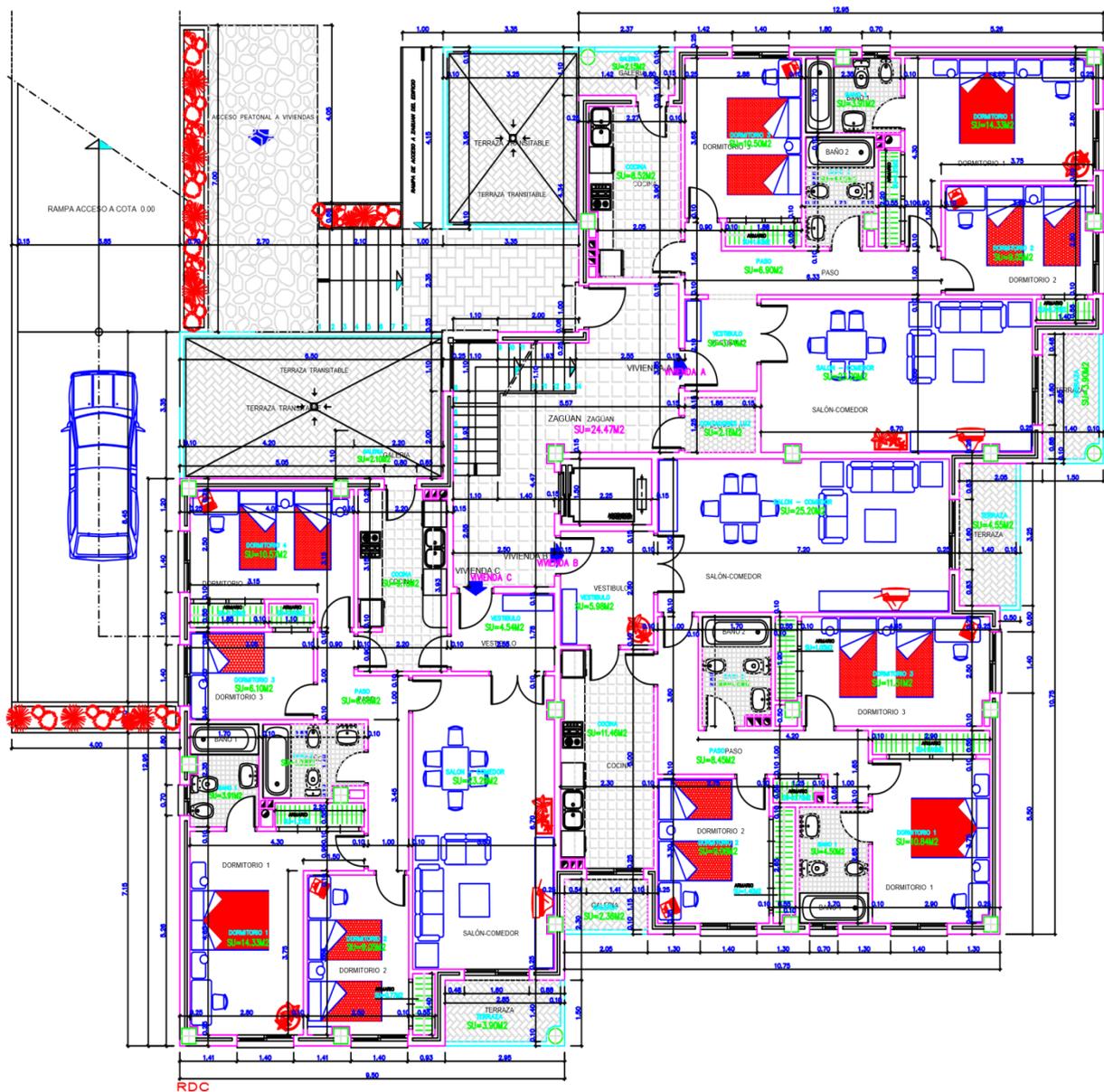
Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul

I- Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul

I-1- Présentation de l'ouvrage:

Le projet qui nous a été confié consiste à l'étude d'un bâtiment en (R+6) à usage d'habitation, implanté à Tiaret, ce bâtiment situé en zone de faible sismicité zone I selon le règlement parasismique algérien (RPA 99/ version 2003).

Le vue en plan de rez-de-chaussée représentée sur la figure suivante:



I-1-1- Caractéristiques géométriques:

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

- ✓ Largeur en plan 22.35m
- ✓ La longueur en plan 22.35m

- ✓ Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) 21.42m
- ✓ Hauteur de RDC 3.06m.
- ✓ Hauteur d'étage courant 3.06m.

I-1-2- Ossature et système constructif adopté**❖ Ossature:**

Pour assurer la stabilité de la structure sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales, des portiques et des voiles sont utilisés pour contreventer la structure.

❖ Plancher:

Tous les planchers du bâtiment sont constitués d'un corps creux (20cm) et dalle de compression (4cm).

❖ Escaliers:

Les niveaux supérieurs sont accessibles par un seul type d'escalier « escalier console », un seul palier et un seul paillasson.

❖ Maçonnerie:

On a construit les murs extérieurs avec deux parois de briques creuses de 15cm et 10cm d'épaisseur, avec un espace de 5cm entre les deux.

On a construit les murs intérieurs avec une seule paroi de briques creuses de 10cm d'épaisseur.

❖ Revêtement:

On a utilisé:

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers étages.
- L'étanchéité multicouche pour le plancher terrasse.

❖ Isolation:

- Les murs et les planchers permettent de contrôler le son de l'intérieur et l'extérieur et d'empêcher son passage.
- L'isolation thermique est assurée par des couches de polystyrène et le vide d'air entre les murs extérieurs (qui empêchent le transfert de chaleur).

❖ Terrasse:

Il existe un seul type de terrasse de bâtiment inaccessible.

I-1-3- Données du site:

Le bâtiment situé dans la wilaya de Tiaret, ou la zone dans laquelle le bâtiment est situé est classée par le RPA99/ version 2003 comme zone de faible sismicité zone I.

- ✓ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- ✓ Le site est considéré comme meuble S3.

I-2- Hypothèse de calcul et caractéristiques des matériaux:**I-2-1- Hypothèses de calcul:**

Les hypothèses de calcul adoptées pour l'étude sont:

- ✓ La résistance du béton à la compression à 28 jours est: $f_{c28} = 25Mpa$.
- ✓ La résistance du béton à la traction est: $f_{t28} = 2,1Mpa$.
- ✓ Le module d'élasticité différé est: $E_{vj} = 10818,865Mpa$.
- ✓ Le module d'élasticité instantané est: $E_{ij} = 32456.595Mpa$.
- ✓ La limite élastique de l'acier à haut adhérence est: $f_e = 400Mpa$.

I-2-2- Caractéristiques mécaniques des matériaux:

Dans ce projet, le béton et l'acier ont été sélectionnés conformément aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé BAEL91/ 99, ainsi qu'au règlement parasismique algérien RPA99/ 2003.

1- le béton:

Le béton: est un matériau de construction solide composé d'un mélange de:

- Ciment: la matière qui lie les composants du béton ensemble.
- Eau: active le ciment et le fait réagir.
- Granulats: gravier ou sable.
- Adjuvants: des matériaux ajoutés au béton pour améliorer ses propriétés.

La composition d'un mètre cube de béton est la suivant:

- 350kg de ciment.
- 400kg de sable $C_g < 5mm$.
- 800kg de gravillons 3/8 et 15/25.
- 175L d'eau de gâchage.

La masse volumique de béton armé est 25KN/m³.

1-1- Résistances mécaniques du béton:**a) Résistance à la compression**

La résistance du béton à la compression est sa capacité à résister aux forces qui le poussent vers l'intérieur à 28jours et les règles BAEL définissent la résistance du béton à la compression à l'Age j (inférieur à 28jours), la résistance du béton à la compression est déterminée par des essais sur des éprouvettes normalisées de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur. Et ensuite, la résistance du béton à la compression est évaluée à l'aide de la formule f_{cj} .

1- Pour des résistances $f_{c28} > 40MPa$:

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28} \text{ si: } j < 28\text{jours.}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \text{ si: } j > 28\text{jours.}$$

2- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40MPa$:

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \text{ si: } j < 60\text{jours.}$$

$$f_{cj} = 1.1f_{c28} \text{ si: } j > 60\text{jours.}$$

b) Résistance à la traction

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \text{ si: } f_{c28} \leq 60MPa.$$

$$f_{tj} = 0.275(f_{cj})^{2/3} \text{ si: } f_{c28} > 60MPa.$$

$$\text{pour } f_{c28} = 25MPa \rightarrow f_{t28} = 2.1MPa.$$

1-2- Contrainte limite:**a) Etat limite ultime (ELU):**

Les états limites ultimes permettent de calculer tout ce qui a trait à la sécurité des personnes et/ou à la sécurité de la structure.

Pour le calcul des contraintes à l'état limite ultime (ELU), on utilise la loi parabole-rectangle qui représente le comportement réel du béton sur un diagramme contrainte-déformation.

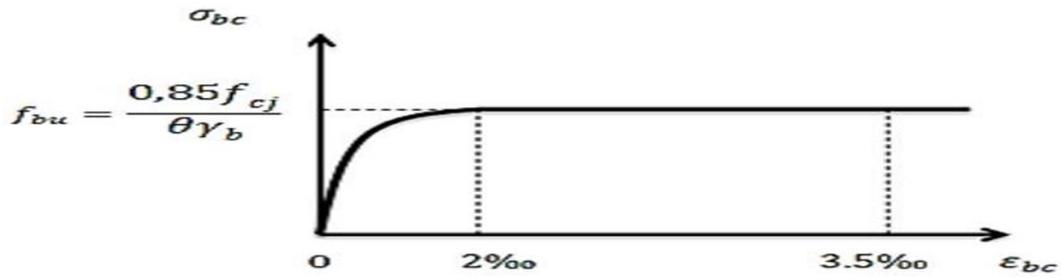


Figure I-1: Diagramme parabole-rectangle des contraintes-Déformations du béton.

$$\epsilon_{bc1} = 2\text{‰}$$

$$\epsilon_{bc2} = 3.5\text{‰} \quad \text{si: } f_{cj} \leq 40\text{MPa.}$$

$$\epsilon_{bc2} = \min(4.5 ; 0.025 f_{cj})\text{‰} \quad \text{si: } f_{cj} > 40\text{MPa.}$$

θ : Coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement.

$\theta = 1$ Si la durée est supérieure à 24h.

$\theta = 0.9$ Si la durée est comprise entre 1h et 24h.

$\theta = 0.85$ Si la durée est inférieure à 1h.

b) Etat limite de service (ELS):

Les états limites de service permettent de vérifier la structure en utilisation normale (déformation admissible de la structure sous l'action du vent...) ainsi que vis-à-vis du confort des personnes (vibration d'une passerelle, déformation admissible des planchers...), de l'aspect de la construction.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa.}$$

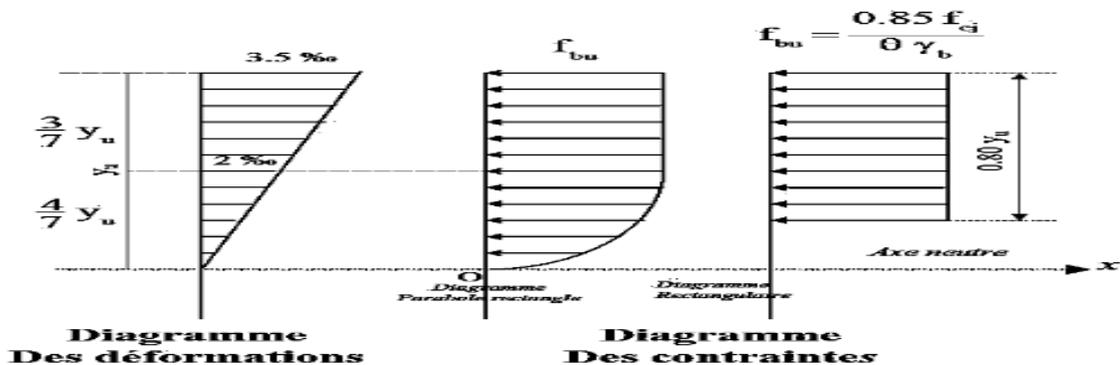


Figure I-2: diagramme rectangulaire simplifié.

c) Contrainte ultime de cisaillement:

La formule $\tau \leq \bar{\tau}$ est limitée la contrainte ultime de cisaillement:

$$\bar{\tau} = \min(0.13f_{c28}, 4MPa) = 3.25MPa \text{ Cas de fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.10f_{c28}, 3MPa) = 2.5MPa \text{ Cas ou la fissuration est préjudiciable.}$$

d) Module de déformation longitudinale du béton:**▪ Module de déformation instantanée:**

Le module de déformation instantanée E_{ij} du béton âge de j jours soumis à des contraintes normales est égale à:

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

▪ Module de déformation différée :

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

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.86MPa$$

La déformation totale est égale à trois fois la déformation instantanée.

e) Module de déformation transversale:

Le module de déformation transversale, également appelé coefficient de poisson, est un mesure de la façon dont les dimensions d'un matériau changent dans une direction perpendiculaire à la direction d'une force appliquée.

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)}$$

ν : Le coefficient de poisson.

$\nu = 0$; pour le calcul des sollicitations à ELU et ELS

$$\rightarrow G = 16082.1$$

$\nu = 0.2$; pour le calcul des déformations à ELU et ELS

$$\rightarrow G = 13401.75$$

2- L'acier:

Les aciers sont des alliages de fer et de carbone dont la teneur en carbone est inférieure à 2% ($C < 2\%$) outre le fer et le carbone qui en sont les éléments principaux rentrant dans sa composition, un acier ordinaire contient principalement du silicium ; du manganèse, du soufre et du phosphore.

2-1- Caractéristiques mécanique:

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

- La résistance à la traction: $f_u = 360MPa$.
- La limite élastique: $f_y = 235MPa$.
- Le module de Young: $E = 210\,000MPa$.

- Le coefficient de poisson: $\nu = 0,3$.
- Module de cisaillement: $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 81000MPa$.

2-2- Diagramme déformation – contrainte:

Dans cette étude, nous avons utilisé des armatures longitudinales et transversales en acier FeE400.

Le coefficient de sécurité γ_s a été introduit avec les valeurs suivantes:

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

Avec

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

Pour l'acier FeE400, la limite d'élasticité 400MPa et la contrainte σ_s est donnée suivant:

$\gamma_s = 1.15$; Cas générale.

$\gamma_s = 1.0$; Cas des combinaison accidentelles.

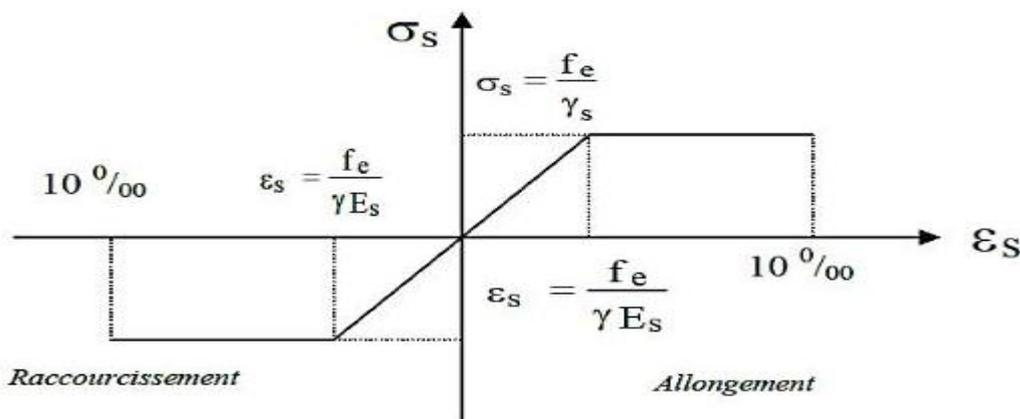


Figure I-3: diagramme de déformation – contraintes.

2-3- Contraintes limites de traction des armatures:

$\bar{\sigma}_{st} \leq f_e$; (Pas de limitation) → fissuration préjudiciable.

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{st} \leq \min(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta} \times f_{tj} MPa \\ \bar{\sigma}_{st} \leq \min(\frac{2}{3} 400; 110\sqrt{1.6} \times 2.1 \end{cases} \text{ fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63MPa.$$

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{st} \leq \min(\frac{1}{2} f_e; 90\sqrt{\eta} \times f_{tj} MPa \\ \bar{\sigma}_{st} \leq \min(\frac{1}{2} 400; 90\sqrt{1.6} \times 2.1 \end{cases} \text{ fissuration très préjudiciable} \rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 165 MPa.$$

η : Coefficient de fissuration.

$$\begin{cases} \eta = 1 & \rightarrow \text{pour rond lisse.} \\ \eta = 1.6 & \rightarrow \text{pour haute adhérences avec } \phi \geq 6\text{mm.} \\ \eta = 1.3 & \rightarrow \text{pour haute adhérences avec } \phi < 6\text{mm.} \end{cases}$$

2-4- Etats limites:

Selon les règles BAEL, on distingue deux états de calcul:

- ✓ Etats limite ultime de résistance ELU.
- ✓ Etats limite de service ELS.

a) E.L.U.R:

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'action majorées et les résistances calculées en supposant que les matériaux atteignent les limites de rupture minorées ce qui correspond aussi aux règlements parasismiques algérienne **RPA 99/ version 2003**. On doit par ailleurs vérifier que l'ELU n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

Hypothèses de calcul:

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance du béton à la traction est négligée.
- Les diagrammes déformations- contraintes sont définis pour:
 - Le béton en compression.
 - L'acier en traction et en compression.
- Le raccourcissement du béton est limité à: $\begin{cases} \varepsilon_{bc} = 3.5\%; \text{ flexion composée.} \\ \varepsilon_{bc} = 2\%; \text{ compression simple.} \end{cases}$
- L'allongement de l'acier est limitée à: $\varepsilon_{bc} = 10\text{‰}$.

Règle des trois pivots:

- En résumé:

Pivot	domaine	Déformation limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier 10‰
B	2	Raccourcissement unitaire du béton 3.5‰
C	3	Raccourcissement unitaire du béton 2‰

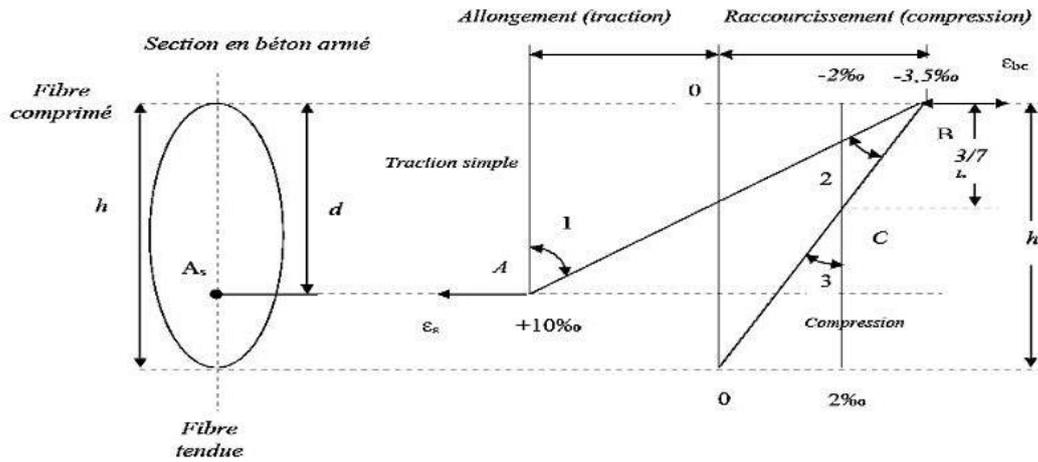


Figure I-4: diagramme des déformations limites de la section.

b) ELS:

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résistantes calculées dépassant des contraintes limites.

Hypothèses de calcul:

- Les sections droites restent planes.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \\ \varepsilon = \frac{\Delta L}{L} \end{cases}$$

C'est la formule du rapport: $\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$ coefficient d'équivalence.

Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites:

❖ **Etat limite ultime**

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

$$1.35G + 1.5Q$$

❖ **Etat limite de service:**

Combinaison d'action: $G + Q$

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

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2E \\ 0.8G + E \end{cases} \rightarrow \begin{cases} G: \text{charge permanente} \\ Q: \text{charge d'exploitation} \\ E: \text{effort du séisme} \end{cases}$$

Chapitre II:

Pré dimensionnement des éléments de la structure

II-1- Introduction:

Le pré dimensionnement revêt une importance capitale car il vise à exploiter l'acier et le béton de manière économique.

II-2- Prédimensionnement des plancher:

Un plancher est un élément porteur horizontal et séparatif dans une construction, offrant une surface plane constituant le sol d'un local. Il transmet les charges aux poutres et poteaux vers le sol.

II-2-1- Prédimensionnement de la hauteur:

Après le **BAEL 91**, le critère de rigidité est comme suivant:

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow h_t \geq \frac{550-30}{22.5} = 23.11\text{cm}$$

h_t : hauteur totale du plancher.

L: portée maximale de la poutrelle entre nus.

$$h_t = 24\text{cm}: \begin{cases} 20\text{cm}: \text{épaisseur du corps creux.} \\ 4\text{cm}: \text{épaisseur de la dalle de compression.} \end{cases}$$

Pour cette étude, on adopte un plancher à corps creux de hauteur $h = 24\text{cm}$.

Plancher (20+4) cm.

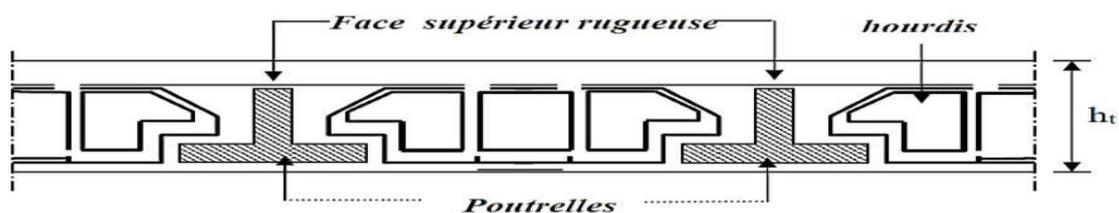


Figure II-1: coupe verticale du plancher à corps creux.

II-3- Evaluation des charges et des surcharges:

II-3-1- Les planchers:

a) Plancher terrasse inaccessible:

Désignation	Epaisseur (cm)	G (KN/m ²)
Gravillon roulé	3	0.6
Etanchéité multicouche	2	0.24
Asphalte coule sable	1	0.5
Forme en pente	6	1.32
Plaque de liège	2	0.08
Plancher	(20+4)	3.20
Enduit en ciment	2	0.36
G	6.30KN/m²	
Q	1KN/m²	

Tableau II-1: charges et surcharges du plancher terrasse.

b) Plancher étage courants:

Désignation	Epaisseur (cm)	G (KN/m ²)
carrelage	2	0.4
Mortier de pose	2	0.4
Sable fin	2	0.36
Plancher	20+4	3.2
Cloison	15	1.35
Enduit en plâtre	2.5	0.25
G	5.96 KN/m²	
Q	1.5 KN/m²	

Tableau II-2: charges et surcharges des étages courants.

II-3-2- Murs de façades:

Désignation	Epaisseur (cm)	G (KN/m ²)
Enduit extérieure en ciment	2.5	0.45
Parois en brique creuse	10	0.9
Parois en brique creuse	15	1.35
Enduit en plâtre	1.5	0.15
G	2.85 KN/m²	

Tableau II-3: charges des murs extérieurs.

20% de la charge du mur (ouvertures des ports et fenêtres), on obtient

$$G = 2.85 \times 0.80 = 2.28 \text{ KN/m}^2.$$

- Hauteur de mur:

$$H = 3.06 - 0.30 = 2.76 \text{ m}$$

$$G = 2.28 \times 2.76 = 6.69 \text{ KN/m}.$$

II-4- Prédimensionnement des poutres:

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux et linéaires faisant partie de l'ossature d'un plancher de bâtiment. Une poutre reçoit des actions mécaniques (efforts et moments, ponctuelles ou linéaires), et les transmet sur des appuis.

Le prédimensionnement des poutres se fera selon le CBA 93 et RPA 99 version 2003.

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$0.3d \leq b \leq 0.7d$$

Avec: L_{max} : portée maximale entre nus des appuis.

h: hauteur de la poutre.

b: largeur de la poutre.

a) Poutres principales:

- La hauteur de la poutre est donnée comme suivant:

$$\frac{740}{15} \leq h \leq \frac{740}{10} \rightarrow 49.33cm \leq h \leq 74cm$$

On adopte: **h= 65cm.**

- La largeur de la poutre:

$$d = 0.9h = 0.9 \times 60 = 54cm.$$

$$0.3 \times 54 \leq b \leq 0.7 \times 54 \rightarrow 16.2cm \leq b \leq 37.8cm.$$

On adopte: **b= 30cm.**

Vérifications selon le RPA 99 versions 2003:

$$h \geq 30cm \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$b \geq 20cm \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{65}{30} = 2.16 < 4 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc on prendra pour la poutre principale **(30×65) cm²**

b) Poutres secondaires:

- La hauteur de la poutre est donnée comme suivant:

$$\frac{550}{15} \leq h \leq \frac{550}{10} \rightarrow 36.66cm \leq h \leq 55cm$$

On adopte: **h= 45cm.**

- La largeur de la poutre:

$$d = 0.9h = 0.9 \times 45 = 40.5cm.$$

$$0.3 \times 40.5 \leq b \leq 0.7 \times 40.5 \rightarrow 12.15cm \leq b \leq 28.35cm.$$

On adopte: **b= 30cm.**

Vérifications selon le RPA 99 versions 2003:

$$h \geq 30cm \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$b \geq 20cm \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1.5 < 4 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc on prendra pour la poutre principale **(30×45) cm²**

II-5- Prédimensionnement des poteaux:

Les poteaux sont des éléments porteurs vertical et ponctuel, en métal, bois ou béton armé, caractérisé par sa longueur (mesurée verticalement) et sa section.

On a trois types de coffrages des poteaux rectangulaires :

- Type 01: pour le RDC jusqu'au 2ème étage.
- Type 02: pour le 3ème étage jusqu'au 4ème étage.
- Type 03: pour le 5ème étage jusqu'au 6ème étage.

II-5-1- Loi de dégression de la surcharge d'exploitation:

Pour calcul les surcharges on a utilisé la méthode de dégression en fonction du nombre d'étages.

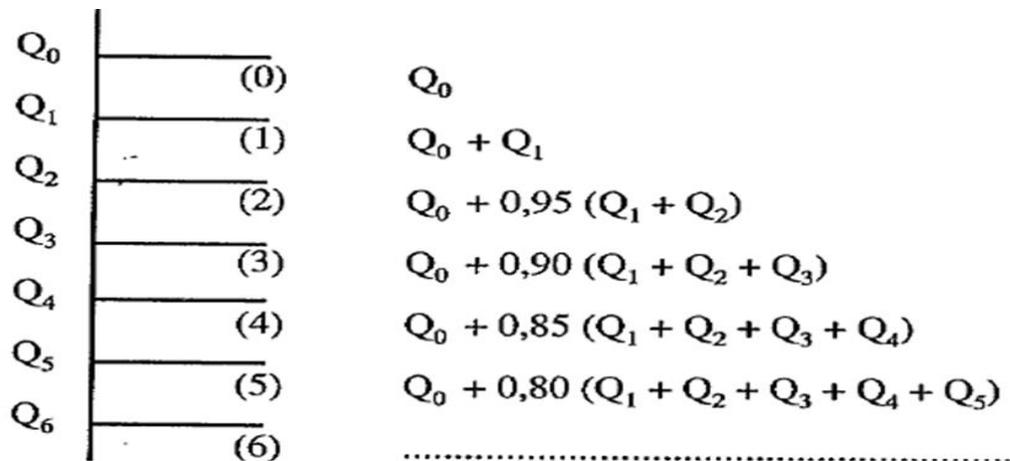


Figure II-2: tableau de dégression des surcharges.

Niveau	Dégression des charges par niveau	La charge (KN/m)
Terrasse	$Q_t=Q_0$	1.00
6	$Q_1=Q_0 + Q_1$	2.5
5	$Q_2=Q_0 + 0.95 (Q_1+Q_2)$	3.85
4	$Q_3=Q_0 + 0.9 (Q_1+Q_2+Q_3)$	5.05
3	$Q_4=Q_0 + 0.85 (4Q_1)$	6.1
2	$Q_5=Q_0 + 0.8 (5Q_1)$	7
1	$Q_6=Q_0 + 0.75 (6Q_1)$	7.75

Tableau II-4: dégression des surcharges.

$$N_Q = 7.75 \times 31.42 = 243.51KN.$$

La surface afférente du poteau est donnée par:

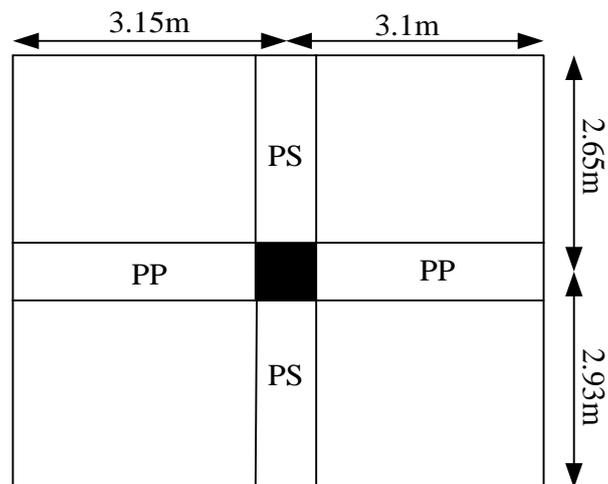


Figure II-3: surface supportant la charge revenant au poteau le plus sollicité.

$$s = [(3.1 + 3.15) - 0.30] \times [(2.65 + 2.93) - 0.3]$$

$$s = 31.42m^2.$$

II-5-2- Les efforts de compression due aux charges permanentes N_G :

- Poids propre des planchers:

$$P_{plancher} = (G_t + 6G_{étage}) \times S = (6,30 + 6 \times 5,96) \cdot 31,42$$

$$P_{plancher} = 1321.53KN.$$

- Poids propre des poutres principales:

$$P_{p.pricipale} = \gamma_{BA} \times b \times h \times L_{pp} \times n$$

$$P_{p.pricipale} = 25 \times 0.65 \times 0.3 \times 6.25 \times 7 = 213.28KN.$$

- Poids propre des poutres secondaires:

$$P_{p.secondaire} = \gamma_{BA} \times b \times h \times L_{ps} \times n$$

$$P_{p.secondaire} = 25 \times 0.45 \times 0.3 \times 5.58 \times 7 = 131.83KN.$$

$$N_G = P_{ps} + P_{pp} + P_{plancher} = 131.83 + 213.28 + 1321.53$$

$$N_G = 1666.64KN.$$

$$N_Q = (Q_t + (n - 1)Q_{étage}) \times S = (1 + 6 \times 1.5) \times 31.42$$

$$N_Q = 314.2KN.$$

$$N_s = N_G + N_Q$$

$$N_s = 1666.64 + 314.2$$

$$N_s = \mathbf{1980.54KN}$$

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = 1.35 \times 1666.64 + 1.5 \times 314.2$$

$$N_u = \mathbf{2721.26KN}$$

Après loi de dégression:

$$N_s = N_G + N_Q = 1666.64 + 243.51 = 1910.15KN$$

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = 1.35 \times 1666.64 + 1.5 \times 243.51$$

$$N_u = 2615.23KN$$

On majore les efforts de 10%

$$N_u = 2615.23 \times 1.1 = 2615.23KN$$

Le prédimensionnement des poteaux:

✓ **Détermination de a:**

$$\lambda \leq 50.$$

$$B = a \times b.$$

$$I = \frac{b \times a^3}{12(b \times a)}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{b \times a^3}{12(b \times a)}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0.28a$$

$$\text{On a: } h_0 = 306cm. \rightarrow L_f = 0.7 \times L_0$$

$$L_f = 0.7 \times 306 = 214.2cm$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214.2}{0.28a} \leq 50 \rightarrow a \geq \frac{214.2}{0.28 \times 50}$$

$$a \geq 15.3cm$$

On prend **a = 45cm.**

$$\lambda = \frac{0.7L_0}{i} = \frac{214.2}{0.28 \times 45} = 17 < 50 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Détermination de b:**

Selon le BAEL 91, la formule de l'effort normal ultime comme suite:

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Application numérique:

$$f_{c28} = 25MPa; f_e = 400MPa; \gamma_b = 1.5; \gamma_s = 1.15$$

$$A_s = 0.7\% \times B_r = 0.7\% \times [43(b - 2)]$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{17}{35} \right)^2} = 0.81$$

$$N_u \leq (b - 2) \left[0.81 \frac{43 \times 25 \times 10^2}{0.9 \times 1.5} + \frac{0.301 \times 400 \times 10^2}{1.15} \right]$$

$$N_u \leq (b - 2) [0.81(79629.63 + 10469.56)]$$

$$N_u \leq (b - 2) \times 72980.35$$

$$2615.23 \times 10^3 \leq 72980.35b - 145960.69$$

$$72980.35b \geq 2469269.31 \rightarrow b \geq \mathbf{33.83cm}.$$

On prend **b = 45cm**.

✓ **Vérification des conditions du RPA 99/ 2003:**

Le poteau rectangulaire de premier type $(45 \times 45)cm^2$.

Les sections suivantes pour les poteaux à chaque type:

- Type 01: pour le RDC → 2^{ème} étage → $(45 \times 45)cm^2$.
- Type 02: pour le 3^{ème} étage → 4^{ème} étage → $(40 \times 40)cm^2$.
- Type 03: pour le 5^{ème} étage → 6^{ème} étage → $(35 \times 35)cm^2$.

Pour le poteau circulaire de premier type **R = 45cm**.

- Type 01: pour le RDC → 2^{ème} étage → $(R = 45)$.
- Type 02: pour le 3^{ème} étage → 4^{ème} étage → $(R = 40)$.
- Type 03: pour le 5^{ème} étage → 6^{ème} étage → $(R = 35)$.

II-6- Prédimensionnement des voiles:

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés à reprendre une partie des charges verticales mais aussi principalement d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme.

Le RPA 99/ 2003 considère comme voile de contreventement les voiles satisfaisant les conditions suivantes:

II-6-1- Prédimensionnement:

Le RDC et autre étages:

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{306}{22} \rightarrow e \geq 13.90\text{cm} \\ e \geq \frac{306}{25} \rightarrow e \geq 12.24\text{cm} \end{array} \right. \\ L \geq 4e_{min} \rightarrow e_{min} = 15\text{cm} \end{array} \right.$$

Avec:

L: longueur du voile

e: épaisseur du voile.

h_e : hauteur d'étage.

On adopte des voiles d'épaisseur **e = 20cm**.

Niveau	Section de poteaux (cm ²)		Section de poutre principale (cm ²)	Section de poutre secondaire (cm ²)	Epaisseur de voile (cm)
	carrée	circulaire			
RDC et 1^{er} et 2^{ème} étage	45 × 45	45	30 × 65	30 × 45	20
3^{ème} et 4^{ème} étage	40 × 40	40			
5^{ème} et 6^{ème} étage	35 × 35	35			

Tableau II-5: dimensions des différents éléments.

Chapitre III:

Calcul des planchers

III-1-Introduction:

Le plancher est constitué de corps creux qui est utilisé comme coffrage perdu et d'une dalle de compression (20+4) reposant sur des poutrelles préfabriquées de section en T, elles sont disposées suivant la petite portée, distances de 65cm.

Deux types de planchers existent:

- Planchers coulés sur place.
- Planchers préfabriqués.

III-2- Planchers à corps creux:

Les planchers à poutrelles préfabriqués sont des planchers dont l'ossature porteuse est constituée d'éléments en béton. Ce type de plancher est couramment employé pour le cas de charges modérées car il peut être mis en œuvre avec des moyens de levage limités. Ce type de plancher est constitué de trois éléments qui sont:

- Les entrevous ou corps creux (appelés aussi Hourdis).
- Le hourdis ou dalle de compression.
- Les poutrelles préfabriquées en béton armé.

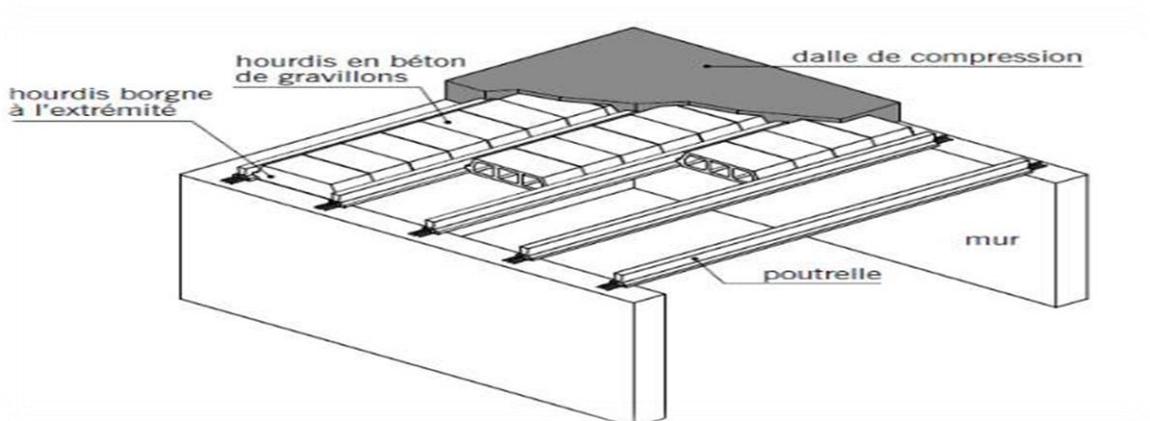


Figure III-1: les éléments d'un plancher à corps creux.

Nous avons un plancher à corps creux:

- 20cm corps creux.
- 4cm dalle de compression.

Donc on a des poutrelles de:
$$\begin{cases} h_t = 24cm. \\ b_0 = 12cm. \text{ avec } b = 65cm. \\ h_0 = 4cm. \end{cases}$$

III-2-1- Méthode de calcul des poutrelles:

III-2-1-1- Méthode forfaitaire:

Pour calcul les poutrelles il existe plusieurs méthodes, le règlement BAEL 91 propose une méthode pour le calcul des moments qui appelé « la méthode forfaitaire ».

Les conditions d'application de la méthode:

- La charge d'exploitation $Q \leq \max(2G; 5KN/m^2)$.
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées.
- Le rapport des portées successives est compris entre 0.8 et 1,25; ($0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$).
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Les moments maximaux en travées et sur appuis en fonction des moments isostatiques de la travée indépendante.

M_0 : le moment maximal dans la travée indépendante.

M_t : le moment maximale dans la travée étudiée.

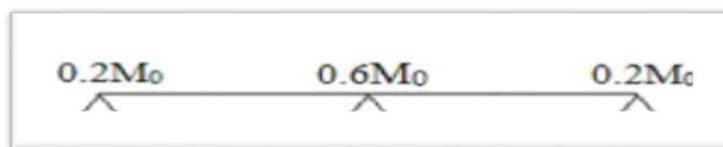
M_w : le moment sur appui gauche de la travée.

M_e : le moment sur appui droite de la travée.

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

Les moments sur appuis:

1- Cas de deux travées:



2- Cas de trois travées:



3- Cas de plusieurs travées:

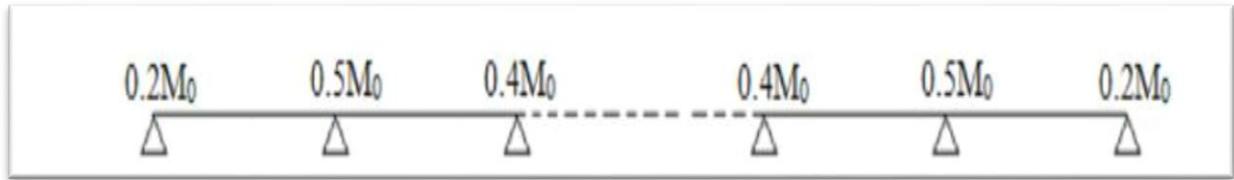


Figure III-2: schémas de méthode forfaitaire.

Principe de calcul de l'effort tranchant:

Le but d'étude 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.

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

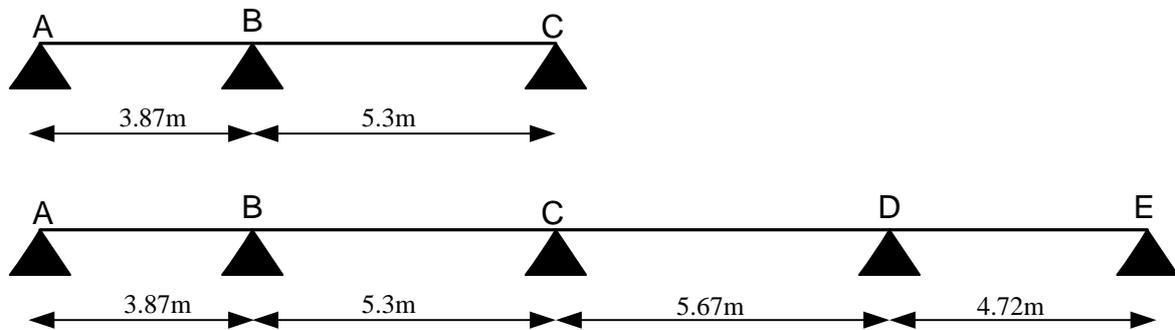
III-2-1-2- Calcul des poutrelles de plancher RDC et étages courants:

1- Type de poutrelles:

Plancher RDC et étage courant.

Dans ce cas, on a deux types de poutrelles:

1^{er} et 2^{ème} type:



2- Les combinaisons de charges :

- Plancher étage courant:

$$G = 5.96 \times 0.65 = 3.87KN/m$$

$$Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975KN/m$$

$$\begin{cases} Q_u = 1.35G + 1.5Q = 6.69KN/m \\ Q_s = G + Q = 4.84KN/m \end{cases}$$

3- Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire:

- La charge d'exploitations $Q \leq \max(2G; 5KN/m^2)$.
- ✓ Plancher étage courant:

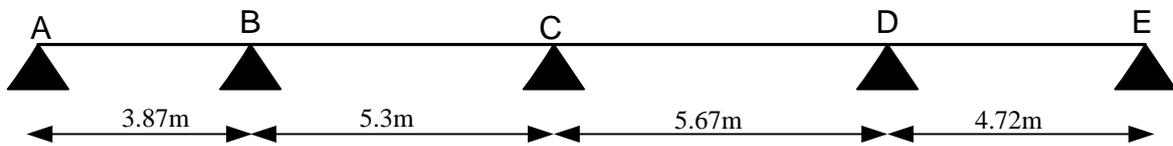
$$Q = 1.5KN/m^2 < 2 \times G = 11.92KN/m^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- ✓ Plancher terrasse:

$$Q = 1KN/m^2 < 2 \times G = 13KN/m^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Poutrelle à inertie constantecondition vérifiée.
- Le rapport $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$:

1^{er} type:



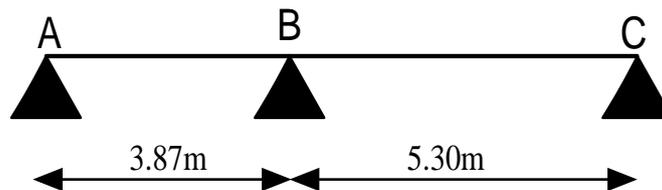
$0.8 \leq \frac{3.87}{5.3} \leq 1.25 \rightarrow 0.8 > 0.73 < 1.25$ Condition non vérifiée (on utilise la méthode forfaitaire modifiée).

$0.8 \leq \frac{5.3}{5.67} \leq 1.25 \rightarrow 0.8 < 0.93 < 1.25$... Condition vérifiée.

$0.8 \leq \frac{5.67}{4.72} \leq 1.25 \rightarrow 0.8 < 1.2 < 1.25$... Condition vérifiée.

- Fissuration considérée comme étant non préjudiciable.

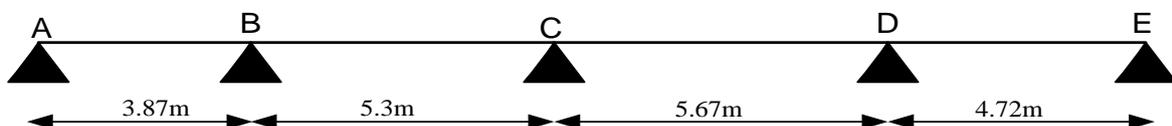
2^{ème} type:



$0.8 \leq \frac{3.87}{5.3} \leq 1.25 \rightarrow 0.8 > 0.73 < 1.25$ Condition non vérifiée (on utilise la méthode forfaitaire modifiée).

4- Exemple de calcul:

- ✓ Type 01:

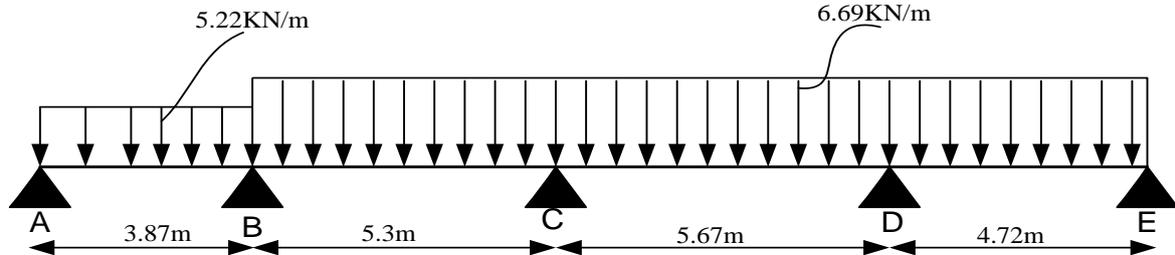


La travée AB ne vérifiant pas la condition du rapport des portées successives. (Méthode forfaitaire).

Calcul des moments isostatiques:

$$q_u = 6.69 \text{KN/m} ; q'_u = 5.22 \text{KN/m}$$

1. Cas des charges minimales sur la travée « AB »



- Calcul des moments isostatiques:

$$M_0^{AB} = \frac{q'_u \times l^2}{8} = \frac{5.22 \times 3.87^2}{8} = 9.77 \text{KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6.69 \times 5.3^2}{8} = 23.49 \text{KN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6.69 \times 5.67^2}{8} = 26.88 \text{KN.m}$$

$$M_0^{DE} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6.69 \times 4.72^2}{8} = 18.63 \text{KN.m}$$

- Calcul des moments sur appuis:

$$M_A = 0.2 M_0^{AB} = 0.2 \times 9.77 = 1.95 \text{KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = 0.5 \times 23.49 = 11.75 \text{KN.m}$$

$$M_C = 0.4 \max(M_0^{BC}; M_0^{CD}) = 0.4 \times 26.88 = 10.75 \text{KN.m}$$

$$M_D = 0.5 \max(M_0^{CD}; M_0^{DE}) = 0.5 \times 26.88 = 13.44 \text{KN.m}$$

$$M_E = 0.2 M_0^{DE} = 0.2 \times 18.63 = 3.73 \text{KN.m}$$

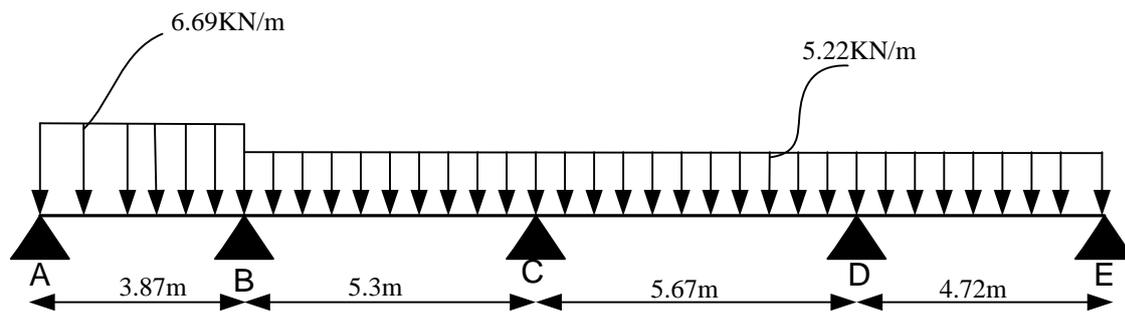
- Moment en travée particulière « AB »:

$$x = \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{q'_u \times L_{AB}} = \frac{3.87}{2} + \frac{1.95 - 11.75}{5.22 \times 3.87} = 1.45 \text{m}$$

$$M_{t(x)}^{AB} = \frac{q_u (L_{AB} - x)}{2} - M_A \left(\frac{1-x}{L_{AB}} \right) - M_B \left(\frac{x}{L_{AB}} \right)$$

$$M_{t(x)}^{AB} = \frac{5.22(3.87-1.45)}{2} - 1.95 \left(\frac{1-1.45}{3.87} \right) - 11.75 \left(\frac{1.45}{3.87} \right)$$

$$M_{t(x)}^{AB} = 2.15 \text{KN.m}$$

1. Cas des charges maximale sur la travée « AB »:- Calcul des moments isostatiques:

$$M_0^{AB} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6.69 \times 3.87^2}{8} = 12,52 \text{KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{q'_u \times l^2}{8} = \frac{5.22 \times 5.3^2}{8} = 18,33 \text{KN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{q'_u \times l^2}{8} = \frac{5.22 \times 5.67^2}{8} = 20,97 \text{KN.m}$$

$$M_0^{DE} = \frac{q'_u \times l^2}{8} = \frac{5.22 \times 4.72^2}{8} = 14,54 \text{KN.m}$$

- Calcul des moments sur appuis:

$$M_A = 0.2 M_0^{AB} = 0.2 \times 12.52 = 2,504 \text{KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = 0.5 \times 18.33 = 9,16 \text{KN.m}$$

$$M_C = 0.4 \max(M_0^{BC}; M_0^{CD}) = 0.4 \times 20.97 = 8,38 \text{KN.m}$$

$$M_D = 0.5 \max(M_0^{CD}; M_0^{DE}) = 0.5 \times 20.97 = 10,48 \text{KN.m}$$

$$M_E = 0.2 M_0^{DE} = 0.2 \times 14.54 = 2,91 \text{KN.m}$$

- Moment en travée particulière « AB »:

$$x = \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{q'_u \times L_{AB}} = \frac{3.87}{2} + \frac{2.504 - 9.16}{6.69 \times 3.87} = 1.68 \text{m}$$

$$M_{t(x)}^{AB} = \frac{q_u (L_{AB} - x)}{2} - M_A \left(\frac{1-x}{L_{AB}} \right) - M_B \left(\frac{x}{L_{AB}} \right)$$

$$M_{t(x)}^{AB} = \frac{6.69(3.87 - 1.68)}{2} - 2.504 \left(\frac{1 - 1.68}{3.87} \right) - 9.16 \left(\frac{1.68}{3.87} \right)$$

$$M_{t(x)}^{AB} = 3,79 \text{KN.m}$$

- Moment en travée « BC »: travée de rive

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0.3\alpha)M_0^{BC}; 1.05M_0^{BC}] - \frac{M_B + M_C}{2} \\ \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right) M_0^{BC} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 13,65KN.m \\ 12,44KN.m \end{array} \right. \rightarrow M_t^{BC} = 13,65KN.m$$

- Moment en travée « CD »: travée de rive

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0.3\alpha)M_0^{CD}; 1.05M_0^{CD}] - \frac{M_C + M_D}{2} \\ \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right) M_0^{CD} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 16,39KN.m \\ 14,25KN.m \end{array} \right. \rightarrow M_t^{CD} = 16,39KN.m$$

- Moment en travée « DE »: travée de rive

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0.3\alpha)M_0^{DE}; 1.05M_0^{DE}] - \frac{M_D + M_E}{2} \\ \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2}\right) M_0^{DE} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 11,16KN.m \\ 11,74KN.m \end{array} \right. \rightarrow M_t^{DE} = 11,74KN.m$$

- Calcul des efforts tranchants:**Travée AB:**

Cas des charges maximales:

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{2.504-9.16}{3.87} + \frac{6.69 \times 3.87}{2} = 11.23KN \\ T_e = \frac{2.504-9.16}{3.87} - \frac{6.69 \times 3.87}{2} = -14.65KN \end{array} \right.$$

Cas des charges maximales:

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{1.95-11.75}{3.87} + \frac{5.22 \times 3.87}{2} = 7.56KN \\ T_e = \frac{1.95-11.75}{3.87} - \frac{5.22 \times 3.87}{2} = -12.63KN \end{array} \right.$$

Travée BC:

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{11.75-10.75}{5.3} + \frac{6.69 \times 5.3}{2} = 17.91KN \\ T_e = \frac{11.75-10.75}{5.3} - \frac{6.69 \times 5.3}{2} = -17.53KN \end{array} \right.$$

Travée CD:

$$\begin{cases} T_w = \frac{10.75-13.44}{5.67} + \frac{6.69 \times 5.67}{2} = 20.25KN \\ T_e = \frac{10.75-13.44}{5.67} - \frac{6.69 \times 5.67}{2} = -19.44KN \end{cases}$$

Travée DE:

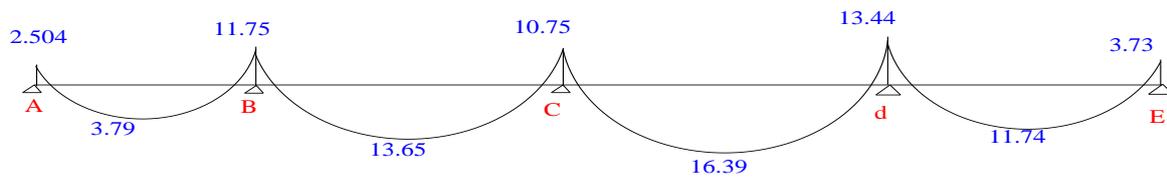
$$\begin{cases} T_w = \frac{13.44-3.73}{4.72} + \frac{6.69 \times 4.72}{2} = 17.84KN \\ T_e = \frac{13.44-3.73}{4.72} - \frac{6.69 \times 4.72}{2} = -13.73KN \end{cases}$$

Type	01	
travée	AB	BC
M _t (KN.m)	3.38	15.50
T _w (KN)	10.75	19.50
T _e (KN)	-15.14	-15.95

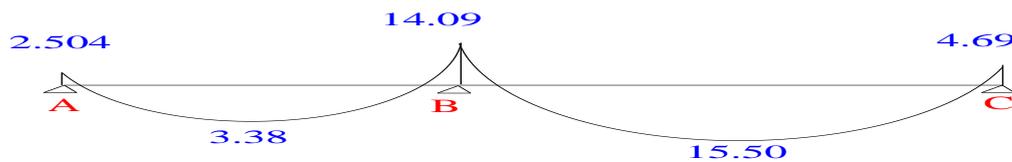
Tableau III-1: les moments en travées et les efforts.

Les moments:

Type 01:



Type 02:



Pour ce plancher les mêmes étapes de calcul définies précédemment sont à suivre pour les autres types de poutrelles l'ELU et ELS.

Type	Travée	L (m)	ELU				ELS			
			M _w	M _e	M ₀	M _t	M _w	M _e	M ₀	M _t
01	AB	3.87	2.504	11.75	12.52	3.79	1.81	8.49	9.06	2.69
	BC	5.3	11.75	10.75	23.49	13.65	8.49	7.78	16.99	9.87
	CD	5.67	10.75	13.44	26.88	16.39	7.78	9.73	19.45	11.86
	DE	4.72	13.44	3.73	18.63	11.74	9.73	2.69	13.48	8.49
02	AB	3.87	2.504	14.09	12.52	3.38	1.81	8.15	9.06	2.45
	BC	5.3	14.09	4.69	23.49	15.50	10.19	3.39	16.99	11.22

Tableau III-2: les moments sur appuis et en travées.

Les sollicitations maximales de calcul sont:

ELU

$$M_t = 16.39 \text{KN.m}$$

$$M_{a.rive} = 4.69 \text{KN.m}$$

$$M_{a.inter} = 14.09 \text{KN.m} \text{ Et } T_{max} = 20.25 \text{KN}$$

ELS

$$M_t = 11,86 \text{KN.m}$$

$$M_{a.rive} = 3,39 \text{KN.m}$$

$$M_{a.inter} = 10,19 \text{KN.m} \text{ Et } T_{max} = 14.07 \text{KN.}$$

Les données:

- Largeur de la poutrelle $b = 65 \text{cm}$ et $b_0 = 12 \text{cm}$.
- Hauteur de la section $h_t = 24 \text{cm}$.
- Epaisseur de dalle de compression $h_0 = 4 \text{cm}$.
- Hauteur utile $d = 0.9h_t = 21.6 \text{cm}$
- Contrainte aciers longitudinaux utilisés: $f_e = 400 \text{MPa}$.
- $f_{c28} = 25 \text{MPa}$; $f_{t28} = 2.1 \text{MPa}$.
- $\sigma_{bc} = 14.20 \text{MPa}$; $\sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$.

2. Calcul du ferrailage des poutrelles:**5-1- Calcul des armatures longitudinales:**❖ **ELU**1- En travée

On calcule le moment de résistance de la table:

$$M_{tb} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tb} = 65 \times 4 \times 14.20 \left(21.6 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3} = 72,36 \text{KN.m}$$

$$M_{t(max)} = 16.39 \text{KN.m} < 72.36 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{16.39 \times 10^3}{14.20 \times (21.6^2) \times 65} = 0.038 < \mu_l = 0.392$$

$$\rightarrow \beta = 0.981$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{16.39 \times 10^3}{0.981 \times 21.6 \times 348} = 2.22 \text{cm}^2$$

Section minimale d'armatures:

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 65 \times 21.6 \times \frac{2.1}{400} = 1.69 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.22 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.69 \text{ cm}^2. \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

On adopte: **3T12 = 3.39 cm².**

2- Sur appuis:

Le béton tendu est négligé, le calcul sera fait pour une section rectangulaire

$$(b_0 \times h) = (12 \times 24) \text{ cm}^2$$

a) Appuis de rive:

$$M_{a.rive} = 4.69 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a.rive}}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b_0} = \frac{4.69 \times 10^3}{14.20 \times (21.6^2) \times 12} = 0.058 < \mu_l = 0.392$$

$$\rightarrow \beta = 0.970$$

$$A_s = \frac{M_{a.rive}}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{4.69 \times 10^3}{0.970 \times 21.6 \times 348} = 0.64 \text{ cm}^2$$

Section minimale d'armatures:

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 12 \times 21.6 \times \frac{2.1}{400} = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.64 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.31 \text{ cm}^2. \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

On adopte: **1T10 = 0.79 cm².**

b) Appuis intermédiaire:

$$M_{a.inter} = 14.09 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a.inter}}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b_0} = \frac{14.09 \times 10^3}{14.20 \times (21.6^2) \times 12} = 0.177 < \mu_l = 0.392$$

$$\rightarrow \beta = 0.902$$

$$A_s = \frac{M_{a.inter}}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{14.09 \times 10^3}{0.902 \times 21.6 \times 348} = 2.07 \text{ cm}^2$$

Section minimale d'armatures:

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 12 \times 21.6 \times \frac{2.1}{400} = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.07 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.31 \text{ cm}^2. \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

On adopte: **2T12 = 2.26 cm².**

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS:**

$$M_{t(ser)} = 11.86 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre:

Soit « y » la distance entre le centre de gravité de section homogène «s» et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{b \times y^2}{2} + \eta \times A'(y - C') - \eta \times A(d - y) = 0$$

$$b = 65 \text{ cm}; \eta = 15; A = 3.39 \text{ cm}^2; d = 21.6 \text{ cm}; b_0 = 12 \text{ cm.}$$

$$32.5y^2 - 15 \times 3.39 \times (21.6 - y) = 0 \rightarrow y = 5.083 \text{ cm}$$

Y = 5.083 cm l'axe neutre tombe dans la nervure (section T)

Moment d'inertie:

$$I_G = \frac{b \times y^3}{3} + \eta A'(y - C') + \eta A(d - y)^2$$

$$I_G = \frac{65 \times y^3}{3} + \eta A(d - y)^2$$

$$I_G = \frac{65}{3} (5.08)^3 + 15 \times 3.39 \times (21.6 - 5.08)^2 = 16717.91$$

$$I_G = 16717.91 \text{ cm}^4$$

❖ **Calcul des contraintes:**

- Contrainte maximale dans béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \times y = \frac{11.86 \times 10^3}{16717.91} \times 5.083 = 3.61 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 3.61 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

La fissuration non préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier.

- Contrainte de cisaillement

$$T_{max} = 20.25KN.m$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{20.25 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.216} = 0.78MPa$$

Fissuration non préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}; 4MPa) = \min(3.25MPa; 4MPa)$$

$$\bar{\tau}_u = 3.25MPa$$

$$\tau_u = 0.78MPa < \bar{\tau}_u = 3.25MPa \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

5-2- Calcul des armatures transversales A:

- Le diamètre:

Après le BAEL 99 (A.5.1.23):

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_L\right) mm.$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{240}{35}; \frac{120}{10}; 10\right) mm.$$

$$\phi_t \leq \min(6.86; 12; 10)mm$$

On prend $\phi_t = 6mm$

- Calcul des espacements

$$S_t \leq \min(0.9d; 40cm) \rightarrow S_t \leq \min(19.44; 40cm)$$

$$S_t \leq 19.44cm.$$

- La section des armatures transversales

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\left(\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)\right) - (0.3K \times f_{tj})}{0.9(\sin\alpha + \cos\alpha)} \dots \dots (1)$$

K=1 fissuration non préjudiciable

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_u \left(\frac{h}{2}\right)}{b_0 \times d}$$

Par la méthode des triangles semblables, on a calcul la valeur de l'effort tranchant $T_u \left(\frac{h}{2}\right)$.

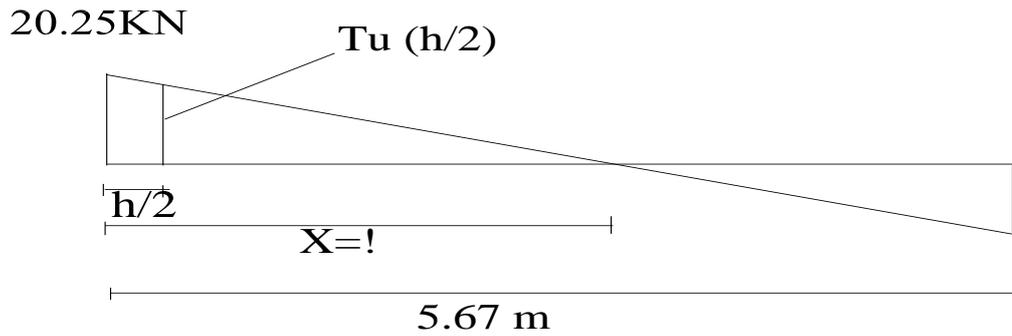


Figure III-3: Effort tranchant par la méthode des triangles semblables.

$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u \times (\frac{h}{2})}{X - (\frac{h}{2})} \rightarrow T_u \times (\frac{h}{2}) = \frac{T_{max} [X - (\frac{h}{2})]}{X}$$

- Calcul la distance X

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L}$$

$$X = \frac{5.67}{2} + \frac{10.75 - 13.44}{6.69 \times 5.67} = 2.76m$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.24}{2} = 0.12m$$

$$T_u \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{20.25 [2.76 - 0.12]}{2.76} = 19.36KN$$

$$\tau_u \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{19.36 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.216} = 0.75MPa$$

$$\tau_u \left(\frac{h}{2}\right) = 0.75MPa$$

D'après formule (1)

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0.75 - (0.3 \times 2.1)) \times 12 \times 1.15}{0.9 \times 235} = 0.78 \times 10^{-2} cm \dots \dots \dots (2)$$

- Pourcentage minimal des armatures transversales:

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \max \left(\frac{\tau_u \times (\frac{h}{2})}{2}; 0.4MPa \right)$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \max \left(\frac{0.75}{2}; 0.4MPa \right)$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \max(0.37; 0.4MPa) \rightarrow \frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq 0.4MPa$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq \frac{0.4 \times b_0}{f_e} \rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq \frac{0.4 \times 12}{235} = 0.02cm \dots \dots \dots (3)$$

On prend le max entre 2 et 1 $\rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq 0.02cm$; on prend $S_t = 15cm$

En trouve $A_t \geq 0.02 \times 15 = 0.3 \text{ cm}^2$

$$\begin{cases} 2\phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2 \\ S_t = 15 \text{ cm}. \end{cases}$$

- Zone nodal:

$$S_t \leq \min(10\phi_i; 15 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min(10 \times 1.2; 15 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 12 \text{ cm}; \text{ donc } S_t = 7 \text{ cm}.$$

- Zone courante:

$$S_t \leq 15 \text{ cm}; \text{ donc } S_t = 15 \text{ cm}.$$

$$\begin{cases} S_t = 10 \text{ cm zone nodal.} \\ S_t = 15 \text{ cm zone courante} \end{cases}$$

- Enclage des armatures aux niveaux des appuis:

$$T_{max} = 20.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{appui} = 14.09 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{appui}}{Z} = \frac{M_{appui}}{0.9d} = \frac{14.09}{0.9 \times 21.6 \times 10^{-2}} = 72.48 \text{ KN}$$

$$F_u = 72.48 \text{ KN} > T_u = 20.25 \text{ KN.m};$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

- Compression de la bielle d'about:

La contrainte de compression dans la biellette est de:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \text{ Et } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{a \times b_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{a \times b_0}$$

Avec a: la longueur d'appui de la biellette.

$$\bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

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

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0.8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow \frac{2T}{a \times b_0} \leq \frac{0.8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow a \geq \frac{2T \times \gamma_b}{0.8 \times b_0 \times f_{c28}}$$

$$a \geq \frac{2 \times 20.25 \times 1.5}{0.8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0.025 \text{ m} = 2.5 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0.9d); a' = c - c' - 2; c' = 2 \text{ cm}; c = 45 \text{ cm}.$$

a' : La largeur d'appui

c : la largeur de l'appui du poteau

c' : L'enrobage

$$a' = 45 - 2 - 2 = 41\text{cm}$$

$$a = \min(41; 19.44) = 19.44\text{cm}$$

$19.44\text{cm} > 2.5\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

- Entraînement des armatures:

Vérification de la contrainte d'adhérence:

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0.9d \times \mu \times n} \leq \overline{\tau_{ser}} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Avec:

Ψ_s : Coefficient de cisaillement.

T: l'effort tranchant maximum.

n: nombre d'armatures longitudinales.

μ : Périmètre d'armatures tendu $\mu = \pi \times \phi = 3.14 \times 1 = 3.14$

$\Psi_s = 1.5$ pour HA; $T = 20.25\text{KN}$; $n = 3$; $\mu = 3.14\text{cm}$.

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0.9d \times \mu \times n} = \frac{20.25 \times 10^3}{19.44 \times 3.14 \times 3 \times 10^2} = 1.10\text{MPa}$$

$$\overline{\tau_{ser}} = 1.5 \times f_{c28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa}$$

$\tau_{ser} = 1.10\text{MPa} < \overline{\tau_{ser}} = 3.15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

- Ancrage des armatures tendues

$$\tau_s = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84\text{MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.84} = 35.21\text{cm}$$

La longueur est dépassé la largeur de la poutre secondaire ($b=30\text{cm}$), est obligés des courber les armatures d'une valeur « r »:

$$r = 5.5\phi = 5.5 \times 1 = 5.5\text{cm}$$

3. Vérification de la flèche:

Les conditions suivantes doivent être vérifiées:

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{24}{567} = 0.042 < \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0,ser}} \rightarrow \frac{24}{567} = 0.042 > \frac{11.86}{15 \times 19.45} = 0.041 \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{2.36}{12 \times 21.6} = 0.009 \cong \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \text{condition vérifiée.}$$

La première condition n'est pas vérifiée.

On a :

$$\begin{cases} G = 5.96 \text{KN/m}^2 \\ P = G + Q = 5.96 + 1.5 = 7.46 \text{KN/m}^2 \\ J = G - 0.90 = 5.06 \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

Pour $b = 0.65 \text{m}$

$$\begin{cases} G = 5.96 \times 0.65 = 3.87 \text{KN/m}^2 \\ P = 7.46 \times 0.65 = 4.85 \text{KN/m}^2 \\ J = 5.06 \times 0.65 = 3.29 \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

a- Calcul des moments fléchissant:

$$\begin{cases} M_G = 0.85 \frac{G \times L^2}{8} = 0.85 \frac{3.87 \times 5.67^2}{8} = 12.44 \text{KN.m} \\ M_p = 0.85 \frac{P \times L^2}{8} = 0.85 \frac{4.85 \times 5.67^2}{8} = 16.56 \text{KN.m} \\ M_J = 0.85 \frac{J \times L^2}{8} = 0.85 \frac{3.29 \times 5.67^2}{8} = 11.24 \text{KN.m} \end{cases}$$

• Module du modèle de déformation longitudinale:

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.20 \text{MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.88 \text{MPa}$$

b- Détermination du centre de gravité:

$$Y = \frac{\sum A_i Y_i}{A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \left(h - \frac{h_0}{2} \right) + \left[\frac{b_0 (h - h_0) (h - h_0)}{2} \right] + n \cdot A_s \cdot c + n \cdot A'_s (h - c')}{(b \cdot h_0) + (h - h_0) b_0 + n \cdot A_s + n \cdot A'_s}$$

$$= \frac{(65 \times 4) \left(24 - \frac{4}{2} \right) + \left[\frac{12(24-4)(24-4)}{2} \right] + 15 \times 3.39 \times 2 + 15 \times 0.79 (24 - 2)}{(65 \times 4) + (24 - 4)12 + 15 \times 3.39 + 15 \times 0.79}$$

$$Y = 15.15 \text{cm}$$

c- Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} - \frac{(b-b_0)(y-h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h_t-y)^3}{3} + 15A_s(d-y)^2 + 15A'_s(y-c')^2$$

$$I = \frac{65 \times 15.15^3}{3} - \frac{(65-12)(15.15-4)^3}{3} + \frac{12(24-15.15)^3}{3} + 15 \times 3.39(21.6 - 15.15)^2 + 15 \times 0.79 \times (15.15 - 2)^2$$

$$I = 57788.54 \text{ cm}^4$$

- Pourcentages des armatures:

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{12 \times 21.6} = 0.013$$

d- Calcul des contraintes suivant les sollicitations:

$$\begin{cases} \sigma_{SG} = \frac{M_G}{A \times Z} = \frac{12.44 \times 10^3}{3.39(0.9 \times 21.6)} = 188.76 \text{ MPa} \\ \sigma_{SP} = \frac{M_P}{A \times Z} = \frac{16.56 \times 10^3}{3.39(0.9 \times 21.6)} = 251.28 \text{ MPa} \\ \sigma_{SJ} = \frac{M_J}{A \times Z} = \frac{11.24 \times 10^3}{3.39(0.9 \times 21.6)} = 170.56 \text{ MPa} \end{cases}$$

e- Calcul de μ_G ; μ_P ; μ_J :

$$\begin{cases} \mu_G = \max \left(0; 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SG} + f_{t28}} \right] \right) = \max \left(0; 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 188.76 + 2.1} \right] \right) \\ \mu_P = \max \left(0; 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SP} + f_{t28}} \right] \right) = \max \left(0; 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 251.28 + 2.1} \right] \right) \\ \mu_J = \max \left(0; 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SJ} + f_{t28}} \right] \right) = \max \left(0; 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 170.56 + 2.1} \right] \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_G = 0.31 \\ \mu_P = 0.24 \\ \mu_J = 0.33 \end{cases}$$

f- Calcul des moments d'inertie fictifs:

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \frac{12}{65}\right) \times 0.013} = 5.22 \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 2.088$$

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{(1 + \lambda \times \mu)}$$

$$I_{Fi}^G = \frac{1.1 \times I_0}{(1 + \lambda_i \times \mu_G)} = \frac{1.1 \times 57788.54}{(1 + 5.22 \times 0.31)} = 24279.04 \text{ cm}^4$$

$$I_{FV}^G = \frac{1.1 \times I_0}{(1 + \lambda_v \times \mu_G)} = \frac{1.1 \times 57788.51}{(1 + 2.088 \times 0.31)} = 38589.31 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi}^P = \frac{1.1 \times I_0}{(1 + \lambda_i \times \mu_P)} = \frac{1.1 \times 57788.54}{(1 + 5.22 \times 0.24)} = 28217.061 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi}^J = \frac{1.1 \times I_0}{(1 + \lambda_i \times \mu_j)} = \frac{1.1 \times 57788.54}{(1 + 5.22 \times 0.33)} = 23348.047 \text{ cm}^4$$

g- Calcul de flèche:

$$f_{Gi} = \frac{M_G \times L^2}{10 \times E_i \times I_{Fi}^G} = \frac{12.44 \times 10^3 \times 567^2}{10 \times 32164.20 \times 24279.04} = 0.51 \text{ cm}$$

$$f_{GV} = \frac{M_G \times L^2}{10 \times E_V \times I_{Fi}^G} = \frac{12.44 \times 10^3 \times 567^2}{10 \times 10818.88 \times 38589.31} = 0.95 \text{ cm}$$

$$f_{Pi} = \frac{M_P \times L^2}{10 \times E_i \times I_{Fi}^P} = \frac{16.56 \times 10^3 \times 567^2}{10 \times 10818.88 \times 28217.061} = 1.74 \text{ cm}$$

$$f_{Ji} = \frac{M_J \times L^2}{10 \times E_i \times I_{Fi}^J} = \frac{11.24 \times 10^3 \times 567^2}{10 \times 10818.88 \times 23348.047} = 1.43 \text{ cm}$$

h- La flèche totale:

$$\Delta f_t = (f_{Gv} - f_{Ji}) + (f_{Pi} - f_{Gi}) = (0.95 - 1.43) + (1.74 - 0.51)$$

$$\Delta f_t = 0.75$$

$$\Delta f_{max} = \frac{L}{400} = \frac{567}{400} = 1.41$$

Donc: $\Delta f_t = 0.75 < \Delta f_{max} = 1.41$ condition vérifiée.

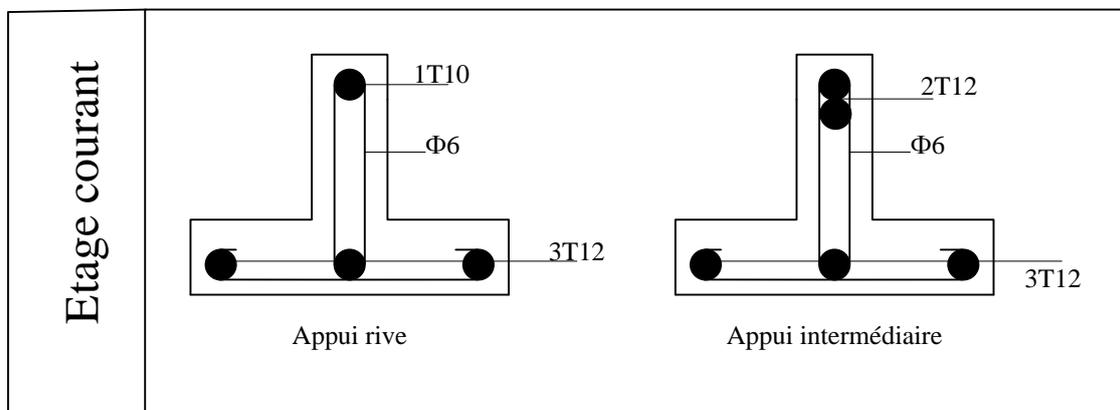


Figure III-4: dessin de ferrailage des poutrelles des étages courants.

III-2-1-3- Calcul des poutrelles du plancher terrasse:

Les mêmes types de poutrelles:

- Les combinaisons de charges:

$$G = 6.30 \times 0.65 = 4.095 \text{KN/ml}$$

$$Q = 1.00 \times 0.65 = 0.65 \text{KN/ml}$$

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q = 6.5 \text{KN/ml}$$

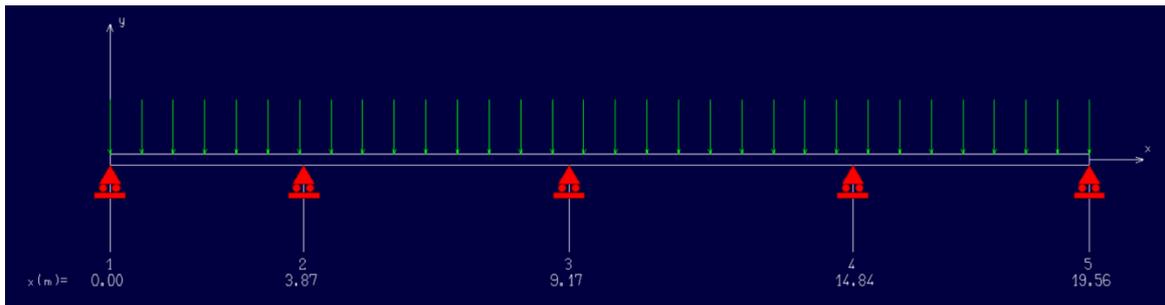
$$Q_{ser} = G + Q = 4.75 \text{KN/ml}$$

Dans ce plancher, on a utilisé logiciel RDM6 pour calculer les efforts tranchants, les moments sur travées et en appuis.

1. Les types des poutrelles:

Ce plancher comporte 02 types de poutrelles:

Type 01:



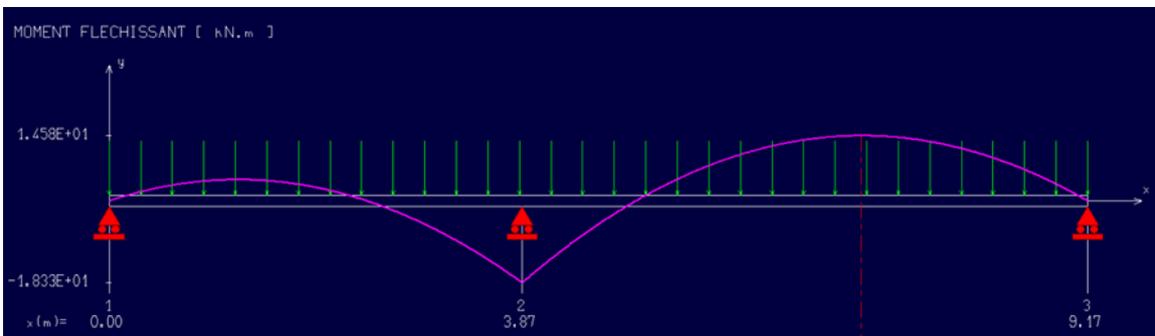
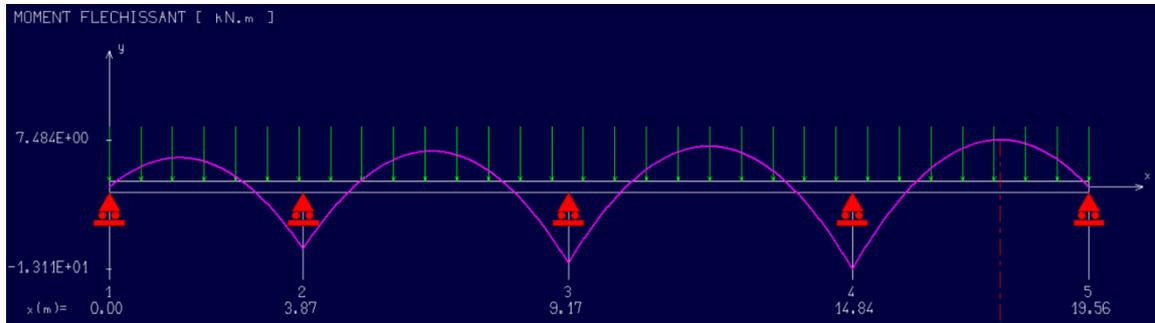
Type 02:



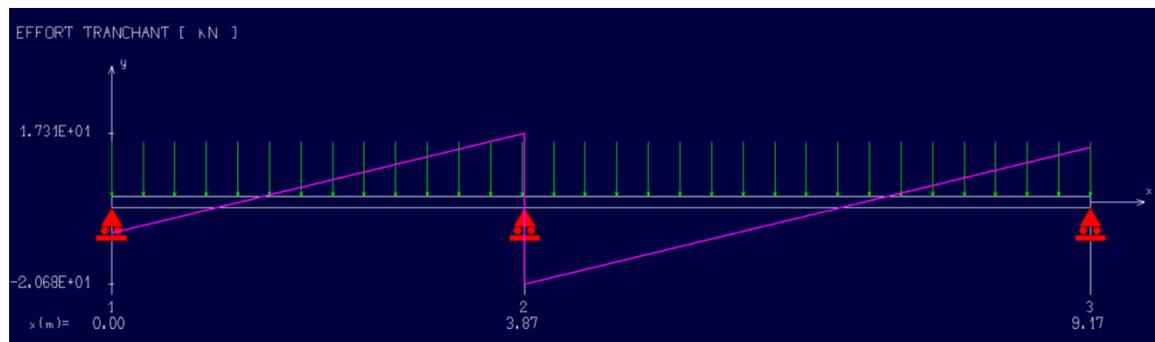
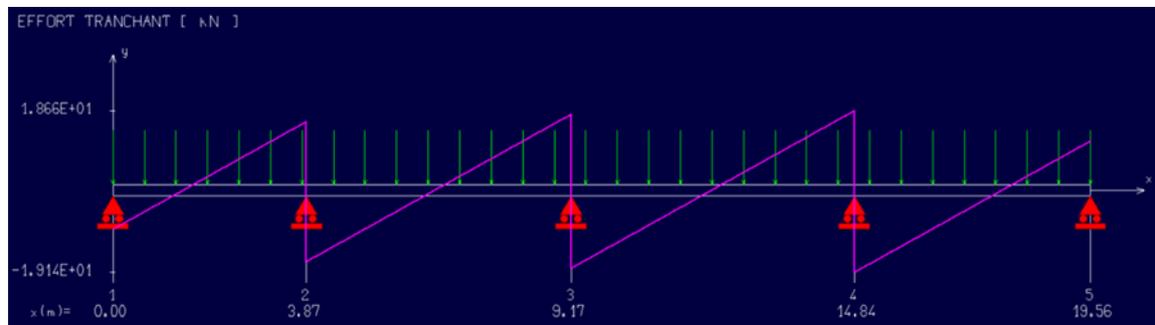
2. Calcul les moments et les efforts tranchants de chaque type:

ELU: Par RDM6:

Les moments type 01 et 02:



Les efforts tranchants de type 01 et 02:



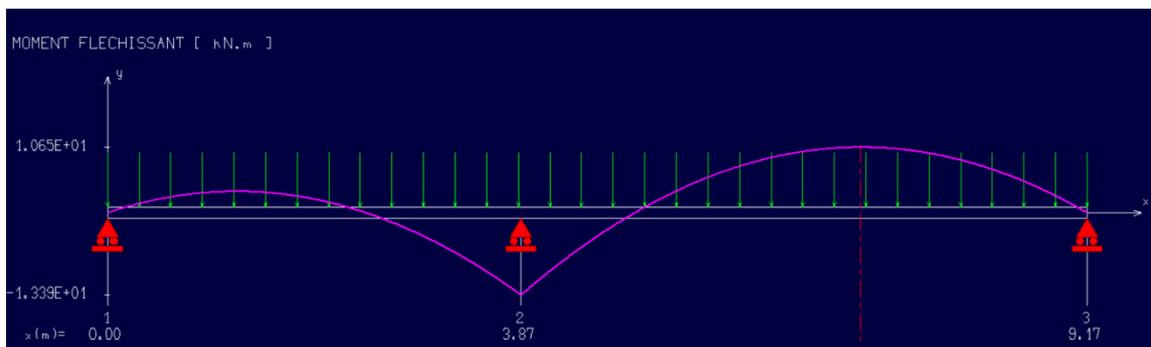
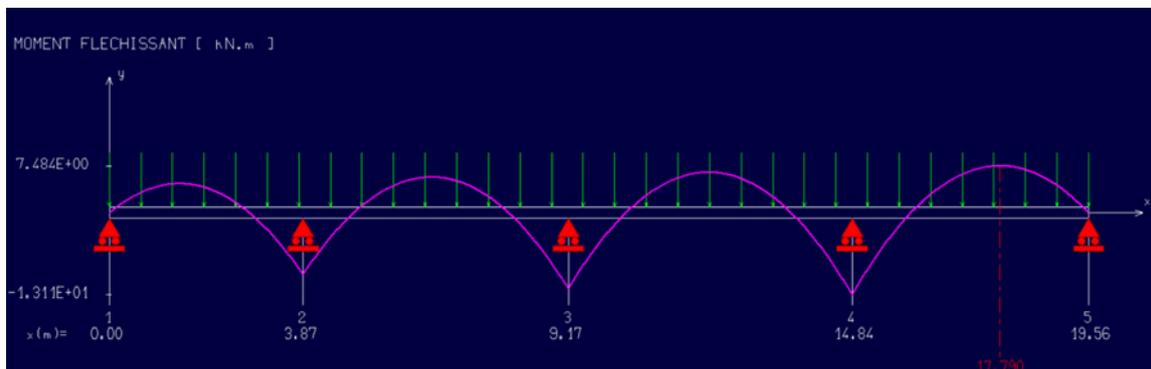
ELU:

Type	01				02	
	AB	BC	CD	DE	AB	BC
$M_{t,max}$ (KN.m)	10.24				14.58	
$M_{a.Rive\ max}$ (KN.m)	4.69				4.06	
$M_{a.inter\ max}$ (KN.m)	17.94				18.33	
T_{max} (KN)	19.14				20.68	

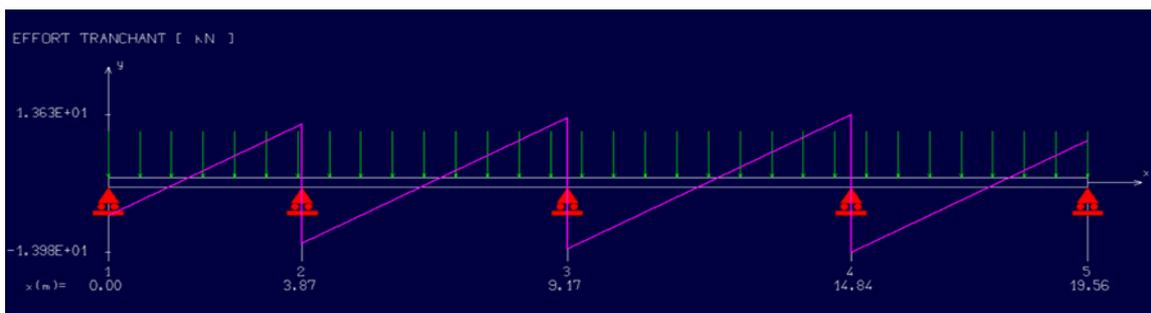
Tableau III-3: les moments et les efforts à ELU.

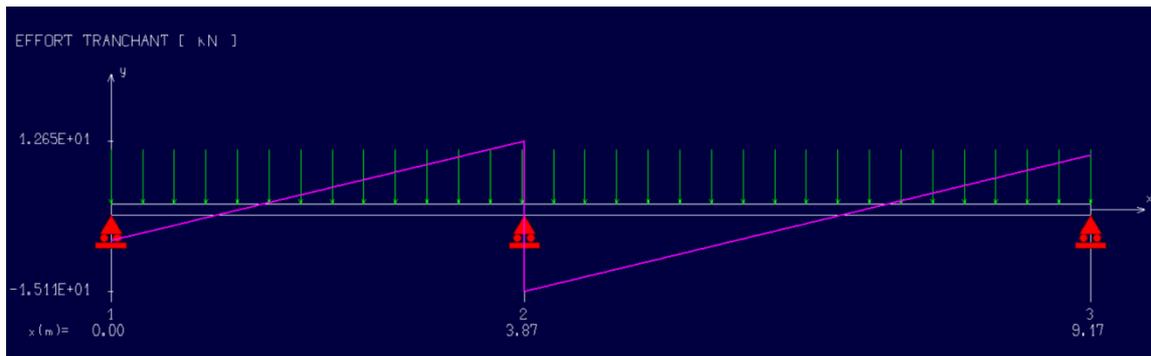
ELS:

Les moments type 01 et 02:



Les efforts tranchants de type 01 et 02:





Les résultats d'ELS:

Type	01				02	
	AB	BC	CD	DE	AB	BC
M_{t,max} (KN.m)		7.48			10.65	
M_{a.Rive max} (KN.m)		3.42			2.97	
M_{a.inter max} (KN.m)		13.11			13.39	
T_{max} (KN)		13.99			15.11	

Tableau III-4: les moments et les efforts à ELS.

Le moment max sur appui de rive:

$$M_0^{CD} = \frac{6.5(5.67-0.30)^2}{8} = 23.43KN.m$$

$$M_a^{CD} = 0.2M_0^{CD} = 0.2 \times 23.43 = 4.69KN.m$$

Les sollicitations maximales de calcul sont:

ELU

$$M_t = 14.58KN.m$$

$$M_{a.rive} = 4.69KN.m$$

$$M_{a.inter} = 18.33KN.m \text{ Et } T_{max} = 20.68KN$$

ELS

$$M_t = 10.65KN.m$$

$$M_{a.rive} = 3,42KN.m$$

$$M_{a.inter} = 13.39KN.m \text{ Et } T_{max} = 15.11KN$$

3. Calcul du ferrailage des poutrelles:

3.1. Calcul des armatures longitudinales:

❖ ELU

a. En travée

On calcule le moment de résistance de la table:

$$M_{tb} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tb} = 65 \times 4 \times 14.20 \left(21.6 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3} = 72,36 \text{KN.m}$$

$$M_{t(\max)} = 14.58 \text{KN.m} < 72.36 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{14.58 \times 10^3}{14.20 \times (21.6^2) \times 65} = 0.034 < \mu_l = 0.392$$

$$\rightarrow \beta = 0.983$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{14.58 \times 10^3}{0.983 \times 21.6 \times 348} = 1.97 \text{cm}^2$$

Section minimale d'armatures:

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 65 \times 21.6 \times \frac{2.1}{400} = 1.69 \text{cm}^2$$

$$A_s = 1.97 \text{cm}^2 > A_{min} = 1.69 \text{cm}^2. \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

On adopte: **3T12 = 3.39cm²**.

b. Sur appuis:

Le béton tendu est négligé, le calcul sera fait pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$) = (12×24) cm²

1- Appuis de rive:

$$M_{a.rive} = 4.69 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a.rive}}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b_0} = \frac{4.69 \times 10^3}{14.20 \times (21.6^2) \times 12} = 0.058 < \mu_l = 0.392$$

$$\rightarrow \beta = 0.970$$

$$A_s = \frac{M_{a.rive}}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{4.69 \times 10^3}{0.970 \times 21.6 \times 348} = 0.64 \text{cm}^2$$

Section minimale d'armatures:

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 12 \times 21.6 \times \frac{2.1}{400} = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.64 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.31 \text{ cm}^2. \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

On adopte: **1T10 = 0.79 cm².**

2- Appuis intermédiaire:

$$M_{a.inter} = 18.33 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a.inter}}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b_0} = \frac{18.33 \times 10^3}{14.20 \times (21.6^2) \times 12} = 0.230 < \mu_l = 0.392$$

$$\rightarrow \beta = 0.867$$

$$A_s = \frac{M_{a.inter}}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{18.33 \times 10^3}{0.867 \times 21.6 \times 348} = 2.81 \text{ cm}^2$$

Section minimale d'armatures:

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 12 \times 21.6 \times \frac{2.1}{400} = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.81 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.31 \text{ cm}^2. \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

On adopte: **2T14 = 3.08 cm².**

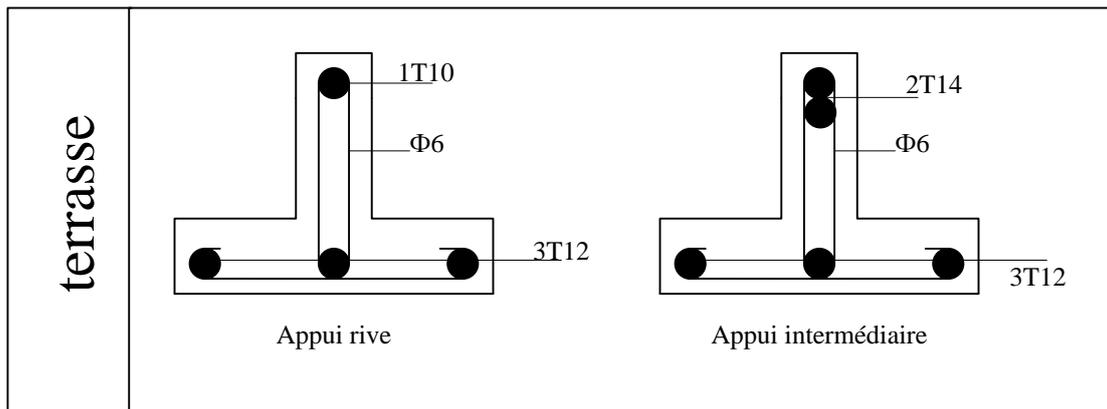


Figure III-5: dessin de ferrailage la poutrelle du plancher terrasse.

III-3- Calcul du ferrailage de la dalle de compression:

Ce calcul est valable pour tous les planchers à corps creux de la construction, la dalle doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres en treillis soudés, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser:

- 20 cm (5 par mètre) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 33 cm (3 par mètre) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

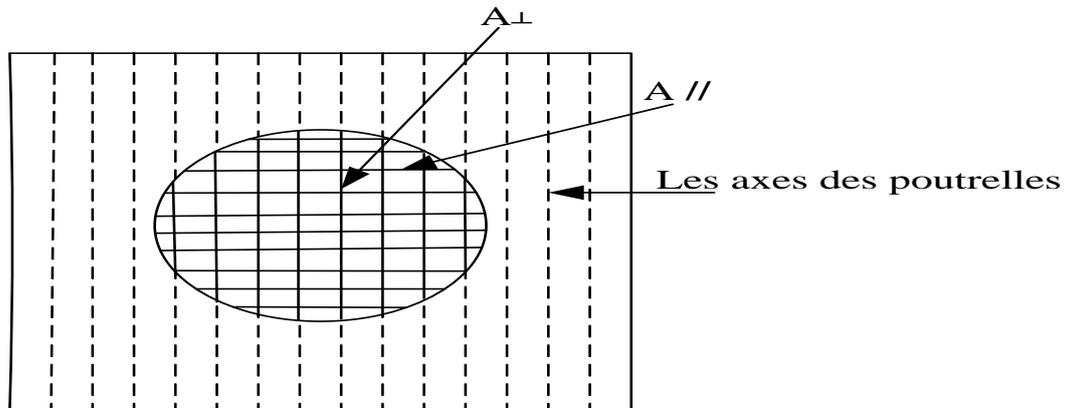


Figure III-6: Ferrailage de la dalle de compression.

Armatures perpendiculaires aux poutrelles:

L: entre axes des poutrelles qui est égale à 65cm ($50\text{cm} < L < 80\text{cm}$)

Donc:

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e} \rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Donc on adopte } A_{\perp} = 5\text{T}5 = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec $St = 20\text{cm}$

Armatures parallèles aux poutrelles:

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Donc on adopte } A_{//} = 5\text{T}5 = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec $St = 20\text{cm}$

Chapitre IV:

Les éléments non structuraux

IV-1- L'acrotère:

L'acrotère c'est un petit socle supportant des vases, des statues ou des ornements en corniche. Rebord périphérique placé au dernier niveau d'un bâtiment, au-dessus de la terrasse ou du point bas de toiture, réalisé en maçonnerie, en béton armé ou par prolongement du bardage métallique.

IV-1-1- Calcul des sollicitations, enrobage et excentricité:**1- Poids propre:**

$$S = \left[(0.6 \times 0.1) + (0.06 \times 0.1) + \frac{0.1 \times 0.02}{2} \right] = 0.067m^2$$

$$G_{acrotère} = \gamma_{BA} \times S = 25 \times 0.067 = 1.675KN/m$$

$$P_{enduite} = (0.18 \times 2)(10 + 60 + 50 + 10 + 6 + \sqrt{10^2 + 4^2})$$

$$P_{enduite} = 0.528KN/m$$

$$G_{totale} = 1.675 + 0.528 = 2.203KN/m$$

$$Q = 1KN/m$$

2- Effort normal:

$$N_u = 1.35G = 1.35 \times 2.203 = 2.97KN/m$$

$$N_{ser} = 2.203KN/m$$

3- Moment de flexion:

$$M_u = 1.5 \times N_Q \times h = 1.5 \times 1 \times 0.6 = 0.9KN.m$$

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6KN.m$$

4- L'effort tranchant:

$$V = N_Q = 1KN.m$$

$$V_u = 1.5V = 1.5KN.m$$

$$V_{ser} = V = 1KN.m$$

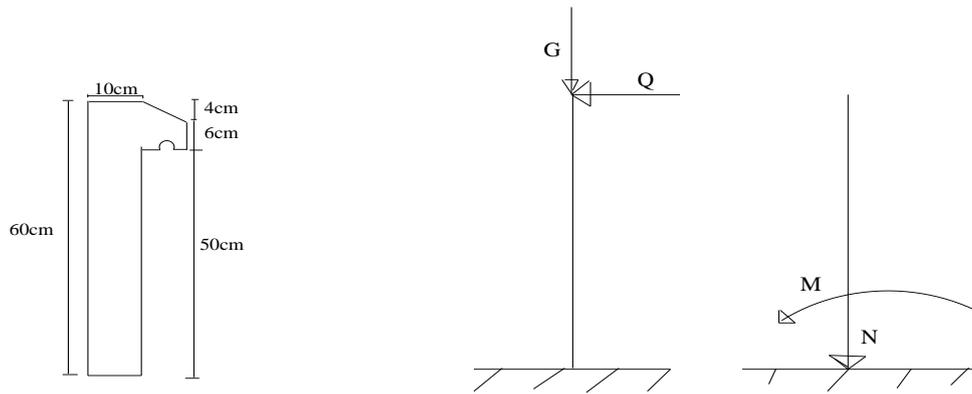


Figure IV-1: dimensions de l'acrotère.

5- Enrobage:

La fissuration est préjudiciable, donc $c = c' = 2\text{cm}$.

6- Excentricité:

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.97} = 0.30\text{m}$$

$$\frac{e_a}{2} = \frac{10}{2} = 0.05\text{m} < 0.30\text{m}$$

Avec:

e_a : L'épaisseur de l'acrotère.

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par l'armature.

IV-1-2- Vérification de compression de la section:

$$M_u = N_u \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 2.97 \left(0.30 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right)$$

$$M_u = 0.98\text{KN.m}$$

$$(d - c') \times N_u - M_u \leq (0.337h - 0.81c') \times \sigma_{bc} \times b \times h \text{..(1)}$$

$$(d - c') \times N_u - M_u = (0.09 - 0.02) \times 2.97 - 0.98$$

$$(d - c') \times N_u - M_u = -0.772\text{KN.m}$$

$$(0.337h - 0.81c') \times \sigma_{bc} \times b \times h$$

$$= (0.337 \times 0.1 - 0.81 \times 0.02) \times 14.20 \times 10^3 \times 1 \times 0.1$$

$$= 24.85\text{KN.m}$$

→ (1) $-0.772 < 24.85\text{KN.m}$ La section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire $b \times h$ (100×10) cm^2

IV-1-3- Calcul du ferrailage (ELU):

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{0.9 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14.20} = 0.008 < \mu_l = 0.392$$

$$\rightarrow \beta = 0.996$$

$$A_{fs} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0.9 \times 10^3}{0.996 \times 9 \times 348} = 0.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0.28 - \frac{2.97 \times 10^3}{100 \times 348} = 0.19 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

IV-1-3-1- Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire:

1- Les armatures principales:

$$N_{ser} = 2.203 \text{ KN/m Et } M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.203} = 0.27 \text{ m} = 27 \text{ cm}$$

$$d = 0.9h_t = 0.9 \times 10 = 9 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm.}$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0.45d}{e_{ser} - 0.185d} \times 0.23$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{100 \times 9 \times 2.1}{400} \times \frac{27 - 0.45 \times 9}{27 - 0.185 \times 9} \times 0.23 = 0.98 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{On adopte } 4\phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{m et } S_t = 25 \text{ cm}$$

2- Les armatures de répartitions:

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1.51}{4} = 0.38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On adopte } 4\phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}; S_t = 25 \text{ cm}$$

IV-1-3-2- Vérification des contraintes (ELS):

1- Moment de service:

$$M_{ser} = N_{ser} \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 2.203 \left(0.27 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right)$$

$$M_u = 0.66 \text{ KN.m}$$

2- Position de l'axe neutre:

$$\frac{b}{2} y^2 - \eta \times A_s (d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 - 152.55 + 16.95y$$

$$y = 1.58 \text{ cm}$$

3- Moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta \times A_s(d - y)^2$$

$$I = \frac{100 \times 1.58^3}{3} + 15 \times 1.13 \times (9 - 1.58)^2 = 1064.68 \text{ cm}^4$$

IV-1-3-3- Détermination des contraintes dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{660}{1064.68} \times 1.58 = 0.97 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.97 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

IV-1-3-4- Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st} :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right); \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266.66 \text{ MPa}; 201.63 \text{ MPa}) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{660}{1064.68} (9 - 1.58) = 68.99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 68.99 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV-1-3-5- Contrainte de cisaillement:

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

$$T = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{1.50}{1 \times 0.09} = 16.67 \text{ KN/m}^2 = 0.01667 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}; 4 \text{ MPa}); \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(2.5; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.01667 < \overline{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

IV-1-3-6- Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme:

Après le RPA 99 version 2003, les éléments non structuraux doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante:

$$F_p = 4 \times C_p \times A \times W_p$$

Et:

A: coefficient d'accélération de zone, A= 0.1

C_p : Facteur de force horizontale, $C_p = 0.8$

W_p : Poids propre de l'acrotère, $W_p = 2.203KN$

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$F_p = 4 \times 0.8 \times 0.1 \times 2.203 = 0.70KN < 1.5Q = 1.5KN$Condition vérifiée.

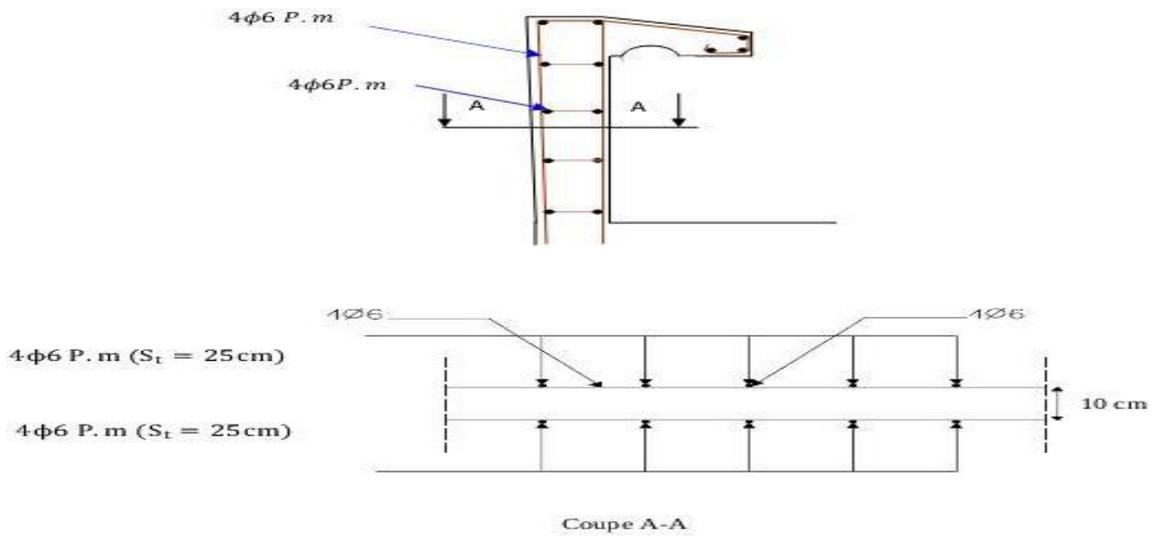


Figure IV-2: Ferrailage de l'acrotère.

IV-2- Balcons:

Un balcon est une plate-forme surélevée et ouverte qui fait saillie de la façade d'un bâtiment, il est généralement fabriqué en béton armé et peut être utilisé pour se détendre ou pour ajouter de la beauté à un bâtiment.

1- Etude des charges et des sollicitations:**1-1- Descente des charges:**

a) Terrasse inaccessible:

Désignation	G (KN/m ²)
Gravillon roulé (3cm)	0.6
Etanchéité multicouche	0.24
Asphalte coule sable	0.5
Dalle (12cm)	3
Enduite en ciment (2cm)	0.36
Forme en pente (6cm)	1.32
Plaque de liège (2cm)	0.08

Tableau IV-1: charge permanente du balcon terrasse.

$$G = 6.1 \text{ KN/m}^2$$

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

▪ **Charge surfacique et linéaire:**

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1$$

$$Q_u = 9.74 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{ser} = G + Q = 6.1 + 1 = 7.1 \text{ KN/m}^2$$

Charge surfacique:

$$Q_u = 9.74 \times 1 \text{ m} = 9.74 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ser} = 7.1 \times 1 \text{ m} = 7.1 \text{ KN/ml}$$

2- Calcul de la charge concentrée:

Le balcon supporte la charge d'un garde-corps de 1.2m de hauteur et 0.1m de l'épaisseur.

Poids propre de l'acrotère:

$$P = S \times \gamma_{BA} = 0.067 \times 25 \times 1 \text{ m} = 1.675 \text{ KN/m}$$

$$P_{enduit} = (0.18 \times 2)(10 + 60 + 50 + 10 + 6 + \sqrt{10^2 + 4^2})$$

$$P_{enduit} = 0.528 \text{ KN}$$

$$P_{totale} = 1.675 + 0.528 = 2.203KN$$

$$P_u = 2.97KN$$

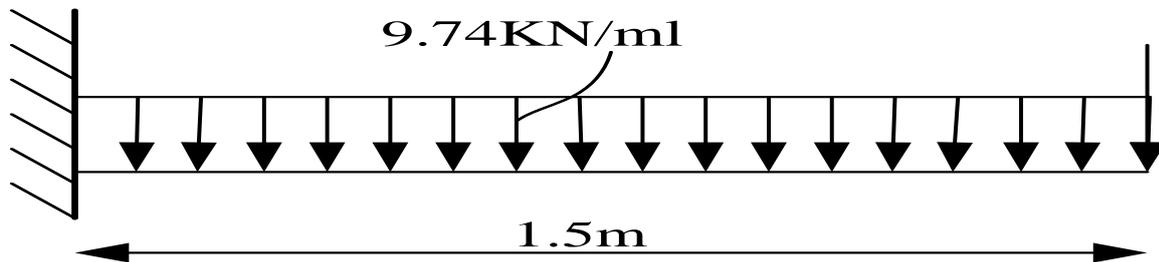
$$P_{ser} = 2.203KN$$

Calcul du moment max et de l'effort tranchant max:

$$M_{max} = \frac{Q_u \times l^2}{2} + P \times l = \frac{9.74 \times 1.5^2}{2} + 2.97 \times 1.5$$

$$M_{max} = 15.41KN.m$$

$$T_{max} = Q_u \times l + P = 17.58KN$$



2- Ferrailage:

$$d = 0.9h = 0.9 \times 12 = 10.8cm.$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{15.41 \times 10^3}{100 \times 10.8^2 \times 14.20} = 0.093 < \mu_l = 0.392$$

$$\rightarrow \beta = 0.952$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{15.41 \times 10^3}{0.952 \times 10.8 \times 348} = 4.30cm^2/ml$$

$$A_{min} = 0.23b.d.\frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 10.8 \times \frac{2.1}{400} = 1.304cm^2$$

Le choix:

$$A_s = 4.30cm^2 > A_{min} = 1.304cm^2$$

5T12 (5.65cm²) l'espacement S_t = 25cm.

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41cm^2$$

Le choix: 5φ8 = 2.51cm². S_t = 25cm

3- Vérifications:a. Condition de non fragilité:

$$A_{min} = 0.23b.d.\frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 10.8 \times \frac{2.1}{400} = 1.304cm^2$$

$$A_s = 4.01cm^2 > A_{min} = 1.304cm^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

a. Contrainte de cisaillement:

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

$$\tau_u = \frac{17.58 \times 10}{100 \times 10.8} = 0.162MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}; 4MPa); \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2.5; 4MPa) = 2.5MPa$$

$$\tau_u = 0.162 < \bar{\tau}_u = 2.5MPa \dots \text{condition vérifiée.}$$

b. Vérification de la contrainte d'adhérence:

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0.9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{ser} = \Psi_s \times f_{t28}$$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0.9d \times \mu \times n} = \frac{17.58 \times 10^3}{9.72 \times 5 \times 1.884 \times 10^2} = 1.92MPa$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 1.5 \times f_{c28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15MPa$$

$$\tau_{ser} = 1.92MPa < \bar{\tau}_{ser} = 3.15MPa \dots \text{Condition vérifiée.}$$

c. La vérification des contraintes à l'ELS:

$$Q_{ser} = 7.1KN/m \text{ Et } P = 2.203KN/m$$

$$M_{ser} = \frac{7.1 \times 1.5^2}{2} + 2.203 \times 1.5 = 11.29KN.m$$

d. Détermination de la position de l'axe neutre:

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

$$50y^2 + 84.75y - 915.3 = 0 \rightarrow y = 3.51cm$$

e. Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + \eta A_s(d - y)^2$$

$$I = \frac{100 \times 3.51^3}{3} + 15 \times 5.65(10.8 - 3.51)^2 = 5945.41cm^4$$

f. Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{11.29 \times 10^3}{5945.41} \times 3.51 = 6.66 MPa$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 MPa$$

$$\sigma_b = 6.66 MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

g. Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st}

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\}, \text{fissuration préjudiciable.}$$

η : Coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6mm$; $\eta = 1.6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \{ 266.66; 201.63 \} = 201.63 MPa$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{11.29 \times 10^3}{5945.41} (10.8 - 3.51)$$

$$\sigma_{st} = 207.65 MPa$$

$$\sigma_{st} = 207.65 MPa > \overline{\sigma}_{st} = 201.63 MPa \dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

h. Vérification de la flèche:

$$F = F_1 + F_2$$

$$F_1 = \frac{Q \times L^4}{8EI} \text{ Charge répartie.}$$

$$F_2 = \frac{Q \times L^3}{3EI} \text{ Charge concentrée}$$

i. Détermination du centre de gravité:

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \times h \times \frac{h}{2} + \eta \times A_s \times d}{b \times h + \eta \times A_s}$$

$$Y_G = \frac{100 \times 12 \times 6 + 15 \times 5.65 \times 10.8}{100 \times 12 + 15 \times 5.65} = 6.31 cm$$

$$Y_1 = Y_G = 6.31 cm$$

$$Y_2 = h - Y_G = 5.69 cm$$

j. Calcul du moment d'inertie:

$$I = \frac{b Y_1^3}{3} + \frac{b Y_2^3}{3} + \eta A (d - Y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 6.31^3}{3} + \frac{100 \times 5.69^3}{3} + 15 \times 5.65 (10.8 - 6.31)^2$$

$$I = 16223.88 cm^4$$

$$F = \frac{L^3}{EI} \left[\frac{QL}{8} + \frac{P}{3} \right]$$

$$F = \frac{1.5^3 \times 10^2}{32164.2 \times 10^{-5} \times 16223.88} \left[\frac{9.74 \times 1.5}{8} + \frac{2.97}{3} \right] = 0.182 \text{ cm}$$

$$F_{ad} = \frac{L}{250} = \frac{100}{250} = 0.4 \text{ cm}$$

$F = 0.182 \text{ cm} < F_{ad} = 0.4 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

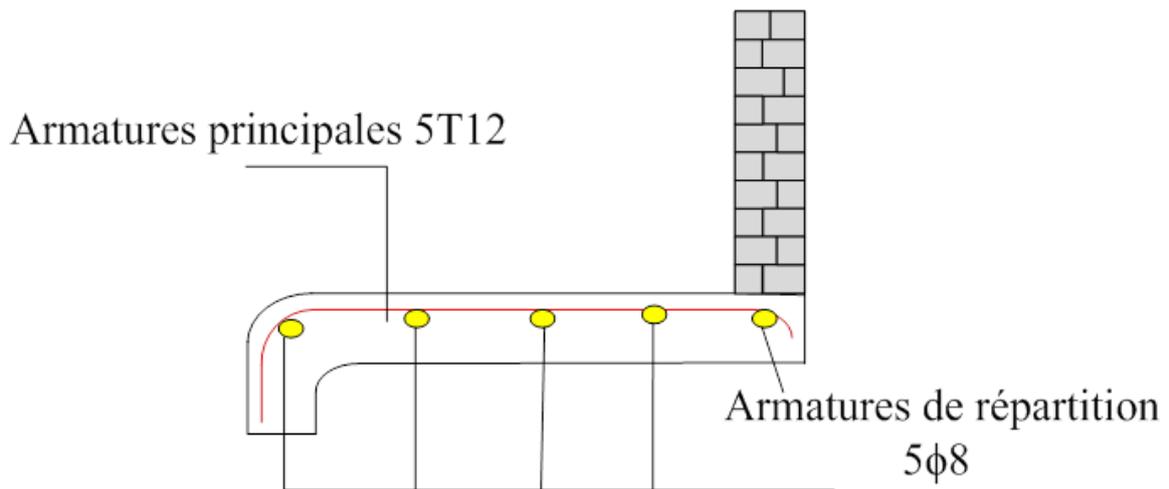


Figure IV-3: ferrailage de balcon terrasse et étage courante.

IV-3- Escaliers:

3-1- Introduction:

Un escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, ou degrés, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant. Le terme a pour origine étymologique « scala », l' « échelle » en latine. La matière correspondant est celui d'escalier.

3-1- Calcul de paillasse et marches en console:

▪ Calcul des escaliers console:

Dans ce type d'escaliers, la marche est encastree dans un mur ou dans un pilier centrale (cette conception est surtout recommandee dans les escaliers en hélice ou lorsqu'il est difficile de placer des poteaux et des poutres dans la cage d'escalier).

Escalier console à paillasse rectiligne: (encastrement dans un mur)

- Paillasse mince de très faible épaisseur (4cm).
 - Marche élément résistant (marche armé).
1. Descente des charges:

Désignation	E (m)	G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage horizontale	0.02 × 2	0.4
Mortier de ciment horizontal	0.02 × 2	0.4
Lit de sable	2 × 18	0.36
Revêtement en carrelage verticale	$2 \times 0.2 \times \frac{17}{30}$	0.23
Mortier en ciment vertical	$2 \times 0.2 \times \frac{17}{30}$	0.23
Enduit en ciment	$2 \times \frac{0.18}{\cos(29.54)}$	0.41
Poids propre de paillasse	$4 \times \frac{0.25}{\cos(29.54)}$	1.15
Poids propre des marches	$0.22 \times \frac{17}{2}$	1.87

$G = 5.05 \text{KN/m}^2$ et $Q = 2.5 \text{KN/m}^2$

$g = 30 \text{cm}$, $h = 17 \text{cm}$, $e_{\text{paillasse}} = 4 \text{cm}$, $\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0.56$

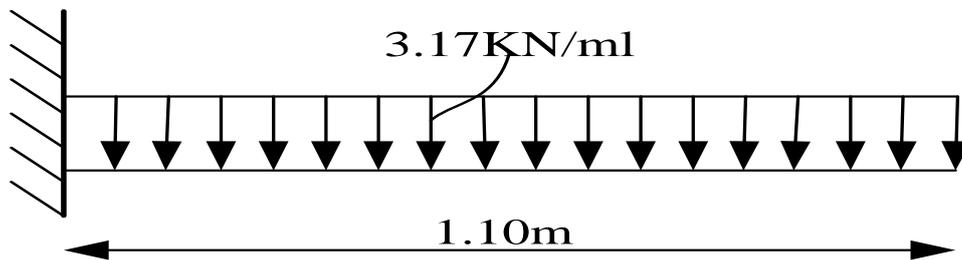
$\alpha = 29.54$

$h_{\text{éq}} = \frac{h}{2} + \frac{e_{\text{paillasse}}}{\cos \alpha} = \frac{17}{2} + \frac{4}{0.87} = 13.09 \text{cm}$

$q_u = (1.35G + 1.5Q)g = (1.35 \times 5.05 + 1.5 \times 2.5) \times 0.3$

$$q_u = 3.17 \text{KN/m}$$

$$q_{ser} = (G + Q) \times g = (5.05 + 2.5) \times 0.3 = 2.27 \text{KN/m}$$



Calcul le moment max:

$$M_{max} = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{3.17 \times 1.10^2}{2} = 1.92 \text{KN.m}$$

3-2- Le ferrailage:

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1.92 \times 10^3}{30 \times 13.09^2 \times 14.20} = 0.026 < \mu_l = 0.392$$

$$\rightarrow \beta = 0.987$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1.92 \times 10^3}{0.987 \times 13.09 \times 348} = 0.43 \text{cm}^2$$

On adopte 2T10 (1.57cm²)

$$A_r = \frac{A_{cal}}{4} = \frac{1.57}{4} = 0.39 \text{cm}^2 \text{ On adopte } 2\phi 6 = 0.57 \text{cm}^2 \text{ espacement } 15 \text{cm.}$$

Condition de non fragilité:

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{2.1}{400} = 0.23 \times 30 \times 0.9 \times 13.09 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 0.4267 \text{cm}^2 / \text{ml} \text{ Condition vérifiée.}$$

$$T_{max} = 3.17 \times 1.10 = 3.49 \text{KN}$$

ELS

$$M_{s,max} = \frac{q_{ser} \times l^2}{2} = \frac{2.27 \times 1.10^2}{2} = 1.37 \text{KN.m}$$

$$T_{s,max} = 1.37 \times 1.10 = 1.51 \text{KN}$$

3-3- Vérification à l'ELS:

Position de l'axe neutre:

$$\frac{b}{2} y^2 - 15A(d - y) = \frac{30}{2} y^2 - 15 \times 1.57(11.78 - y)$$

$$y = 3.57cm$$

Moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 = \frac{30}{3}3.57^3 + 15 \times 1.57(11.78 - 3.57)^2$$

$$I = 2042.36cm^4$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1370}{2042.36} \times 3.57 = 2.39MPa$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15MPa$$

$$\sigma_b = 2.39MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement:

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

$$\tau_u = \frac{3.49}{0.30 \times 0.1178 \times 10^3} = 0.099MPa$$

$$\bar{\tau}_u = 0.1f_{c28} = 0.1 \times 25 = 2.5MPa$$

$$\tau_u = 0.099 < \bar{\tau}_u = 2.5MPa \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

3-3-1- Vérification de la flèche:

$$y_G = \frac{\left(\left(\frac{(b \cdot h_{\acute{e}q}) \times h_{\acute{e}q}}{2}\right) + (15 \cdot A \cdot d)\right)}{b \cdot h_{\acute{e}q}} = \frac{\left(\left(\frac{(30 \times 13.09) \times 13.09}{2}\right) + (15 \times 1.57 \times 11.78)\right)}{30 \times 13.09}$$

$$y_G = 7.25cm$$

$$y_1 = y_G = 7.25cm$$

$$y_2 = h_{\acute{e}q} - y_G = 5.84cm$$

Moment d'inertie:

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + \frac{b \times y_2^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{30 \times 7.25^3}{3} + \frac{30 \times 5.84^3}{3} + 15 \times 1.57(11.78 - 7.25)^2$$

$$I = 6285.81cm^4$$

$$E = 32164.2$$

$$F = \frac{q_u \times L^4}{8EI} = \frac{3.17 \times 1.10^4 \times 10^2}{8 \times 32164.2 \times 10^{-5} \times 6285.81} = 0.23cm$$

$$F_{ad} = \frac{L}{250} = \frac{110}{250} = 0.44\text{cm}$$

$F = 0.23\text{cm} < F_{ad} = 0.44\text{cm}$ Condition vérifiée

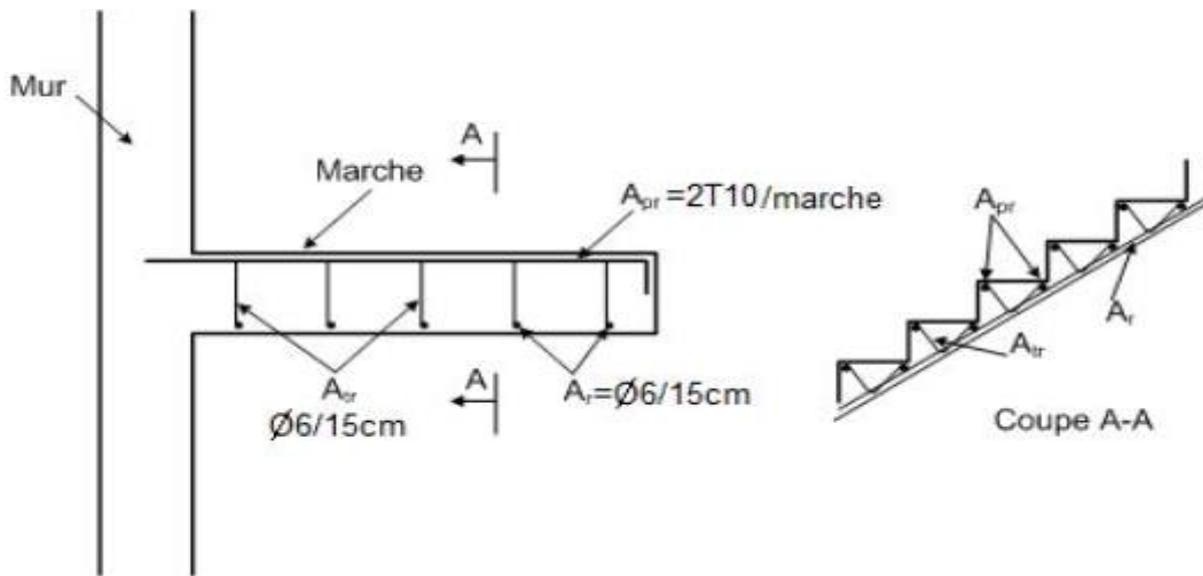


Figure IV-4: Ferrailage des marches.

3-4- Calcul de palier:

a) Descente des charges:

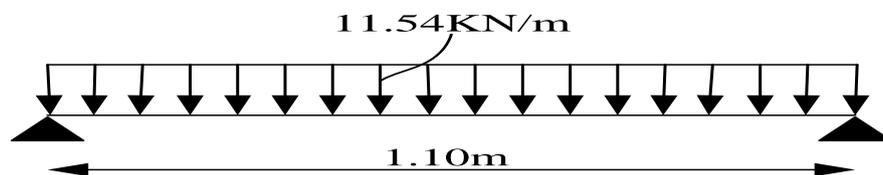
Désignation	Epaisseur (cm)	G (KN/m)
Revêtement en carrelage	0.02×2	0.4
Mortier de ciment	0.02×2	0.4
Lit de sable	0.02×18	0.36
Poids propre du palier	17×0.25	4.25
Enduit en ciment	0.18×2	0.36

$$G = 5.77 \text{KN/m} \quad Q = 2.5 \text{KN/m}$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.77 + 1.5 \times 2.5$$

$$q_u = 11.54 \text{KN/m}$$

$$q_{ser} = G + Q = 5.77 + 2.5 = 8.27 \text{KN/m}$$



Calcul le moment max:

$$M_{max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{11.54 \times 1.10^2}{8} = 1.75 \text{KN.m}$$

• Moment sur appuis :

$$M_a = 0.4M_0 = 0.4 \times 1.75 = 0.7 \text{KN.m}$$

• Moment en travée :

$$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 1.75 = 1.49 \text{KN.m}$$

$$T_w = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{11.54 \times 1.10}{2} = 6.35 \text{KN}$$

$$T_e = -\frac{q_u \times l}{2} = -\frac{11.54 \times 1.10}{2} = -6.35 \text{KN}$$

ELS

$$M_{s,max} = \frac{q_{ser} \times l^2}{8} = \frac{8.27 \times 1.10^2}{8} = 1.25 \text{KN.m}$$

$$M_{a,s} = 0.4M_{0,s} = 0.4 \times 1.25 = 0.5 \text{KN.m}$$

$$M_{t,s} = 0.85M_{s0} = 0.85 \times 1.25 = 1.06 \text{KN.m}$$

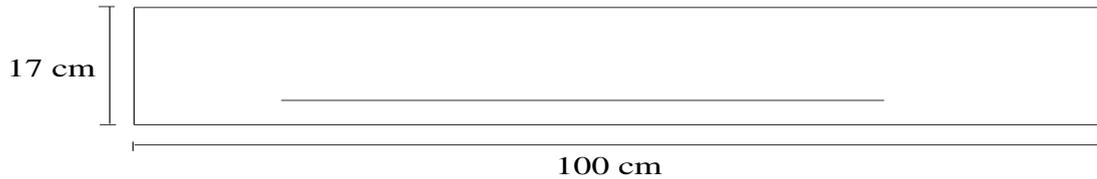
$$T_{s,w} = \frac{q_{ser} \times l}{2} = \frac{8.27 \times 1.10}{2} = 4.55 \text{KN}$$

$$T_{s.e} = -\frac{q_{ser} \times l}{2} = -\frac{8.27 \times 1.10}{2} = -4.55 \text{KN}$$

3-4-1- Le ferrillage:

b = 100cm, et h = 17cm, d = 0.9h = 15.3cm

En travée:



$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1.49 \times 10^3}{100 \times 15.3^2 \times 14.20} = 0.004 < \mu_l = 0.392$$

$$\rightarrow \beta = 0.998$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1.49 \times 10^3}{0.998 \times 15.3 \times 348} = 0.28 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

Condition de non fragilité:

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{2.1}{400} = 0.23 \times 100 \times 0.9 \times 17 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 1.85 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T10 (3.14cm² /ml) avec espacement 25cm.

$$A_r = \frac{A_{cal}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{cm}^2 \text{ On adopte } 4\phi 8 = 2.01 \text{cm}^2 \text{ espacement } 25 \text{cm.}$$

Sur appui:

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{0.7 \times 10^3}{100 \times 15.3^2 \times 14.20} = 0.002 < \mu_l = 0.392$$

$$\rightarrow \beta = 0.999$$

$$A_{cal} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0.7 \times 10^3}{0.999 \times 15.3 \times 348} = 0.13 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

Condition de non fragilité:

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{2.1}{400} = 0.23 \times 100 \times 0.9 \times 17 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 1.85 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 3T10 (2.36cm² /ml) avec espacement 25cm.

$$A_r = \frac{A_{cal}}{4} = \frac{2.36}{4} = 0.59 \text{cm}^2 \text{ On adopte } 3\phi 8 = 1.51 \text{cm}^2 \text{ espacement } 25 \text{cm.}$$

3-4-2- Vérification à l'ELS

En travée:Position de l'axe neutre:

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A(d - y) = \frac{100}{2}y^2 - 15 \times 3.14(15.3 - y)$$

$$y = 3.35\text{cm}$$

Moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 = \frac{100}{3}3.35^3 + 15 \times 3.14(15.3 - 3.35)^2$$

$$I = 7979.177\text{cm}^4$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1.25 \times 10^3}{7979.177} \times 3.35 = 0.524\text{MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_b = 0.524\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Sur appui:Position de l'axe neutre:

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A(d - y) = \frac{100}{2}y^2 - 15 \times 2.36(15.3 - y)$$

$$y = 2.96\text{cm}$$

Moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 = \frac{100}{3}2.96^3 + 15 \times 2.36(15.3 - 2.96)^2$$

$$I = 6255.04\text{cm}^4$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1.25 \times 10^3}{6255.04} \times 2.96 = 0.59\text{MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_b = 0.59\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement:

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

$$\tau_u = \frac{6.35}{1 \times 0.153 \times 10^3} = 0.042 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.1 f_{c28} = 0.1 \times 25 = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.042 < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification de la flèche:

$$L = 110 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \rightarrow \frac{17}{110} = 0.154 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{10} \times \frac{M_{ts}}{M_{0,u}} \rightarrow \frac{17}{110} > \frac{1}{10} \times \frac{1.06}{1.75}$$

$$0.154 > 0.061 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b.d} < \frac{4.2}{400} \rightarrow \frac{2.36}{100 \times 15.3} = 0.0015 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

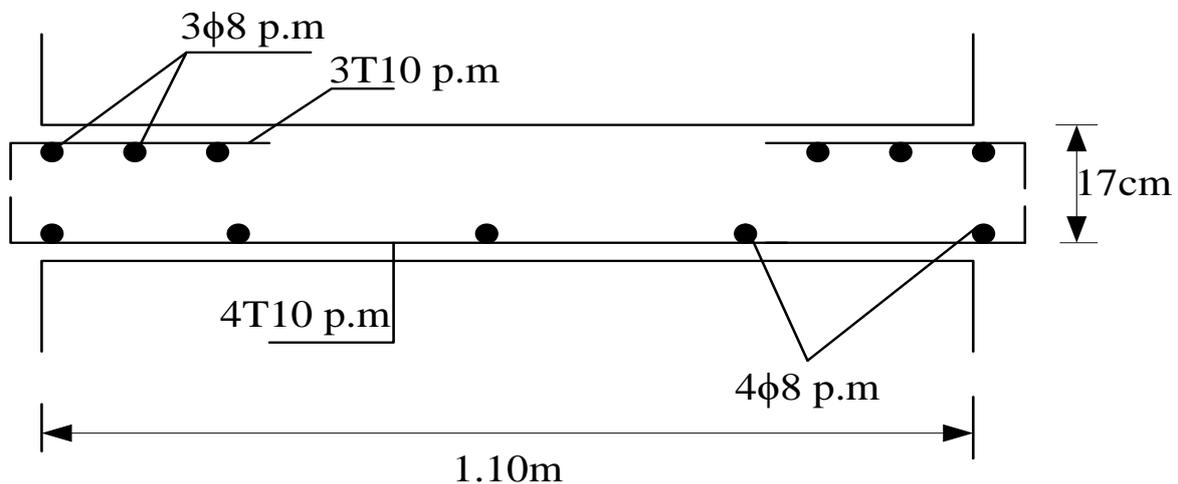


Figure IV-5: Ferrailage de palier.

Chapitre V: Etude sismique

V-1- Introduction:

L'étude du comportement des bâtiments sous l'influence des séismes est essentielle pour assurer la sûreté des bâtiments et la sécurité de leurs occupants en cas de tremblement de terre ou de séisme. Grâce à cette étude, nous pouvons évaluer la résistance sismique des bâtiments, identifier les éléments faibles et ainsi renforcer et consolider le bâtiment pour éviter les dommages.

V-2- Présentation du logiciel ETABS:

ETABS est un logiciel de calcul par éléments finis (CEF) utilisé pour l'analyse et la conception de structures en béton armé et en acier. Il est développé par computers et structures international (CSI) et est l'un des logiciels de CEF les plus populaires au monde. ETABS est utilisé par les ingénieurs en structure pour analyser une large gamme de structures, y compris les bâtiments, les ponts, les tours et les stades.

V-3- Calcul sismique:

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Dans ce projet, on a utilisé la méthode d'analyse modale spectrale.

▪ Analyse statique équivalente:**Principe:**

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

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

▪ l'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. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les maxima des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle.

Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

V-3-1- Méthode du calcul:

Le calcul de la réponse sismique et la répartition des efforts dans les différents éléments de la structure, on distingue principalement deux méthodes d'analyse:

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux.
- Seuls les déplacements horizontaux sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan.
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation massique soit au moins égales à 90%.

V-3-2- Conditions à vérifier:

Dans cette étude dynamiques on doit s'assurer que:

- La période dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieure à la majoration de 30% de la période statique fondamentale T_{sta} : $T_{dyn} < 1.3T_{sta}$
- La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaisons des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante de la force sismique déterminée par la méthode statique équivalente:

$$V_{dx} > 80\%V_{sta}$$

$$V_{dy} > 80\%V_{sta}$$

- 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:

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \bar{\delta}_k \text{ avec: } \delta_k = R\delta_{ek}$$

Avec:

R: coefficient de comportement

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion)

$\bar{\delta}_k$: Déplacement admissible (égale à 1% h_e)

- Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

Avec:

P_k : Poids totale de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau «k».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau «k» par rapport à «k-1».

h_k : Hauteur de l'étage «k».

- Si $0.10 < \theta_k < 0.20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action calculés au moyen d'une analyse élastique de 1 ordre par le facteur: $\frac{1}{1-\theta_k}$
- Si $\theta_k > 0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée. Le facteur de participation massique dépasse 90%: $\sum \alpha_i \geq 90\%$.

Les valeurs des coefficients de participation massique on doit déterminer par logiciel Etabs.

- La distance entre le centre de masse et le centre de rigidité, cette distance doit être très petite afin d'éviter des efforts de torsion élevés.

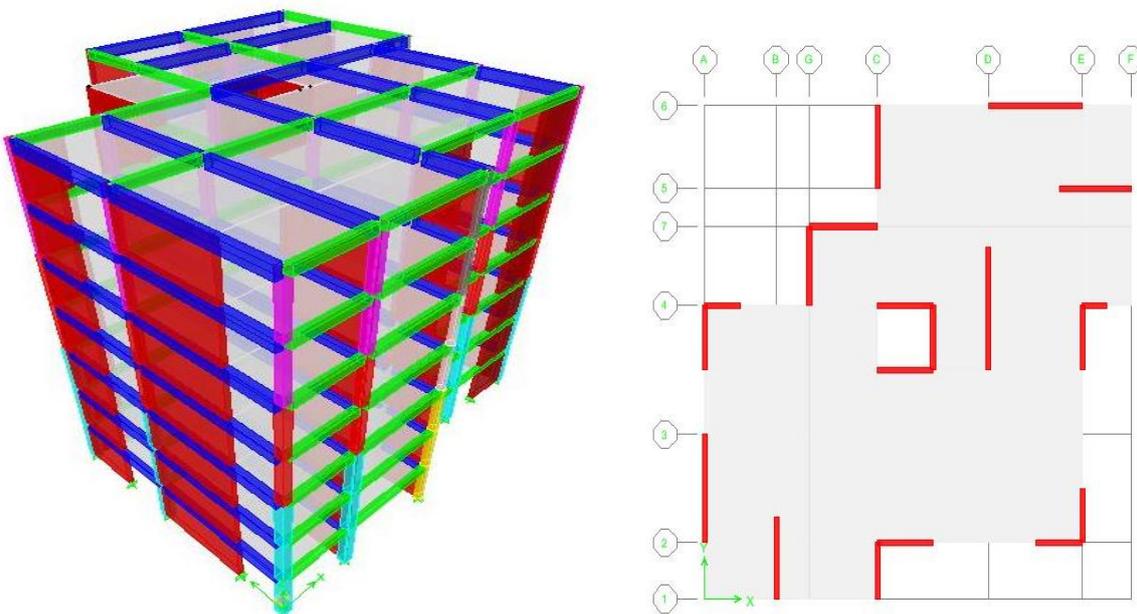


Figure V-1: modélisation de la structure par logiciel «Etabs».

V-4- Méthode d'analyse modale spectrale:

V-4-1- Principe de la méthode:

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

V-5- 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:

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

A: coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 «RPA 2003» suivant la zone sismique et le groupe d'usage de bâtiment. Dans notre cas nous avons une structure située en zone I avec groupe d'usage 2. Avec **A= 0.10**

D: le facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement(η) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

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 du remplissage, il est donné par le tableau 4.2 du RPA 2003.

$$\xi = 10\%$$

Alors $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0.76 \geq 0.7$; *condition vérifiée.*

▪ **Estimation de la période fondamentale de la structure:**

T: la valeur de la période fondamentale de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante:

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$$

Avec:

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) et égale 21,42m.

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.

Par le tableau (4.6) $C_T = 0.05$

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}} = T = 0.05 \times 21.42^{3/4} = 0.498 \text{ S}$$

($T_1; T_2$): période caractéristique associé la catégorie du sol: tableau (4.7)

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁ (s)	0.15	0.15	0.15	0.15
T ₂ (s)	0.30	0.40	0.50	0.70

Tableau V.1: valeurs de T₁ et T₂.

Q: facteur de qualité: $Q = 1 + \sum_1^5 P_q = 1.25$

R: coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le RPA 2003 (tableau 4.3) en fonction du système de contreventement R=5.

W: est le poids total du bâtiment égal à la somme des poids, a été tiré directement par logiciel Etabs.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i = 5011.39 + 5011.39 + 4974.33 + 4944.49 + 4911.79 + 4886.32 + 3843.82$$

$$W = 33583.54$$

V-6- Vérification des forces sismiques: ($V_{dy} > 80\%V_{st}$)

V-6-1- Le calcul de la force sismique a la base:

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} W = \frac{0.10 \times 1.64 \times 1.25}{5} \times 33583.54 = \mathbf{1376.93KN}$$

Les valeurs de la force sismique par l'Etabs comme suivant:

	V _{dx} (KN)	V _{dy} (KN)
Forces sismiques	1839.89	1664.25

Tableau V-2: les valeurs de la force sismiques.

$$V_{dx} = 1839.89 > 80\%V_{st} = 1101.54KN \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{dy} = 1664.25 > 80\%V_{st} = 1101.54KN \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V-6-2- Vérification de la période fondamentale:

La valeur de la période obtenue par logiciel Etabs:

$$T_{dyn} = 0.42s < 1.3 \times V_{st} = 1.3 \times 0.498 = 0.647s$$

$$0.42s < 0.647s \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

V-6-3- Vérification des facteurs de participation massique:

Les valeurs peuvent déterminer directement par logiciel ETABS:

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.420006	59.1265	0.094	0	59.1265	0.094	0
2	0.343221	2.6292	45.998	0	61.7557	46.092	0
3	0.246165	7.8479	23.9351	0	69.6036	70.0271	0
4	0.101471	14.622	0.0258	0	84.2256	70.0528	0
5	0.082314	1.6099	12.3941	0	85.8354	82.447	0
6	0.061325	2.4023	6.3	0	88.2377	88.7469	0
7	0.044692	4.9839	0.0341	0	93.2216	88.781	0
8	0.03672	0.7859	4.2564	0	94.0074	93.0374	0
9	0.028098	1.0684	2.2194	0	95.0759	95.2568	0
10	0.027153	1.9528	0.0062	0	97.0287	95.263	0
11	0.022714	0.4766	1.8867	0	97.5053	97.1497	0
12	0.01968	0.9601	0.044	0	98.4654	97.1937	0

Tableau V-3: facteur de participation massique.

Sens x:

$\alpha_x = 98.46\% > 90\%$ condition vérifiée.

Sens y:

$\alpha_y = 97.19\% > 90\%$ condition vérifiée.

V-6-4- Calcul des déplacements:

Le déplacement horizontale à chaque niveau 'K' de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R: coefficient de comportement et R=5.

Le déplacement relatif au niveau 'k' par rapport au niveau 'K-1' est égal à:

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \overline{\delta}_k$$

Avec $\overline{\delta}_k$: déplacement admissible (égale à 1% h_e).

h_e : hauteur d'étage $h_e = 3.06\text{m}$

Niveau	Δ_{kx}	Δ_{ky}	δ_{ekx}	δ_{eky}	observation
RDC	0.001	0.0005	0.0002	0.0001	Vérifiée
1 ^{er} étage	0.0025	0.0015	0.0005	0.0003	Vérifiée
2 ^{ème} étage	0.0035	0.002	0.0007	0.0004	Vérifiée
3 ^{ème} étage	0.004	0.002	0.0008	0.0004	Vérifiée
4 ^{ème} étage	0.004	0.0025	0.0008	0.0005	Vérifiée
5 ^{ème} étage	0.004	0.002	0.0008	0.0004	Vérifiée
6 ^{ème} étage	0.004	0.002	0.0008	0.0004	vérifiée

Tableau V-4: les déplacements relatifs au chaque niveau.

V-6-5- Justification 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:

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

Avec:

P_k : Poids totale de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau «k».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau «k» par rapport à «k-1».

h_k : Hauteur de l'étage «k».

- Si $0.10 < \theta_k < 0.20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action calculés au moyen d'une analyse élastique de 1 ordre par le facteur: $\frac{1}{1-\theta_k}$
- Si $\theta_k > 0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant:

Niveau	P_k (KN)	Δ_{kx}	Δ_{ky}	V_x	V_y	h_e	θ_x	θ_y
6	5011.39	0.004	0.002	483.87	441.37	3.06	0.0135	0.0074
5	5011.39	0.004	0.002	904.93	815.98	3.06	0.0072	0.004
4	4974.33	0.004	0.0025	1221.61	1092.99	3.06	0.0053	0.0037
3	4944.49	0.004	0.002	1467.21	1310.53	3.06	0.0044	0.0025
2	4911.79	0.0035	0.002	1651.88	1479.39	3.06	0.0034	0.0022
1	4886.32	0.0025	0.0015	1776.29	1600.09	3.06	0.0022	0.0015
RDC	3843.82	0.001	0.0005	1839.89	1664.25	3.06	0.00068	0.0004

Tableau V-5: vérification de l'effet P-Δ.

Après les résultats. θ Inférieur à 0.10, Donc l'effet P- Δ est négligeable pour les deux directions x et y.

Chapitre VI: Ferrailage des portiques

VI-1- Introduction:

Le calcul précis et la mise en œuvre correcte du ferraillage sont essentiels pour garantir la sécurité des portiques et pour résister aux charges horizontales et verticales. Le logiciel ZTABS a été utilisé pour déterminer les charges, ce qui permet de dimensionner les portiques.

VI-2- Les combinaisons de calcul:

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux Etats Limites.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont:

Pour les poutres:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{sollicitations du 1er genre (BAEL91): } 1.35G + 1.5Q \\ \text{sollicitations du 2ème genre (RPA99/2003): } \begin{cases} 0.8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \end{array} \right.$$

Pour les poteaux:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{sollicitations du 1er genre (BAEL91): } 1.35G + 1.5Q \\ \text{sollicitations du 2ème genre (RPA99/2003): } G + Q \pm E \end{array} \right.$$

Avec:

G: charges permanents.

Q: charges d'exploitation.

E: effort sismique.

VI-3- Ferraillage des poutres**VI-3-1- Méthode de calcul:**

En cas générale, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent, le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible, donc on fait le calcul en flexion simple.

Le ferraillage se fera à l'ELU, car la fissuration est jugée peu préjudiciable. Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations de 1^{er} et du 2^{ème} genre:

- **Sollicitation du 1^{er} genre:**

$$S_{p1} = 1.35G + 1.5Q \rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp1}$$

▪ Sollicitation du 2^{ème} genre:

$$\begin{cases} S_{p2} = 0.8G \pm E \\ S_{p2} = G + Q \pm E \end{cases} \rightarrow \text{moment correspondant } M_{sp2}$$

Si: $\begin{cases} \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} < 1.15; \text{ on détermine les armatures sous } S_{p2}. \\ \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} > 1.15; \text{ on détermine les armatures sous } S_{p1}. \end{cases}$

Dans le calcul relatif à l'ELU, on induit des coefficients de sécurités (γ_s ; γ_b).

- Pour la situation accidentelle: $\begin{cases} \gamma_s = 1 \rightarrow \sigma_s = 400MPa \\ \gamma_b = 1.15 \rightarrow \sigma_b = 18.48MPa \end{cases}$
- Pour la situation normale ou durable: $\begin{cases} \gamma_s = 1.15 \rightarrow \sigma_s = 348MPa \\ \gamma_b = 1.5 \rightarrow \sigma_b = 14.17MPa \end{cases}$

VI-3-2- Recommandations du DTR pour les armatures longitudinales:

D'après le RPA99/2003 (article 7.4.2) on a:

- Section d'armature minimale: $A_{min} = 0.5\% \times b \times h_t$
- Section d'armature maximale: $\begin{cases} A_{max1} = 4\% \times b \times h_t ; \text{ zone courante} \\ A_{max2} = 6\% \times b \times h_t ; \text{ zone de recouvrement} \end{cases}$
- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de: $\begin{cases} 40\emptyset \text{ en zone I et II} \\ 50\emptyset \text{ en zone III} \end{cases}$
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

Dans ce cas, le ferraillage se fera sur les poutres les plus sollicitées, et il se fera pour une situation accidentelle (le cas le plus défavorable).

Les poutres en travées seront ferraillées pour une situation durable et sur appuis pour une situation accidentelle.

VI-3-3- Exemple de calcul:

VI-3-3-1- Ferraillage d'une poutre principale de rive:

En travée:

$$(S_{p1}) \rightarrow M_{sp1} = 50.043KN.m$$

$$(S_{p2}) \rightarrow M_{sp2} = 86.618KN.m$$

$$\frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 0.577 < 1.15 \rightarrow \text{donc le calcul se fait sous } S_{p2}$$

Données:

- Largeur de la poutre $b = 30cm$.
- Hauteur de la poutre $h = 65cm$.

- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0.9 \times h = 58.5 \text{ cm}$
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400 \text{ MPa}$.
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$
- Fissuration peu préjudiciable.

Le moment réduit:

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{86.618 \times 10^3}{30 \times 58.5^2 \times 18.48} = 0.046 < \mu_l = 0.392$$

$$\rightarrow \beta = 0.976$$

$$A_{cal} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{86.618 \times 10^3}{0.976 \times 58.5 \times 400} = 3.79 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte: 3T14 (4.62cm²).

Sur appui:

$$(S_{p1}) \rightarrow M_{sp1} = 87.484 \text{ KN.m}$$

$$(S_{p2}) \rightarrow M_{sp2} = 132.407 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 0.661 < 1.15 \rightarrow \text{donc le calcul se fait sous } S_{p2}$$

Le moment réduit:

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{132.407 \times 10^3}{30 \times 58.5^2 \times 18.48} = 0.069 < \mu_l = 0.392$$

$$\rightarrow \beta = 0.964$$

$$A_{cal} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{132.407 \times 10^3}{0.964 \times 58.5 \times 400} = 5.87 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte: 3T16 (6.03cm²).

VI-3-3-2- Vérification du ferrailage de la poutre:

1) Condition de non fragilité:

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 30 \times 58.5 \times 2.1}{400} = 2.12 \text{ cm}^2$$

$A_{adopt} > A_{min}$ condition vérifiée.

$A_{min} = 0.5\% \times b \times h = 9.75$ → Condition vérifiée sur toute la section.

2) Contrainte de cisaillement:

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

$$\tau_u = \frac{86.79 \times 10}{30 \times 58.5} = 0.49 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.25; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.49 < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Il n y a pas de risque de cisaillement et les cadres seront perpendiculaire à la ligne moyenne de la poutre.

3) Détermination du diamètre des armatures transversales:

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_L\right) \text{ mm.}$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{585}{35}; \frac{300}{10}; 14\right) \text{ mm.}$$

$$\phi_t \leq \min(18.57; 30; 14) \text{ mm}$$

On prend $\phi_t = 14 \text{ mm}$

4) Calcul des espacements:

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min(52.65; 40 \text{ cm})$$

D'après le RPA99/2003:

Zone nodale:

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 30 \text{ cm}; 12\phi_t\right\} = \min\{16.25 \text{ cm}; 30 \text{ cm}; 16.8 \text{ cm}\}$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

Zone courante:

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 32.5 \text{ cm} \rightarrow S_t = 20 \text{ cm.}$$

5) Vérification de La section d'armatures minimale:

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa}\right\} = \max\{0.245; 0.4\} = 0.4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0.4 \times 30}{235} = 0.05 \text{ cm} \tag{1}$$

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - (0.3K \times f_{tj})}{0.9(\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0.49 - (0.3 \times 1 \times 2.1)) \times 30 \times 1.15}{0.9 \times 1 \times 235} = -0.023 \text{ cm} \tag{2}$$

De (1) et (2): $\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{adopté} \geq 0.05$

D'où: $\begin{cases} A_t \geq 0.05cm^2 \\ S_t = 15cm \end{cases} \rightarrow \text{soit } 4\phi 8 = 2.01cm^2$

6) Ancrage des armatures aux niveaux des appuis:

$T = 86.79KN$; $M_{ap} = 132.407KN.m$

$$\delta_u = \frac{M_{ap}}{Z} = \frac{132.407}{0.9 \times 58.5 \times 10^{-2}} = 251.48KN > 86.79KN$$

Les armatures longitudinales ne sont pas soumises à un effort de traction.

7) Compression de la bielle d'about:

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S}; \text{ avec: } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab}{\sqrt{2}} \end{cases} \rightarrow \frac{2T}{ab}; \text{ ou } a \text{ est la longueur d'appui de la bielle.}$$

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

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

$$\bar{\sigma}_b = \frac{0.8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0.8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0.8 \times b \times f_{c28}}$$

$$a \geq \frac{2 \times 86.79 \times 1.5}{0.8 \times 30 \times 25 \times 10} = 0.043m = 4.3cm$$

$$a' = b - 4 = 26cm.$$

$$a = \min(a', 0.9d) = \min(26; 52.65) = 26cm; a > 4.8cm$$

Condition vérifiée.

8) Entraînement des armatures:

- Vérification de la contrainte d'adhérence:

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0.9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{ser} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Ψ_s : Coefficient de cisaillement, $\Psi_s = 1,5$ pour HA.

T: L'effort tranchant maximum, $T = 86.79KN$.

n: Nombre d'armatures longitudinaux tendus, $n = 4$.

μ : Périmètre d'armatures tendues, $\mu = \pi \times \phi = 4.40cm$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0.9d \times \mu \times n} = \frac{86.79 \times 10^3}{0.9 \times 58.5 \times 4 \times 4.40 \times 10^2} = 0.94 MPa$$

$$\overline{\tau}_{ser} = 1.5 \times f_{c28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 MPa$$

$$\tau_{ser} = 0.94 MPa < \overline{\tau}_{ser} = 3.15 MPa \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- Ancrage des armatures tendues:

$$\tau_s = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 MPa$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.83} = 49.46 cm$$

La longueur est dépassé la largeur de la poutre principale (b=30cm), est obligés des courber les armatures d'une valeur «r»:

$$r = 5.5\phi = 5.5 \times 1.4 = 7.7 cm$$

- Calcul des crochets:

Crochets courant d'angle de 90°:

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\phi}{2+r} \right); L_1 \geq \frac{L_s - 2.19r - L_2}{1.87}$$

$$\phi = 1.2 cm \rightarrow \begin{cases} L_2 = 53.4 cm \\ L_1 = 11.12 cm \end{cases}$$

$$\phi = 1.4 cm \rightarrow \begin{cases} L_2 = 53.4 cm \\ L_1 = 11.12 cm \end{cases}$$

- La longueur de recouvrement:

D'après le RPA99/2003, la longueur minimale de recouvrement est de:

$$\begin{cases} 40\phi \text{ en zone I et II} \\ 50\phi \text{ en zone III} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \phi = 1.4 cm \rightarrow l = 56 cm \\ \phi = 1.2 cm \rightarrow l = 48 cm \\ \phi = 1.6 cm \rightarrow l = 64 cm \end{cases}$$

9) Vérification des contraintes à ELS:

$$M_{ser} = 36.719 KN.m; A_s = 4.62 cm^2$$

Position de l'axe neutre:

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A(d - y) = 15y^2 + 67.8y - 3966.3 = 0 \rightarrow y = 14.157 cm$$

Moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 = \frac{30}{3} 14.157^3 + 15 \times 4.62(58.5 - 14.157)^2$$

$$I = 161688.8 cm^4$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{36.719 \times 10^3}{161688.8} \times 14.157 = 3.215 MPa$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 MPa$$

$$\sigma_b = 3.215 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification de la flèche:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{65}{740} = 0.087 > 0.062 \quad \text{condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{10 \times M_0} \rightarrow \frac{65}{740} = 0.087 > \frac{36.719}{10 \times 168.13} = 0.021 \quad \text{condition vérifiée.} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{4.62}{30 \times 58.5} = 0.0026 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

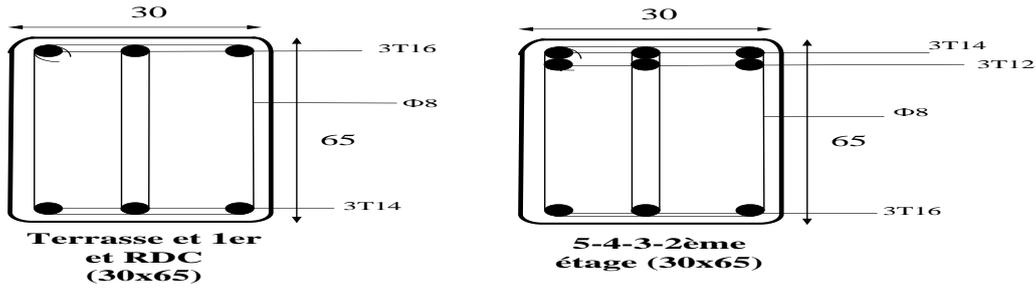
❖ Poutre principale de rive:

niveau	section	Moment(KN.m)		Moment de calcul	A _{min}	A _{cal}	A _{adop}
		M _{sp1}	M _{sp2}				
6 ^{ème} étage	Appui	87.484	132.407	132.407	9.75	5.87	3T16=6.03
	Travée	50.043	86.618	86.618		3.79	3T14=4.62
2 ^{ème} - 3-4- 5 ^{ème} étage	Appui	88.815	153.949	153.949	9.75	6.87	3T14+3T12=8.01
	Travée	53.202	109.105	109.105		4.80	3T16=6.03
1 ^{er} étage et RDC	Appui	75.967	121.915	121.915	9.75	5.39	3T16= 6.03
	Travée	52.652	85.125	85.125		3.72	3T14=4.62

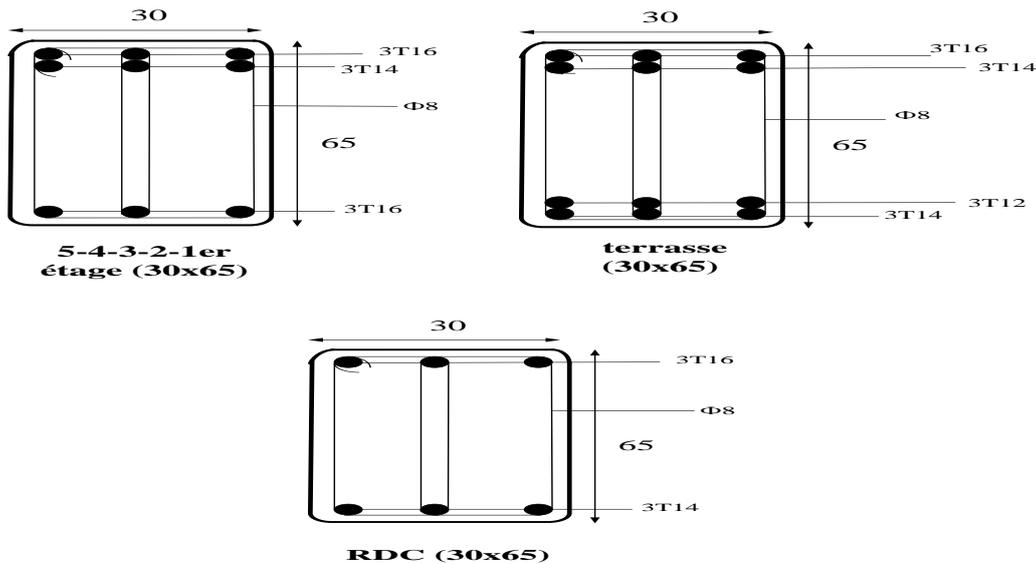
❖ Poutre principale intermédiaire:

niveau	section	Moment(KN.m)		Moment de calcul	A _{min}	A _{cal}	A _{adop}
		M _{sp1}	M _{sp2}				
6 ^{ème} étage	Appui	209.421	152.831	209.421	9.75	9.50	3T16+3T14=10.65
	Travée	137.489	100.471	137.489		6.10	3T14+3T12=8.01
1 ^{er} - 2- 3-4- 5 ^{ème} étage	Appui	210.367	157.478	210.367	9.75	9.56	3T14+3T16=10.65
	Travée	123.407	89.709	123.407		5.45	3T16=6.03
RDC	Appui	124.455	90.439	124.455	9.75	5.51	3T16=6.03
	travée	96.154	69.881	96.154		4.22	3T14=4.62

Ferraillage de poutre principale de rive:



Ferraillage de poutre principale intermédiaire:



➤ **Poutre secondaire:** avec dimensions (45x30) cm², calculons d'abord les sections minimales et maximales des aciers:

$$A_{min} = 0.5\% \times b \times h = \left(\frac{0.5}{100} \times 45 \times 30\right) = 6.75\text{cm}^2$$

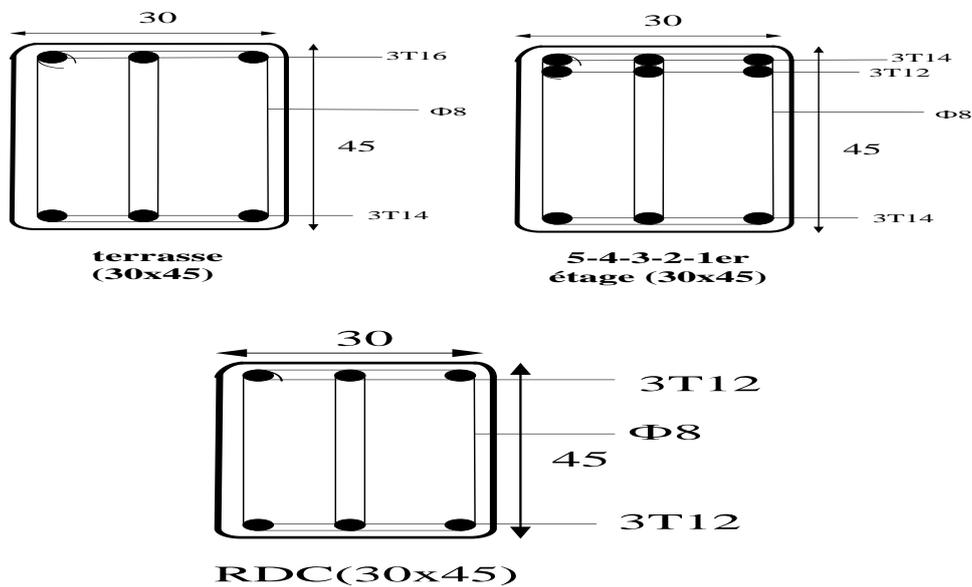
❖ **Poutre secondaire de rive:**

niveau	section	Moment(KN.m)		Moment de calcul	A _{min}	A _{cal}	A _{adop}
		M _{sp1}	M _{sp2}				
6 ^{ème} étage	Appui	72.104	92.304	92.304	6.75	6.02	3T16=6.03
	Travée	54.06	50.259	54.06		3.44	3T14=4.62
1 ^{er} -2-3-4-5 ^{ème} étage	Appui	67.388	102.671	102.671	6.75	6.75	3T12+3T14=8.01
	Travée	46.031	60.361	60.361		3.86	3T14=4.62
RDC	Appui	26.274	49.186	49.186	6.75	3.12	3T12=3.39
	travée	16.617	28.192	28.192		1.77	3T12=3.39

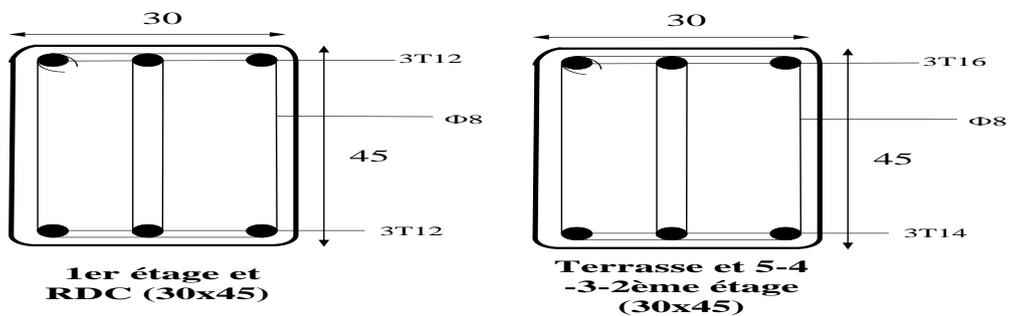
❖ Poutre secondaire intermédiaire:

niveau	section	Moment(KN.m)		Moment de calcul	A _{min}	A _{cal}	A _{adop}
		M _{sp1}	M _{sp2}				
6 ^{ème} étage	Appui	90.818	75.968	90.818	6.75	5.92	3T16=6.03
	Travée	62.008	46.405	62.008		3.97	3T14=4.62
2 ^{ème} -3- 4- 5 ^{ème} étage	Appui	89.306	79.091	89.306	6.75	5.82	3T16=6.03
	Travée	65.189	53.622	65.189		4.18	3T14=4.62
1 ^{er} étage et RDC	Appui	45.664	52.944	52.944	6.75	3.37	3T12=3.39
	Travée	31.472	37.045	37.045		2.33	3T12=3.39

Ferrailage Poutre secondaire de rive:



Ferrailage Poutre secondaire intermédiaire:



VI-4- Ferrailage des poteaux

VI-4-1- Méthode de calcul:

En générale, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée. La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 combinaisons suivants:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Premier genre: } 1.35G + 1.5Q \rightarrow \begin{cases} N_{max}; M_{correspondant} \rightarrow A_1 \\ N_{min}; M_{correspondant} \rightarrow A_2 \\ M_{max}; N_{correspondant} \rightarrow A_3 \end{cases} \\ \text{Deuxième genre: } \begin{cases} 0.8G \pm E \\ G + Q \pm 1.2E \end{cases} \rightarrow \begin{cases} N_{max}; M_{correspondant} \rightarrow A_4 \\ N_{min}; M_{correspondant} \rightarrow A_5 \\ M_{max}; N_{correspondant} \rightarrow A_6 \end{cases} \end{array} \right.$$

Dans le calcul relatif aux ELU, on introduit des coefficients de sécurité $\gamma_s; \gamma_b$:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{situation accidentelle: } \begin{cases} \gamma_s = 1 \rightarrow \sigma_s = 400MPa \\ \gamma_b = 1.15 \rightarrow \sigma_b = 18.48MPa \end{cases} \\ \text{situation normale: } \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \rightarrow \sigma_s = 348MPa \\ \gamma_b = 1.5 \rightarrow \sigma_b = 14.20MPa \end{cases} \end{array} \right.$$

VI-4-2- Ferrailage exigé par le RPA 99 version 2003:

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet.
- Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0.7% (zone I).
- Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0.4% en zone courante et 0.6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale recouvrements est de 40ϕ en zone I.
- La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone I).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieure des zones nodales.

Poteau carrée:

Famille de pot	$A_{min} = 0.7\% \times b \times h_t$	$A_{max1} = 4\% \times b \times h_t$	$A_{max2} = 6\% \times b \times h_t$
(45x45) cm ²	14.17cm ²	81cm ²	121.5cm ²
(40x40) cm ²	11.2cm ²	64cm ²	96cm ²
(35x35) cm ²	8.575cm ²	49cm ²	73.5cm ²

Tableau VI-1: les sections min et max, imposée par le RPA 99 version 2003.

Poteau circulaire:

Famille de pot	$A_{\min} = 0.7\% \times \pi \times r^2$	$A_{\max1} = 4\% \times \pi \times r^2$	$A_{\max2} = 6\% \times \pi \times r^2$
(45) cm ²	11.13cm ²	63.58cm ²	95.37cm ²
(40) cm ²	8.79cm ²	50.24cm ²	75.36cm ²
(35) cm ²	6.73cm ²	38.47cm ²	57.69cm ²

Tableau VI-2: les sections min et max, imposée par le RPA 99 /2003(poteau circulaire).

On fait un seul exemple de calcul, pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres niveaux donnés dans des tableaux.

Poteau carrée:

étages		Type1 (45x45)	Type2 (40x40)	Type3 (35x35)
combinaison				
A	N _{max} (KN)	255.08	119.07	10.67
	M _{cor} (KN.m)	0.856	0.631	0.688
B	N _{min} (KN)	1612.86	829.06	402.14
	M _{cor} (KN.m)	12.845	34.994	30.486
C	M _{max} (KN.m)	71.335	71.53	65.086
	N _{cor} (KN)	415.6	205.32	54.73

Tableau VI-3: les sollicitations défavorables du 1^{er} genre.

étages		Type1 (45x45)	Type2 (40x40)	Type3 (35x35)
combinaison				
A	N _{max} (KN)	187.24	33.15	16.34
	M _{cor} (KN.m)	2.278	3.766	3.505
B	N _{min} (KN)	1244.59	642.75	309.63
	M _{cor} (KN.m)	2.223	43.181	34.611
C	M _{max} (KN.m)	63.137	60.865	53.96
	N _{cor} (KN)	594.78	128.94	31.75

Tableau VI-4: les sollicitations défavorables du 2^{ème} genre.

Poteau circulaire:

étages		Type1 (45)	Type2 (40)	Type3 (35)
combinaison				
A	N _{max} (KN)	217.56	103.1	12.38
	M _{cor} (KN.m)	0.218	0.125	0.305
B	N _{min} (KN)	379.56	188.92	76.46
	M _{cor} (KN.m)	0.291	0.579	8.099
C	M _{max} (KN.m)	7.813	7.066	5.08
	N _{cor} (KN)	237.96	120.61	58.63

Tableau VI-5: les sollicitations défavorables du 1^{er} genre.

étages		Type1 (45)	Type2 (40)	Type3 (35)
combinaison				
A	N _{max} (KN)	69.17	9.5	0.81
	M _{cor} (KN.m)	3.855	7.567	0.199
B	N _{min} (KN)	548.54	242.57	84.01
	M _{cor} (KN.m)	9.435	14.3	11.5
C	M _{max} (KN.m)	10.333	10.291	7.793
	N _{cor} (KN)	11.33	28.28	7.00

Tableau VI-6: les sollicitations défavorables du 2^{ème} genre.

VI-4-3- Exemple de calcul:

Un seul type de poteau sera calculé en détail (45x45).

Données:

- Poteaux de section carrée (45x45) cm².
- Enrobage: c = 2.5cm.
- Hauteur utile des aciers tendus: d = 45 - c = 42.5cm.
- Contrainte limite des aciers: $f_e = 400MPa$ (longitudinaux).
- Contrainte limite des aciers: $f_e = 235MPa$ (transversaux).
- Contrainte du béton à 28 jours: $f_{c28} = 25MPa$.
- Résistance caractéristique à la traction du béton: $f_{t28} = 2.1MPa$
- Fissuration peu préjudiciable.
- Pour les calculs la grandeur h = a = b = 45cm.

1) Méthode de calcul:

Pour cet exemple le calcul se fera à l'aide des combinaisons de premier genre:

1- On détermine le centre de pression puis le moment:

$$\begin{cases} e = \frac{M}{N} \\ M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) \end{cases}$$

2- On vérifie si la section est surabondante:

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \times \left(\frac{1-0.514N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

Si les conditions sont vérifiées, alors la section est surabondante et les armatures ne sont pas nécessaires (A= A'=0).

3- Sinon, on calcul la section des armatures:

$$\begin{cases} \mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \\ A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} \\ A_{sl} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

4- On calcul la section des armatures minimale, puis on choisit la plus grande section calculée précédemment:

$$\begin{cases} A_{min} = 0.7\% \times b \times h_t \\ A_{adoptée} = \max\{A_1, A_2, \dots, A_{min}\} \end{cases}$$

❖ **Combinaison de 1^{er} genre:**

a) $N_{max} = 255.08\text{KN}; \quad M_{cor} = 0.856\text{KN.m}$

➤ **Détermination du centre de pression:**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0.856}{255.08} = 0.0034\text{m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 255.08 \left(0.425 - \frac{0.45}{2} + 0.0034 \right) = 55.07\text{KN.m}$$

➤ **Vérification si la section est surabondante:**

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \times \left(\frac{1-0.514N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} N_u \leq 0.81 \times 14.20 \times 0.45 \times 0.45 \\ M_u \leq 255.08 \times 0.425 \times \left(\frac{1-0.514 \times 255.08}{450 \times 450 \times 18.48} \right) \end{cases}$$

$$\{ N_u = 255.08 < 2329.155\text{KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\{ M_u = 55.07 < 103.30\text{KN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1 = A_1' = 0$).

b) $N_{min} = 1612.86\text{KN}; \quad M_{cor} = 12.845\text{KN.m}$

➤ **Détermination du centre de pression:**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{12.845}{1612.86} = 0.0079\text{m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 1612.86 \left(0.425 - \frac{0.45}{2} + 0.0079 \right) = 335.31\text{KN.m}$$

➤ **Vérification si la section est surabondante:**

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \times \left(\frac{1-0.514N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} N_u \leq 0.81 \times 14.20 \times 0.45 \times 0.45 \\ M_u \leq 255.08 \times 0.425 \times \left(\frac{1-0.514 \times 255.08}{450 \times 450 \times 18.48} \right) \end{cases}$$

$$\{ N_u = 1612.86 < 2329.155\text{KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\{ M_u = 335.31 < 103.30\text{KN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2 = A_2' = 0$).

c) $N_{cor} = 415.6KN;$ $M_{max} = 71.335KN.m$

➤ **Détermination du centre de pression:**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{71.335}{415.6} = 0.172m$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 415.6 \left(0.425 - \frac{0.45}{2} + 0.172 \right) = 154.60KN.m$$

➤ **Vérification si la section est surabondante:**

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \times \left(\frac{1-0.514N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} N_u \leq 0.81 \times 14.20 \times 0.45 \times 0.45 \\ M_u \leq 255.08 \times 0.425 \times \left(\frac{1-0.514 \times 255.08}{450 \times 450 \times 18.48} \right) \end{cases}$$

$$\{ N_u = 415.6 < 2329.155KN \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\{ M_u = 154.60 < 176.62KN.m \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3 = A_3' = 0$).

Section minimales:

$$A_{min} = 0.7\% \times b \times h_t = 0.7\% \times 45 \times 45 = 14.175cm^2$$

$$A_{adoptée} = \max(A_1; A_2; A_3; A_4; A_5; A_6; A_{min.RPA}) = (0; 0; 0; 0; 0; \dots, 14.175) = 14.175cm^2$$

On adopte 4T16+4T14 = 14.2cm²

Les ferrillages sont été calculés par application SOCOTEC.

niveau	Co m	1 ^{er} genre			2 ^{ème} genre			A _{min}	A _{adoptée}
		N _u (KN)	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	N _u (KN)	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)		
(45x45)	(a)	255.08	0.856	0	187.24	2.278	0	14.17	8T16 =16.08
	(b)	1612.9	12.85	0	1244.6	2.223	0		
	(c)	415.6	71.34	0	594.78	63.137	0		
(40x40)	(a)	119.07	0.631	0	33.15	3.766	0	11.2	8T14 =12.32
	(b)	829.06	34.99	0	642.75	43.181	0		
	(c)	205.32	71.53	0	128.94	60.865	0		
(35x35)	(a)	10.67	0.688	0	16.34	3.505	0	8.575	8T12 =9.05
	(b)	402.14	30.49	0	309.63	34.611	0		
	(c)	54.73	65.09	0	31.75	53.96	0		

Tableau VI-7:ferrailage des poteaux carrés.

niveau	Co m	1 ^{er} genre			2 ^{ème} genre			A _{min}	A _{adoptée}
		N _u (KN)	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	N _u (KN)	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)		
(45)	(a)	217.56	0.218	0	69.17	3.855	0	11.13	6T16 =12.06
	(b)	379.56	0.291	0	548.54	9.435	0		
	(c)	237.96	7.813	0	11.33	10.333	0		
(40)	(a)	103.1	0.125	0	9.5	7.567	0	8.79	6T14 =9.24
	(b)	188.92	0.579	0	242.57	14.3	0		
	(c)	120.61	7.066	0	28.28	10.291	0		
(35)	(a)	12.38	0.305	0	0.81	0.199	0	6.73	6T12 =6.79
	(b)	76.46	8.099	0	84.01	11.5	0		
	(c)	68.63	5.08	0	7.00	7.793	0		

Tableau VI-8: ferraillage des poteaux circulaire.

Vérification de la contrainte de cisaillement:

Le poteau le plus sollicité (45x45) cm²

$$T_{max} = 36.86KN$$

Contrainte tangente:

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{36.86 \times 10^2}{45 \times 40.5} = 2.022MPa$$

Contrainte tangente admissible: $\bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}; 5MPa) = 3.25MPa$

$\tau_u = 2.022 < \bar{\tau}_u = 3.25MPa$ condition vérifiée, pas de risque de cisaillement.

Calcul des armatures transversales:

- **Diamètre des armatures transversales:**

$$\phi_t = \frac{\phi}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \quad \text{on prend } \phi_t = 8mm.$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

V_u: effort tranchant de calcul.

h₁: hauteur totale de section brute.

F_e: contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a: Est un coefficient correcteur égale à 2.5 si l'élançement géométrique λ_g ≥ 5 et 3.75 dans le cas contraire.

S_t: espacement des armatures transversales.

- **Calcul de l'espacement:**

D'après le RPA 99/2003 on a:

- En zone nodale: $S_t \leq \min(10\phi_l; 15cm) = 15cm$. Soit $S_t = 10cm$.
- En zone courante: $S_t \leq 15\phi_l = 24cm$ Soit $S_t = 15cm$.

- **Calcul de l'élancement géométrique λ_g :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b}$$

Avec:

L_f : Longueur de flambement du béton.

B: dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0.7 \times L_0$$

$$\lambda_g = 0.7 \times \frac{L_0}{b} = \frac{0.7 \times 3.06}{0.45} = 4.76m$$

$$\lambda_g = 4.76 < 5 \rightarrow \rho_0 = 3.75 \text{ (d'après le RPA 99 Art 7.4.2.2).}$$

$$\text{Donc: } A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} = \frac{15 \times 3.75 \times 3.686 \times 10^2}{45 \times 235} = 1.96cm^2$$

- **Quantité d'armatures transversales minimales:**

$\frac{A_t}{S_t \times b}$: En % est donnée comme suite:

$$3 < \lambda_g = 4.76 < 5 \rightarrow 0.25\%$$

$$\text{Alors: } \begin{cases} \text{zone nodale: } A_t = 0.0055 \times 10 \times 45 = 2.48cm^2 \\ \text{zone courante: } A_t = 0.0055 \times 15 \times 45 = 3.71cm^2 \end{cases}$$

$$\text{Le choix: } \begin{cases} A_t = 9\phi 8 = 4.52cm^2/ml \\ S_t = 10cm \end{cases}$$

- **Vérification de la section minimale d'armatures transversales:**

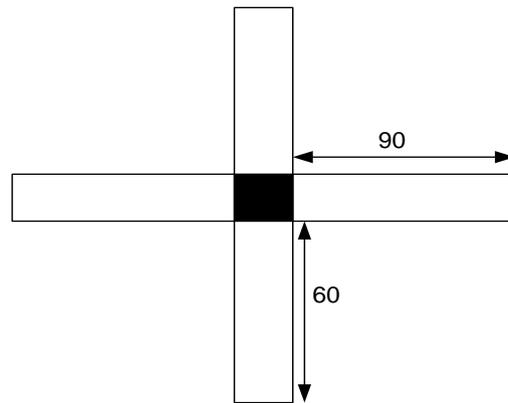
$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max\left(\frac{\tau}{2}; 0.4MPa\right) = 1.01MPa$$

$$A_t \geq \frac{1.01 \times 15 \times 45}{235} = 2.90cm^2 < 4.52cm^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Détermination de la zone nodale:**

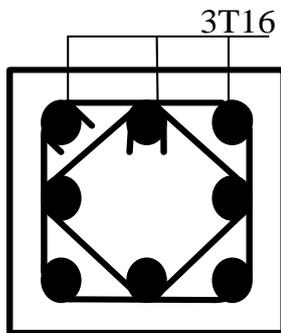
La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

$$\begin{cases} h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right) = \max\left(\frac{306}{6}; 45; 45; 60\right) = 60\text{cm} \\ L' = 2 \times h = 2 \times 45 = 90\text{cm} \end{cases}$$

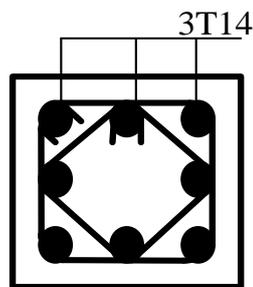


FigureVI-1: Zone nodale.

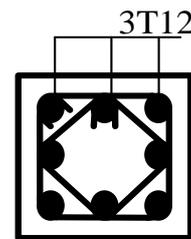
Poteau carrée: dessin de ferrailages des sections des poteaux carrés.



8T16
(45x45)

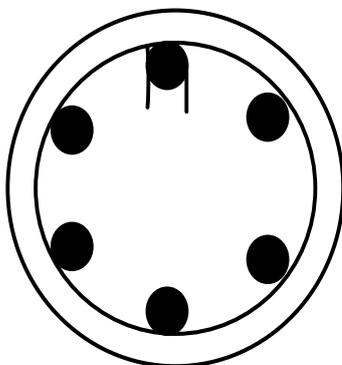


8T14
(40x40)

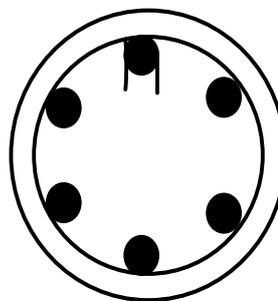


8T12
(35x35)

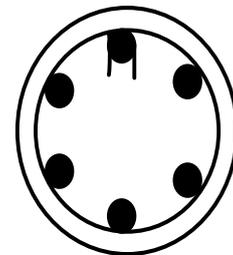
Poteau circulaire: dessin de ferrailages des sections des poteaux circulaires.



6T16
(R=45)



6T14
(R=40)



6T12
(R=35)

Chapitre VII: Etude des voiles

VII-1- Introduction:

Le voile appelé aussi mur en béton armé, est un élément de construction vertical, ayant deux dimensions grandes par rapport à l'épaisseur, ainsi tout poteau « allongé » de longueur supérieure ou égale à quatre fois son épaisseur est considéré comme un voile. Il est utilisé dans la majorité des cas comme contreventement. Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures de flexion ou de cisaillement déterminés par calculs.

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastrée à sa base soumise à une charge verticale due à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations, et des charges horizontales due à l'action du vent ou du séisme.

Donc le voile est sollicité à un effort normal N , un effort tranchant V , et un moment fléchissant M . Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement.

VII-2- Système de contreventement:

Le système de contreventement représente la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux actions climatiques et/ou géologiques.

Parmi les systèmes de contreventement utilisés en bâtiment on site:

- Contreventement par portiques auto stables en béton armé (poteaux-poutres).
- Contreventement par voiles (système tables et banches – système tunnel – noyau central).
- Contreventement mixte (poteaux – poutres et voiles en béton armé).

Le dernier système est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante, car ce système structural est en fait un mélange de deux types de structure qui obéissent à des lois de comportement différents. De l'interaction portique-voile, naissent des forces qui peuvent changées 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.

Pour cette raison nous avons choisi ce système de contreventement pour la conception de notre projet de fin d'études.

a) Conception:

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité importante (problème de 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).

b) Calcul:

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique – voiles) afin de prendre en considération le comportement de chaque type de structure en vérifiant l'interaction conformément en aux normes.

c) Principe de calcul:

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes:

- 1- $G + Q \pm E$ (vérification du béton).
- 2- $0.8G \pm E$ (calcul des aciers de flexion).

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement RPA 99/version 2003.

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armatures:

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs).
- Armatures transversales.

VII-2-1-La méthode de calcul:

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM):

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.15} = 18.48 \text{ MPa}$$

Avec:

N: L'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:

a) 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 RPA 99/version 2003.

$$A_{min} = 0.15\% \times a \times L$$

b) 2^{ème} 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:

si: $A_V < A_{min} = 0.15\% \times a \times L$, on ferraille avec la section minimale.

si: $A_V > A_{min}$, on ferraille avec A_V .

c) **3^{ème} cas:**

Si: (σ_1 et σ_2) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

VII-2-2- Armatures verticales:

Elles sont disposées en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le RPA 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.

VII-2-3- 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 disposées 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%.

VII-2-4- 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 inférieur ou égal à 12mm.

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 6mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20mm, et de 8mm dans le cas contraire.

VII-2-5- Armatures de coutures:

L'effort tranchant doit être repris par des aciers de coutures tout au long des joints de reprise de coulage, leur section est donnée par la formule suivante:

$$\begin{cases} A_{vj} = 1.1 \times \frac{T}{f_e} \\ T = 1.4V_u \end{cases}$$

V_i : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendu nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VII-3- Ferrailage des voiles:

VII-3-1- Exemple de calcul (type 01):

$$A = 1.065m^2$$

$$I = 0.61m^4$$

$$v = 1.65m$$

$$N = 713.68KN$$

$$M = 52.79KN.m$$

$$V_u = 31.26KN$$

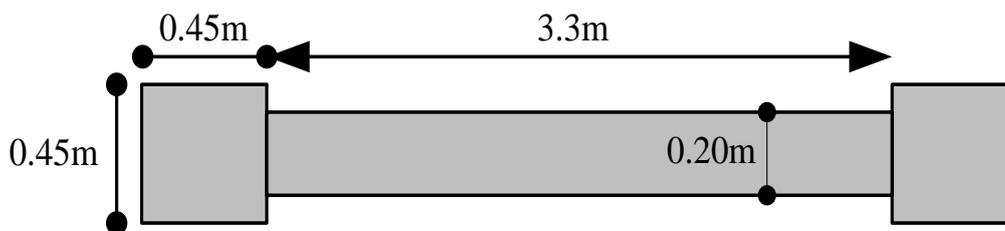


Figure VII-1: schéma du voile + deux poteaux.

VII-3-2- Détermination des contraintes:

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{713.68}{1.065} + \frac{52.79 \times 1.65}{0.61} = 812.91KN/m^2 \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{713.68}{1.065} - \frac{52.79 \times 1.65}{0.61} = 527.33KN/m^2 \end{cases}$$

On est dans le 1^{er} cas, $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$, la section du voile est entièrement comprimée «pas de zone tendue ».La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99/version 2003.

Ferrailage des voiles Type 02:

$$A = 1.14m^2$$

$$I = 1.74m^4$$

$$v = 2.35m$$

$$N = 955.3KN$$

$$M = 19.09KN.m$$

$V_u = 11.19 \text{KN}$

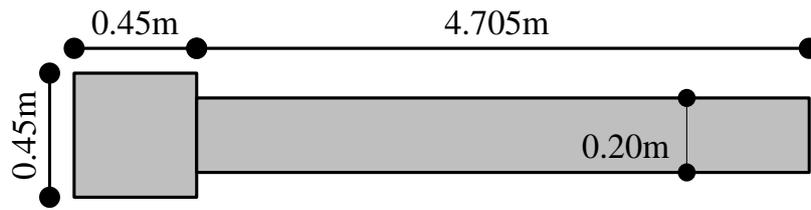


Figure VII-2: schéma du voile + poteau.

Détermination des contraintes:

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{955.3}{1.14} + \frac{19.09 \times 2.35}{1.74} = 863.76 \text{KN/m}^2 \\ \sigma_1 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{955.3}{1.14} - \frac{19.09 \times 2.35}{1.74} = 812.19 \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

On est dans le 1^{er} cas, $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$, la section du voile est entièrement comprimée «pas de zone tendue ». La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99/version 2003.

Ferraillage des voiles Type 03:

$A = 1.23 \text{m}^2$

$I = 2.24 \text{m}^4$

$v = 2.78 \text{m}$

$N = 1080.63 \text{KN}$

$M = 21.73 \text{KN.m}$

$V_u = 13.04 \text{KN}$

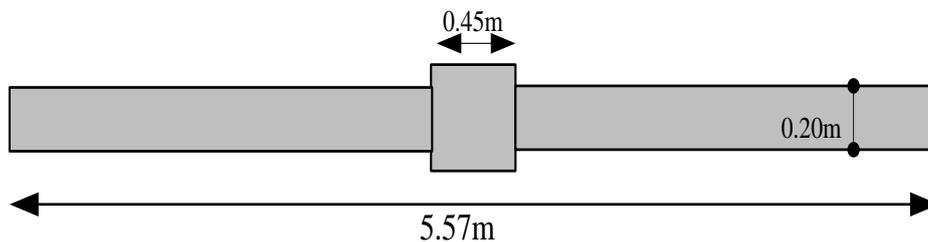


Figure VII-3: schéma du voile + poteau centrales.

Détermination des contraintes:

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{1080.63}{1.23} + \frac{21.73 \times 2.78}{2.24} = 905.53 \text{KN/m}^2 \\ \sigma_1 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{1080.63}{1.23} - \frac{21.73 \times 2.78}{2.24} = 851.59 \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

On est dans le 1^{er} cas, $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$, la section du voile est entièrement comprimée «pas de zone tendue ». La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99/version 2003.

VII-3-3- Calcul des armatures verticales:

D'après le RPA 99/2003 on a:

$$A_{min} = 0.15\% \times a \times L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre (L=1m).

$$A_{min} = 0.15\% \times a \times 1m = 0.15\% \times 20 \times 100 = 3cm^2/ml$$

a) Le diamètre:

$$D \leq \frac{1}{10} \times a \text{ (mm)}$$

$$D \leq \frac{1}{10} \times 200 = 20mm$$

On adopte $D = 12mm$.

b) L'espacement:

Selon le BAEL 91, on a:

$$S_t \leq \min\{2 \times a; 33cm\}$$

$$S_t \leq \min\{40; 33cm\} = 33cm \dots\dots\dots(1)$$

Selon le RPA 99/2003:

$$S_t \leq \min\{1.5 \times a; 30cm\}$$

$$S_t \leq \min\{30; 30cm\} = 30cm \rightarrow S_t \leq 30cm \dots\dots\dots(2)$$

$$\text{Donc: } S_t \leq \min\{S_{t.BAEL}; S_{t.RPA 99}\}$$

$$S_t \leq 30cm$$

On adopte un espacement de 20cm.

Le choix de la section des armatures verticales est **5T12 = 5.65cm²/ml**.

VII-3-4- Calcul des armatures horizontales:

D'après le RPA 99/version 2003, on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit **5T12 = 5.65cm²/ml** avec un espacement de 20cm.

VII-3-5- Calcul des armatures transversales:

D'après le DTR-BC-2.42 et BAEL 91, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m² au moins, on prend donc 4φ8 par m².

VII-3-6- Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :

On calcule la contrainte de cisaillement $\tau_b = \frac{\bar{T}}{a \times L}$

Avec: $\bar{T} = 1.4 \times T_{cal}$ l'effort tranchant de calcul majoré de 40%.

a: épaisseur du voile.

L: longueur du voile.

Cette contrainte est limitée par: $\bar{\tau}_b = 0.05 f_{c28} = 1.25 MPa$

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a \times L} = \frac{1.4 \times 31.26 \times 10^{-3}}{0.2 \times 3.3} = 0.066 MPa$$

$\tau_b = 0.066 MPa < 0.05 f_{c28} = 1.25 MPa$ condition vérifiée.

VII-4- Disposition des armatures:

VII-4-1- Armatures verticales:

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués aux règles de béton armé en vigueur.

La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33cm. Selon le BAEL 91, et ne doit pas dépasser 1.5 de l'épaisseur du mur ni 30cm selon le RPA 99/version 2003.

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

On a $S_t = 20cm \rightarrow \frac{S_t}{2} = 10cm < 20cm$ Condition vérifiée.

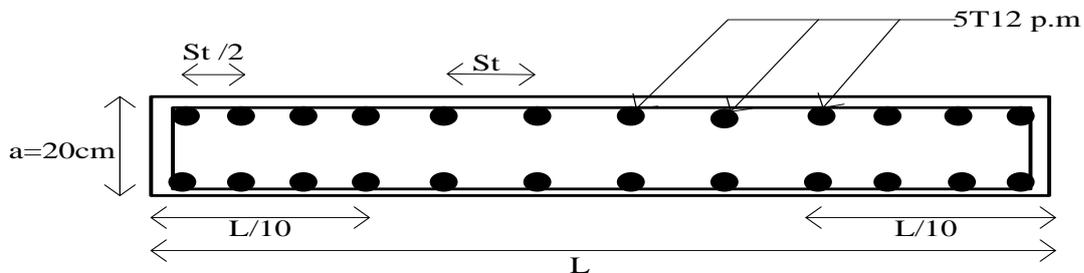


Figure VII-4: disposition des armatures verticales dans les voiles.

VII-4-2- 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 $S_t \leq \min(1.5a; 30cm)$.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

VII-4-3- 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.

➤ **Schéma de ferrailage du voile:**

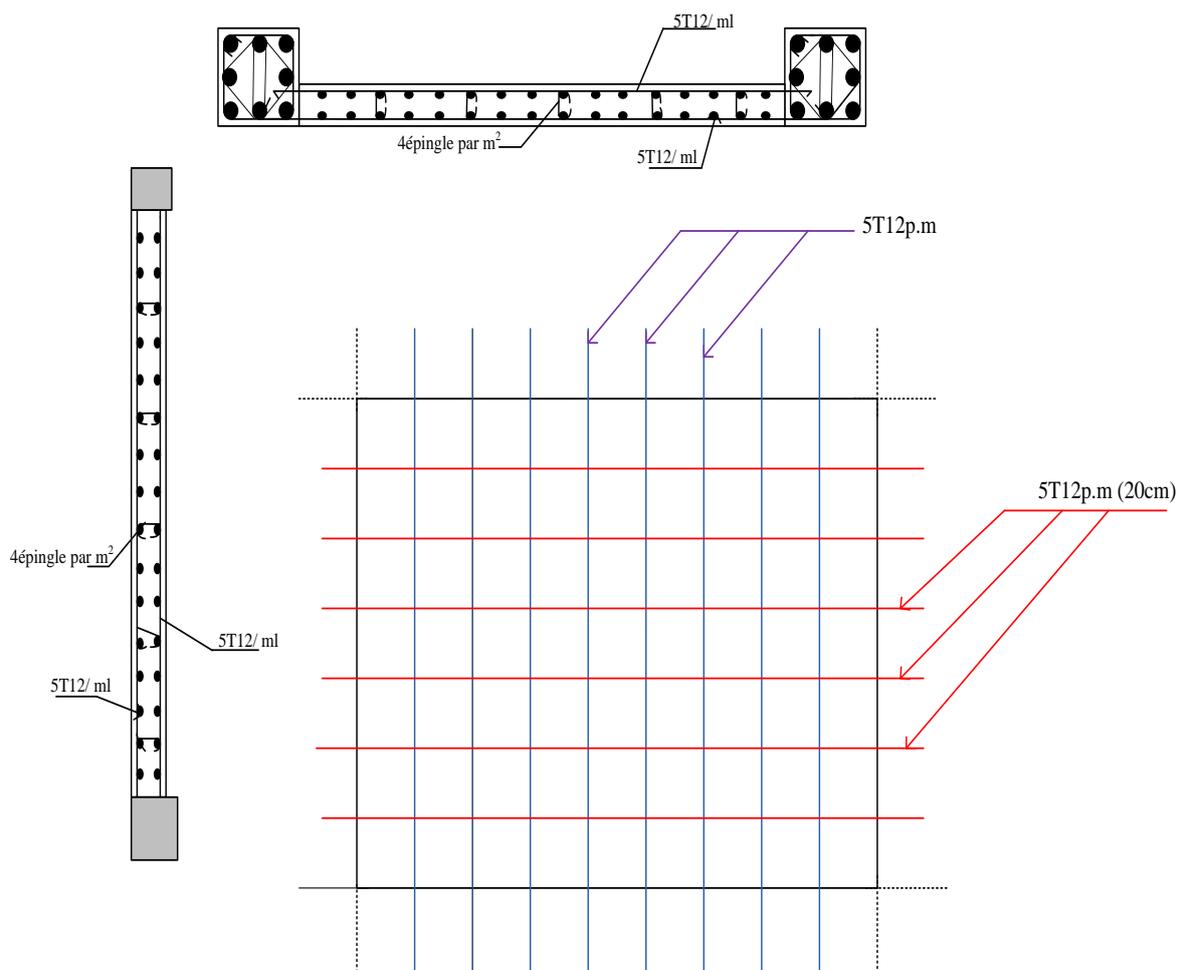


Figure VII-5: schéma de ferrailage du voile ($e = 20cm$).

Chapitre VIII:

Etude de l'infrastructure

VIII- Introduction:

Des fondations solides sont l'un des facteurs les plus importants pour garantir la sécurité et la stabilité du bâtiment lors d'un tremblement de terre.

Pour concevoir les fondations, des facteurs d'influence doivent être pris en compte, tels que les propriétés du sol, les charges sismiques et la forme du bâtiment. Il existe de nombreux types de fondations, telles que les fondations en béton armé, les fondations profondes et les fondations flottantes.

VIII-1- Le radier général:

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalle, nervures) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol.

VIII-2-calcul du radier:

Les radiers sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute la construction. Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité (réaction de sol= poids total de la structure).

Le poids supporté par le radier est:

$$w_G = 3288.9122KN,$$

$$w_q = 347.2072KN$$

Avec:

w_G : la charge permanente (poids de la structure).

w_q : la charge d'exploitation.

- Pour calculée la charge permanente totale:

Poids de la dalle: 1321.53KN

Poids de remblais:

$$P_{rem} = \gamma_s \times h \times S = 20 \times 1.5 \times 499.53 = 14985.9KN$$

Donc $G_{total} = 49196.34KN$

$$Q = 347.2072KN$$

Combinaison d'actions:

$$ELU: N_u = 1.35G_t + 1.5Q_t = 66935.86KN$$

$$ELS: N_s = G_t + Q_t = 49543.55KN$$

Surface du radier:

La surface du radier est donnée par la formule suivante: $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \rightarrow S \geq \frac{49543.55}{200} = 247.72m^2$$

On prend un débord de 80cm de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise $S_{radier} = 573.60m^2$

Calcul de l'épaisseur du radier:

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminée à partir des conditions suivantes:

1^{er} condition:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0.06f_{c28}$$

$$V_u: \text{l'effort tranchant ultime: } V_u = \frac{Q \times L}{2}$$

L: longueur maximal d'une bande 1m, L= 7.00m

$$Q_u = \frac{N_u}{S} = \frac{66935.86}{573.60} = 116.69KN/m^2$$

Par ml: $Q_u = 116.69 \times 1ml = 116.69KN/ml$

$$V_u = \frac{116.69 \times 7.00}{2} = 408.43KN$$

$$\frac{V_u}{b \times d} \leq 0.06f_{c28} \rightarrow d \geq \frac{V_u}{0.06f_{c28} \times b}$$

$$d \geq \frac{408.43 \times 10^{-3}}{0.06 \times 25 \times 1} = 0.27m$$

2^{ème} condition:

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20}; \text{ Avec } L= 7.00m$$

$$\frac{700}{25} \leq d \leq \frac{700}{20}$$

$$28 \leq d \leq 35 \rightarrow d = 30cm$$

$h = d + c = 30 + 5 = 35cm$, on prend: $h = 35cm$ et $d = 30cm$

VIII-3- Détermination de la hauteur de la poutre de libage:

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante:

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \rightarrow 77.77cm \leq h \leq 116.66cm, \text{ On prend } d = 80cm, h = 90cm, b = 45cm.$$

Vérification des contraintes:

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre:

$$G_r = \gamma_b [h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i]$$

$$G_r = 25[0.40 \times 573.60 + 0.90 \times 0.45 \times 186.15] = 7620.775KN$$

$$ELS: N_{ser} = 49543.55 + 7620.775 = 57164.33KN$$

$$\frac{N_{ser}}{S_{radier}} = \frac{57164.33}{573.60} = 99.66 < 200KN/m^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

La longueur élastique:

La longueur élastique de la poutre est donnée par:

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}}$$

Avec:

$$I: \text{inertie de la poutre et égal } I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.45 \times 0.90^3}{12} = 0.027m^4$$

E: module d'élasticité du béton, E= 32164200KN/m².

B: largeur de la poutre b= 0.45m.

K: coefficient de la raideur de sol K= 5000KN/m³.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 32164200 \times 0.027}{5000 \times 0.45}} = 6.27m$$

$$L_{max} = 7.00m < \frac{\pi}{2} \times L_e = 9.84m \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

L_{max} : la longueur maximale entre nues des poteaux.

Evaluation des charges:

$$Q = \sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{57164.33}{573.60} = 99.66KN/m^2$$

$$\sigma_{radier} = \gamma_b \times h = 25 \times 0.35 = 8.75KN/m^2$$

$$\sigma_{max} - \sigma_{radier} = 99.66 - 8.75 = 90.91KN/m^2$$

Donc la charge en « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de: Q= 90.91 KN/m².

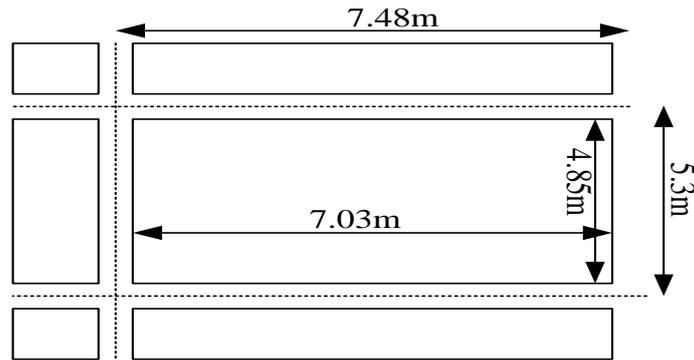


Figure VIII-1: schéma du panneau.

Exemple de calcul:

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.85}{7.03}$$

$\alpha = 0.7 > 0.4$ La dalle porte dans les deux sens.

$$\alpha = 0.7; \mu_x = 0.0684; \mu_y = 0.4320$$

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2$$

$$M_{0x} = 0.0684 \times 90.91 \times 4.85^2 = 146.27 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$M_{0y} = 0.4320 \times 146.27 = 63.188 \text{ KN.m}$$

Les efforts à l'ELU									
Sens x					Sens y				
μ_x	M_0 KN.m	M_t KN.m	M_a KN.m	M_{ar} KN.m	μ_y	M_0 KN.m	M_t KN.m	M_a KN.m	M_{ar} KN.m
0.0684	146.27	124.33	73.14	58.51	0.4320	63.188	53.71	31.59	25.28

Tableau VIII-1: les moments fléchissant suivent les deux sens.

- En travée:

Sens x:

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 0.85 \times 146.27 = 124.33 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{124.33 \times 10^3}{100 \times 31.5^2 \times 14.20} = 0.088$$

$$\rightarrow \beta = 0.954$$

$$A_{txcal} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{124.33 \times 10^3}{0.954 \times 31.5 \times 348} = 11.89 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Condition de non fragilité:

$$A_{xmin} = A_{ymin} \left(\frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \right) = 3.68 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{adoptée} = \max\{A_{txcal}; A_{xmin}\} = \max\{11.89; 3.68\} = 11.89 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 8T14= 12.32cm² et S_t= 12.5cm

Sens y:

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 0.85 \times 63.188 = 53.71 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{53.71 \times 10^3}{100 \times 31.5^2 \times 14.20} = 0.038$$

$$\rightarrow \beta = 0.981$$

$$A_{tycal} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{53.71 \times 10^3}{0.981 \times 31.5 \times 348} = 4.99 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{ymin} = 8 \times \text{épaisseur} = 2.8 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{adoptée} = \max\{A_{tycal}; A_{ymin}\} = \max\{4.99; 2.8\} = 4.99 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

On adopte 4T14= 6.16cm², S_t= 25cm

• **Sur appui:**

Sens x (rive):

$$M_{ax} = 0.4M_{0x} = 58.51 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{58.51 \times 10^3}{100 \times 31.5^2 \times 14.20} = 0.042$$

$$\rightarrow \beta = 0.979$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{58.51 \times 10^3}{0.979 \times 31.5 \times 348} = 5.45 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T14= 6.16cm², S_t= 25cm

Sens x (intermédiaire):

$$M_{ax} = 0.5M_{0x} = 73.14 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{73.14 \times 10^3}{100 \times 31.5^2 \times 14.20} = 0.052$$

$$\rightarrow \beta = 0.973$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{73.14 \times 10^3}{0.973 \times 31.5 \times 348} = 6.86 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T16= 8.04cm², S_c= 25cm

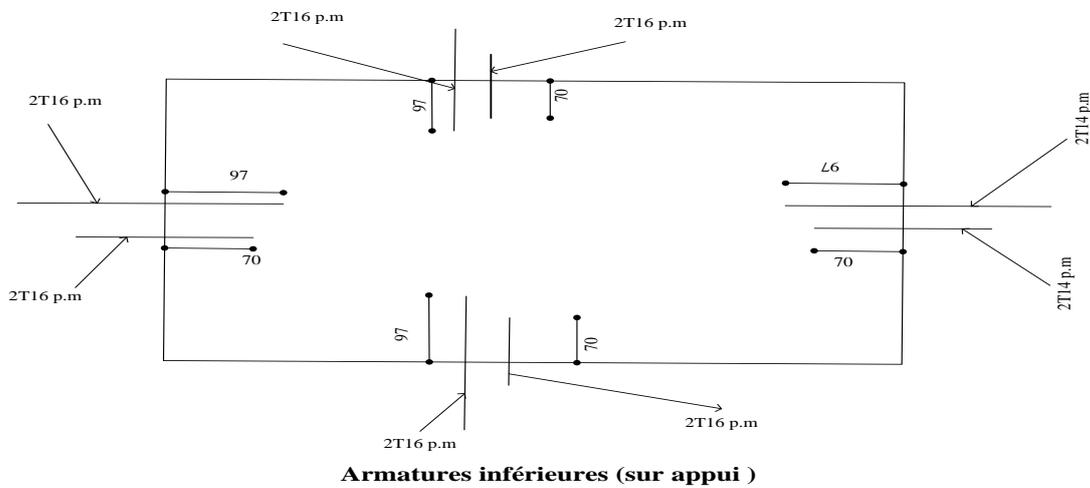


Figure VIII-2: Armatures inférieures (sur appuis).

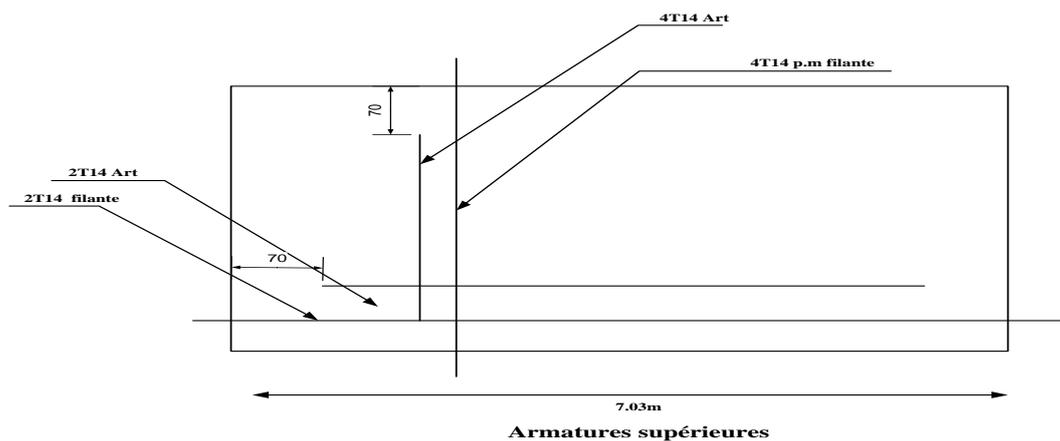


Figure VIII-3: Armatures supérieures (en travée).

VIII-5- Ferrailage des poutres de libages:

Le rapport $\alpha = \frac{L_x}{L_y} > 0.4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivisent 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 longitudinale:

Calcul de Q' :

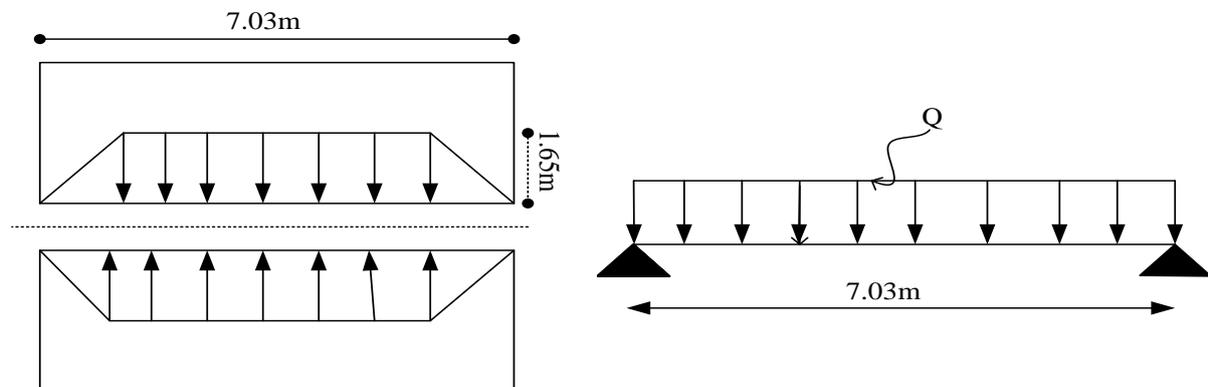


Figure VIII-4: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments:

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{L_{x1}^2}{3 \times L_{y1}^2} \right) \times L_{x1} + \left(1 - \frac{L_{x2}^2}{3 \times L_{y2}^2} \right) \times L_{x2} \right]$$

Avec:

$$L_{x1}: 4.85\text{m}$$

$$L_{y1}: 7.03\text{m}$$

$$L_{x2}: 3.3\text{m}$$

$$L_{y2}: 5.37\text{m}$$

$$Q = 90.91 \text{ KN/m}^2$$

Donc:

$$Q' = \frac{90.91}{2} \left[\left(1 - \frac{4.85^2}{3 \times 7.03^2} \right) \times 4.85 + \left(1 - \frac{3.3^2}{3 \times 5.37^2} \right) \times 3.3 \right] = 316.37 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{Q' \times L^2}{8} = \frac{316.37 \times 7.03^2}{8} = 1954.41 \text{ KN.m}$$

Calcul du ferrailage:

- En travée:

Le moment ultime:

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 1954.41 = 1661.25 \text{ KN.m} *$$

Le moment réduit:

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1661.25 \times 10^3}{45 \times 81^2 \times 14.20} = 0.390 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\rightarrow \beta = 0.729$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1661.25 \times 10^3}{0.729 \times 81 \times 348} = 80.84 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte $\begin{cases} 1^{er} \text{ lit } 6T25 \\ 2^{ème} \text{ lit } 6T25 \\ 3^{ème} \text{ lit } 6T25 \end{cases} \rightarrow A_t = 88.35 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

• **Sur appui:**

	Appui intermédiaire	Appui rive
M_a(KN.m)	= 0.5 × M ₀ = 977.21	= 0.4 × M ₀ = 781.76
μ → β	0.233 → 0.866	0.186 → 0.896
A_s (cm²)	40.03	30.95
A_{adoptée} (cm²)	6T25+6T20=48.3	6T20+ 6T20= 37.7

Tableau VIII-2: les moments fléchissant sur appui.

Sens transversale:

Calcul de Q':

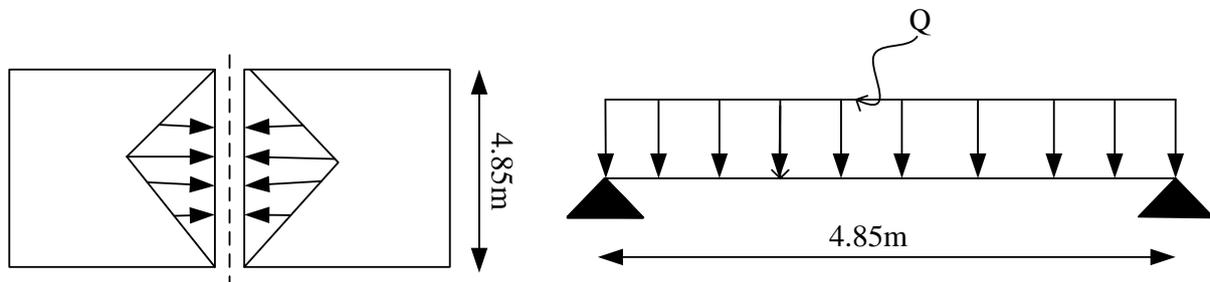


Figure VIII-5: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments:

$$Q' = \frac{2}{3} \times Q \times L_{x1} = \frac{2}{3} \times 90.91 \times 4.85 = 293.94 \text{ KN} / \text{m}$$

$$M_0 = \frac{Q' \times L^2}{8} = \frac{293.94 \times 4.85^2}{8} = 864.28 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Calcul du ferrillage:

• **En travée:**

Le moment ultime:

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 864.28 = 734.63 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Le moment réduit:

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{734.63 \times 10^3}{45 \times 81^2 \times 14.20} = 0.175$$

$$\rightarrow \beta = 0.904$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{734.63 \times 10^3}{0.904 \times 81 \times 348} = 28.83 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 6T20 + 6T20 $\rightarrow A_t = 37.7 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

- **Sur appui:**

	Appui intermédiaire	Appui rive
M_a(KN.m)	= 0.5 × M ₀ = 432.14	= 0.4 × M ₀ = 345.712
μ → β	0.103 → 0.946	0.082 → 0.957
A_s (cm²)	16.21	12.82
A_{adoptée} (cm²)	6T20 = 18.85	6T20 = 18.85

Tableau VIII-3: les moments fléchissant sur appui.

VIII-6- Armature de peau:

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre: $h_a \geq 2(80 - 0.1f_e) = 80 \text{ cm}$.

Dans notre cas $h_a = 85 \text{ cm}$ (vérifiée), donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas il devient nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau). En effet, les armatures déterminées par le calcul et placées à la partie inférieure de la poutre n'empêchent pas la fissuration que dans leur voisinage et les fissures risquent d'apparaître dans la zone de béton tendue. Ces armatures, qui doivent être placées le long de la paroi de chaque côté de la nervure, sont obligatoires lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais il semble très recommandable d'en prévoir également lorsque la fissuration peu préjudiciable, leur section est d'au moins 3cm² par mètre de longueur de paroi, pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Donc pour une poutre de section $(h \times b_0) = (0.90 \times 0.45) \text{ m}^2$.

On adopte 4T14 = 9.05 cm²

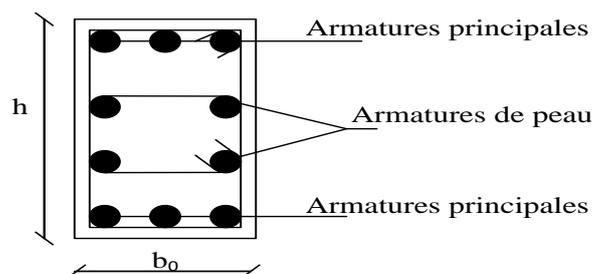


Figure VIII-6: schéma des armatures de peau.

$$A_{sp} = 3 \times (0.45 + 0.90) = 4.05 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

On prend 4T14 (6.16cm²).

- **Contrainte de cisaillement:**

$$T = \frac{q \times l}{2} = \frac{90.91 \times 7.03}{2} = 319.55 \text{ KN}$$

$$T_{max} = 319.55 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{319.55 \times 10^{-3}}{0.45 \times 0.81} = 0.88 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.88 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

- **Armatures transversales:**

Diamètre:

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 25.71; 20; 45 \} = 20 \text{ mm} \rightarrow \phi_t = 10 \text{ mm}$$

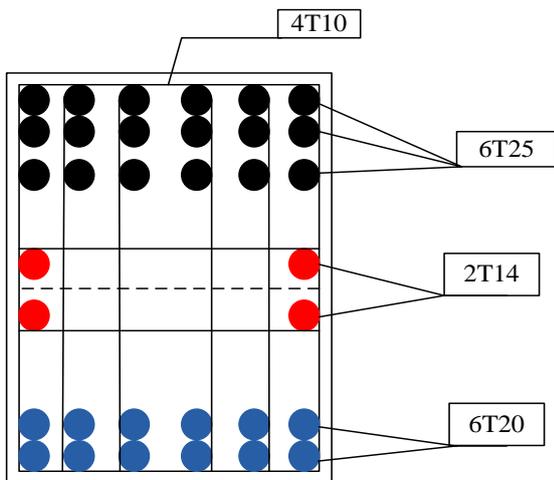
Espacement:

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12 \phi_l \right\} = \min \{ 22.5; 24 \} = 22.5 \text{ cm} \rightarrow S_t = 22.5 \text{ cm}$$

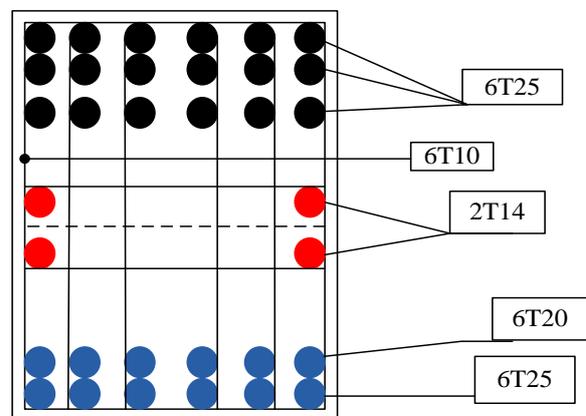
Donc on utilise des armatures, Fe400, soit 4T10= 3.14cm².

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\frac{3.14 \times 400}{15 \times 45} \geq 0.44 \rightarrow 1.86 > 0.44 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

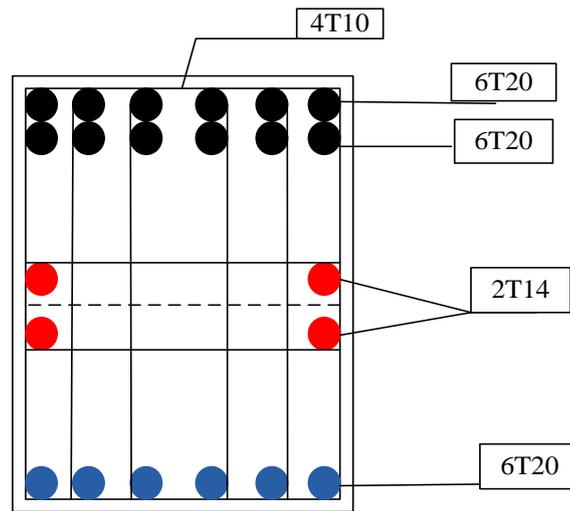


A. Rive



A. intermédiaire

Figure VIII-7: ferrailage de la poutre sur appuis suivant le sens longitudinal.



A. Rive et Intermédiaire

Figure VIII-8: ferrailage de la poutre sur appuis suivant le sens transversal.

Conclusion

Conclusion:

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des Bâtiments.

Les récents développements de l'analyse numérique, dus aux grandes possibilités offertes par l'ordinateurs, ont influencées profondément sur les méthodes de calcul en effet on peut dire que l'emploi des logiciels des calculs est en train de bouleverser les méthodes forfaitaires qui n'étaient qu'approximatives.

Rappelons que le renforcement de cette structure (lors de l'étude sismique) nous a amené vers un bâtiment à contreventement mixte (voile + portique).

Le but de cette étude est de chercher un meilleur configuration de la structure en matière de disposition des voiles en minimisant le nombre de ces derniers, qui ont fournie des résultats cohérents et significatifs, en outre il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour minimiser toutes les contraintes, et arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcout important (aspect économique). En fin, l'objectif principal est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

Références bibliographiques

- **Livres et règlements:**

RPA99/Version 2003, ministère de l'habitat, document technique réglementaire DTR 2 48, janvier 2004.

CBA93: règles de conception et de calcul des structures en béton armé.

DTR B.C.2.2: Document technique réglementaire (Charges et surcharges).

BAEL91: Règles de calcul de béton armé aux états limites, révisées 99.

Le dictionnaire professionnel du BTP, Jean-Paul Roy, Jean-Luc Blin-Lacroix.

Euro code 0: bases de calcul, 1990.

- **Mémoire:**

- A.A.Amor, A.Abid «Etude d'un bâtiment (R+6) a usage d'habitation», université ibn khaldoun de tiaret, 2019/2020.
- H.Merdja, H.Merabet «Etude d'un hôtel en béton armé (R+5+ sous-sol) situé à Alger», université ibn khaldoun de tiaret, 2022/2023.
- B.Doucen, I.Bouabada «Etude d'un hôpital en béton armé (R+5+ sous-sol) situé à Oran», université ibn khaldoun de tiaret, 2022/2023.
- S.Khadir, O.Kaddouri «Etude d'un bâtiment en R+7 à tissemsilt», université ibn khaldoun de tiaret, 2016/2017.
- T.Haddadou «Etude d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation et commercial a contreventement mixte avec l'application ETABS», université mouloud mammeri de tizi ouazou, 2018/2019.