



Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique

MÉMOIRE DE MASTER

Sciences et Technologies

Filière : génie civil

Spécialité : structure

Réf. :

Présenté et soutenu par :
Mohamed abdellahi Samba

Le : lundi 10 juin 2024

**Etude d'un bâtiment à usage d'habitation (R+8)
contreventé par voiles implanté à Bejaïa.**

Jury :

Encadreur : Abdelhak Khechai .

Année universitaire : 2023 - 2024

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Dédicace

*Je dédie ce modeste travail ; A mes très chers
parents et tous mes amis sans exception.*

Remerciements

Avant tout, nous tenons à remercier Dieu le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

*je vous remercie sincèrement particulier à mon cher professeur **Abdelhak Khechai**.*

Nous remercions nos familles respectives qui nous ont toujours encouragées et soutenues durant toutes nos études.

*Nous remercions les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail. Nous tenons à remercier également l'ensemble des enseignants de département **GENIE CIVIL** pour leurs rôles importants dans notre formation.*

SOMMAIRE

Dédicace	3
Remerciements	4
SOMMAIRE.....	5
Liste des tableaux	9
INTRODUCTION GENERALE	11

Chapitre I Présentation du projet

CHAPITRE II Pre dimensionnement et descente de charge

II.1 Introduction	6
II.2 Prédimensionnement des Eléments secondaires	6
II.3 Les planchers à corps creux :	6
II.4 Les poutrelles	7
II.5 Le dimensionnement des poutrelles se fait suivant :.....	7
II.6 Dalle pleine en béton armé :.....	8
II.7 Les dalles pleines :	8
II.8 Acrotère :.....	9
II.9 Les escaliers	10
II.10 Dimensionner L'escalier à niveau RDC :	11
II.11 Dimensionner L'escalier à niveau Etage courant : He=3.06m	12
II.12 Prédimensionnement des éléments principaux :.....	13
II.13 Prédimensionnement des poutres :.....	13
II.14 Les poutres principales (P.P).....	13
II.15 Les poutres secondaires [P.S].....	14
II.16 Les voiles.....	15
II.16 Les poteaux	15
II.17 Evaluation des charges et surcharges	16
II.18 Les balcons	18
II.19 Descente de charges Nu	20
II.20 Surface afférente :	20
II.21 Vérification du poteau vis-à-vis à la stabilité de forme	25

CHAPITRE III Calcul des éléments secondaires

III.1 Introduction :.....	28
III.2 Les escaliers	28
III.3 Calcul des sollicitations :	30
III.4 La charge équivalente :	30
III.5 Calcul des moments :	30
III.6 Calcul de l'effort tranchant :.....	30

III.7 La charge équivalente:	31
III.8 Calcul des moments :	31
III.9 Calcul de l'effort tranchant :	31
III. 10 Ferrailage:	32
III.11 Vérification de la condition de non fragilité :	33
III.12 Pourcentage minimale: B.A.E.L 91 (art B.6.4).....	33
III. 13 Vérification de l'effort tranchant (BAEL91 art A.5.1,211)	33
III.14 Vérification de la flèche : BAEL91 (art B.6.5, 1)	34
III.15 Calcul de la flèche : BAEL 91 (art B.6.5, 2)	34
III. 16 Espacement entre les armatures : BAEL91 (art A.8.2,42)	37
III.17 Poutre palière :	38
III.18 Ferrailage :	40
III. 19 Calcul de la poutre palière à la torsion :	41
III.20 L'acrotère :	45
III.21 Évaluation des charges :	46
III. 22 Sollicitations :	46
III.23 Calcul du ferrailage :	47
III.24 Les balcons :	51
III.25 Calcul du ferrailage :	52

CHAPITRE IV Étude des planchers

IV.1 Introduction :	53
IV.2 Conception des planchers :	53
IV.3 Méthode de calcul des planchers en corps creux :	53
IV.26 Calcul du ferrailage :	64

CHAPITRES V Etude dynamique

V.1 Introduction :	73
V.2. Objectif de l'étude dynamique :	73
V.3. Méthode de calcul :	73
V.5. L'excentricité accidentelle : RPA99V2003 (4.3.7).....	74
V.6. Calcul des actions sismiques :	75
V.8. Combinaisons des réponses modales :	79
V.9. Comportement de structure :	80
IV.10. Résultante des forces sismiques de calcul par Robot :	81
V.11. Vérification de période fondamentale de la structure : RPA99V2003 (4.2.4).....	81
V.13. Vérifications Justification vis-à-vis des déformations :	83
V.14. Justification de l'effet P- Δ :	84
V.15. Conclusion :	85

CHAPITRE VI Ferrailage des éléments résistants

VI.1. Ferrailage des poteaux :	87
V.2. Ferrailage des poutres :	92
Tableau V.45: Vérification de la flèche des poutres.....	95
V.3. Ferrailage des voiles :	96
V.4. Conclusion :	99

Etude de l'infrastructure	97
VII.1. Etudes des fondations.....	101
VII .1.1 : Introduction :	101

VII.1.2 Différents types de fondations :.....	101
VII .1.3. Le choix de type de fondation :.....	101
VII.1.4. Combinaison d'action :	101
VII.1.5. Présentation de rapport de sol :	101
VII.1.6. Vérification du chevauchement (Ss / Sb) :.....	102
VII.2. Etude du radier :	102
VII.2.1. Pré dimensionnement du radier :.....	102
VII.2.1.2. Détermination des efforts :	103
VII.3.1.3. Détermination de la surface nécessaire du radier :	104
VII.4. Les vérifications nécessaires :	104
VII.4.1. Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (art.A.5.1).....	104
VII.5.Ferraillage du radier :	104
VII.5.1. Méthodes de calcul :.....	105
VII.5.2. Evaluation des charges :	105
VII.5.3. Calcul des moments fléchissant :	105
VII.5.4. Calculs des armatures de la dalle du radier :.....	106
VII.6. Étude du débord du radier :	107
VII.6.1. Armatures longitudinales :	107
VII.6.2. Vérification au cisaillement :	108
VII.6.3. Armature de répartition : BAEL91 (art.A.8.2, 41).....	108
VI.8. Présentation du ferraillage :.....	109
CONCLUSION GENERALE	111
BIBLIOGRAPHIE	111

Liste des figures

Figure II.1 - plancher à corps creux.....	7
Figure II.2 : détaille du plancher	8
Figure II.3 : Dalle pleine en béton armé.	8
Figure II.4 : Schéma d'un escalier.....	10
Figure II.5 Vue en plan d'un voile.....	15
Figure III.6 Schéma statique d'escalier	28
Figure III.7 Diagrammes des moments et efforts tranchants d'escalier à E.L.U.....	30
Figure III.8 Diagrammes des moments et efforts tranchants d'escalier à E.L.S.....	31
Figure III.9 : Schéma de ferrailage de l'escalier.	37
Figure III.10 Schéma de ferrailage de la poutre palière.	44
Figure III.11 schéma statique d'acrotère	45
Figure III.12 - schéma statique des sollicitations de l'acrotère	47
Figure III.13 schéma du ferrailage de l'acrotère	50
Figure III.14 schéma de ferrailage du balcon.....	54
Figure IV.15 Schéma de ferrailage des poutrelles des planchers à corps creux	72
Figure IV.16 La dalle de compression	72
Figure V.17 : Spectre de réponse.	78
Figure V.18 : Schéma de la zone nodale.	91
Figure V.19: Schéma de ferrailage de poteau.....	92
Figure V.20: Schéma de ferrailage de poutre principale et poutre secondaire.....	95
Figure V.21: Schéma de ferrailage des voiles.....	99
Figure VII.22 : Vue en 3D du débord.....	107
Figure VII.23: Schéma isostatique et sollicitations du débord.....	107
Figure VI.24: Schéma du ferrailage du radier.	109

Liste des tableaux

Tableau II. 1: Charge permanente revenant à la partie terrasse inaccessible	16
Tableau II. 2 : Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant.....	17
Tableau II.3 Evaluation des charges dans les balcons	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II. 4 Evaluation des charges dans les murs extérieurs.....	18
Tableau II.5 Evaluation des charges sur les escaliers	19
Tableau II.6 Evaluation des charges sur L'acrotère.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure II. 7 La surface afférente	20
Tableau III. 8 combinaison des charges de l'escalier	29
Fig.III.9 Transformation des charges réparties en charge équivalente.....	30
Tableau III. 10 des sollicitations des l'escaliers	31
Tableau III. 11 Calcul des armatures d'escalier.....	32
Tableau III. 12 Les moments dans la poutre palière.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III. 13 Calcul des armatures la poutre palière.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.14 Résultats de ferrailage de poutre palière.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau.15 Sollicitation dans l'acrotère.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.16 Résultats de ferrailage d'acrotère.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.17 Les sollicitations du balcon	52
Tableau.III.18 Vérification des sollicitations à l'E.L.S.....	52
Tableau III. 19 Résultats ferrailage du balcon	53
Tableaux IV. 20 Évaluation des charges Plancher étage courant.....	54
Tableau.IV. 21 Des moments en appui :	57
Tableau. IV 22Les moments en travée	60
Tableau IV. 23Les moments en appui:.....	60
Tableau IV.24 Les efforts tranchants:	62
Figure IV.25 Diagramme des moments.....	62
Tableau IV.26 vérifications des conditions	67
Tableau IV.27 vérifications des conditions	69
Tableaux V.28 : Caractéristiques massique.....	74
Tableaux V.29 : Comportement de structure.....	80
Tableaux V.30: Résultante des forces sismiques.....	81
Tableaux V.31: Vérification de l'étude sismique.....	81
Tableaux V.32: Justification d'interaction portiques /voiles Suivant (y-y).....	83
Tableaux V.33: Vérification la déformation dans chaque étage suivant X.....	83
Tableaux V.34: Vérification la déformation dans chaque étage suivant Y.....	84
Tableaux V.35: Vérification de l'effet P-Δ (X-X).....	85
Tableaux V.36: Vérification de l'effet P-Δ (Y-Y).....	85
Tableau VI.37 : Sollicitation des poteaux.....	88
Tableau V.38 : Vérification des contraintes de cisaillements des poteaux.....	90
Tableau V.39: Choix des armatures et leur espacement des poteaux.....	91
Tableau V.40 : Sollicitation moment de flexion des poutres.....	92
Tableau V.41: Résultats de ferrailage.....	93
Tableau V.42: Vérification des contraintes de l'acier et de béton.....	93
Tableau V.43: Vérification des contraintes de cisaillements des poutres.....	94

<i>Tableau V.44: Sections d'armatures transversales des poutres.....</i>	<i>94</i>
Tableau V.45: Vérification de la flèche des poutres.	95
Tableau VII.46: Résumé des méthodes de calcul.....	105
Tableau VII.47: Résultats des moments sur appui et en travée (ELU, ELS).	106
Tableau VII.48: Récapitulatif des résultats d'armature du radier (ELU et ELS).	107
Tableau VII.49: Récapitulatif des résultats du ferrailage débord du radier.	108

INTRODUCTION GENERALE

La construction est considérée comme une industrie, puisqu'elle produit la richesse par la mise en œuvre des matières premières. Sa particularité consiste dans les conceptions différentes et la diversité des matériaux. L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation du projet constitue des avantages au point de vue économie et durabilité.

Tout commence par une étude globale du projet, dans laquelle on se concentre sur les éléments à grande importance (les éléments structuraux) qui doivent avoir un bon coffrage et un ferrailage nécessaire.

Cependant, la réalisation des travaux doit se soumettre aux règlements et aux normes de construction tels que : BAEL91, CBA93 et le règlement parasismique algérien RPA.99/v2003.

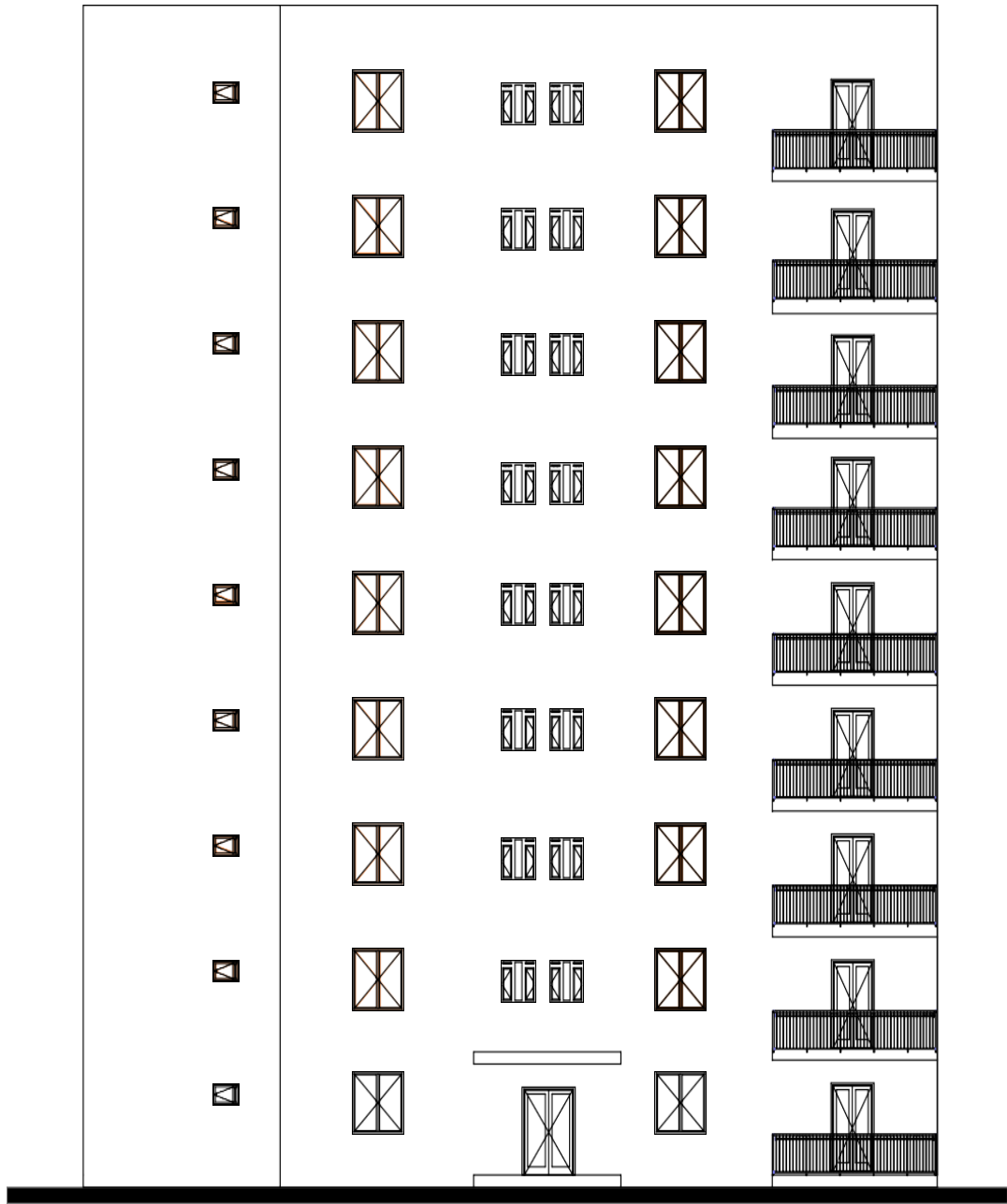
Chaque étude de projet du bâtiment doit mener à des buts bien précis :

- La sécurité : qui consiste à assurer la stabilité de l'ouvrage.
- L'économie : qui sert à diminuer le coût général du projet.

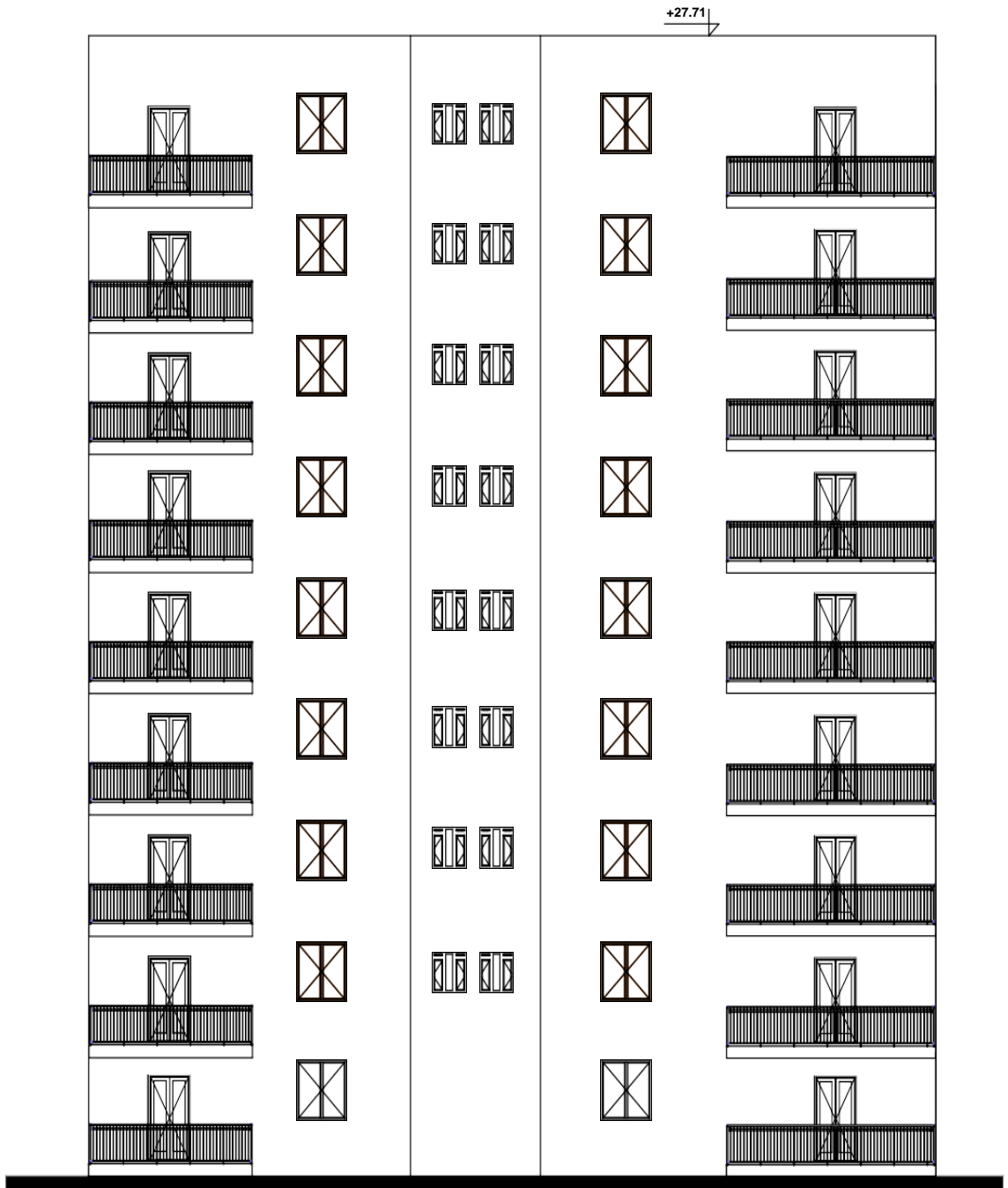
Notre travail se base sur l'étude, la modélisation et la conception d'un bâtiment (R+8) avec un contreventement mixte implanté dans la wilaya De Bejaïa qui est considérée comme une zone de sismicité élevée (zone II).

On a procédé à la modélisation de la structure en utilisant le logiciel ROBOT, où on a intégré toutes les charges et les efforts qui existent dans la structure afin d'étudier leur comportement statique et dynamique (charges permanentes, charges d'exploitation ainsi que les charges horizontales dans le cas de séisme).

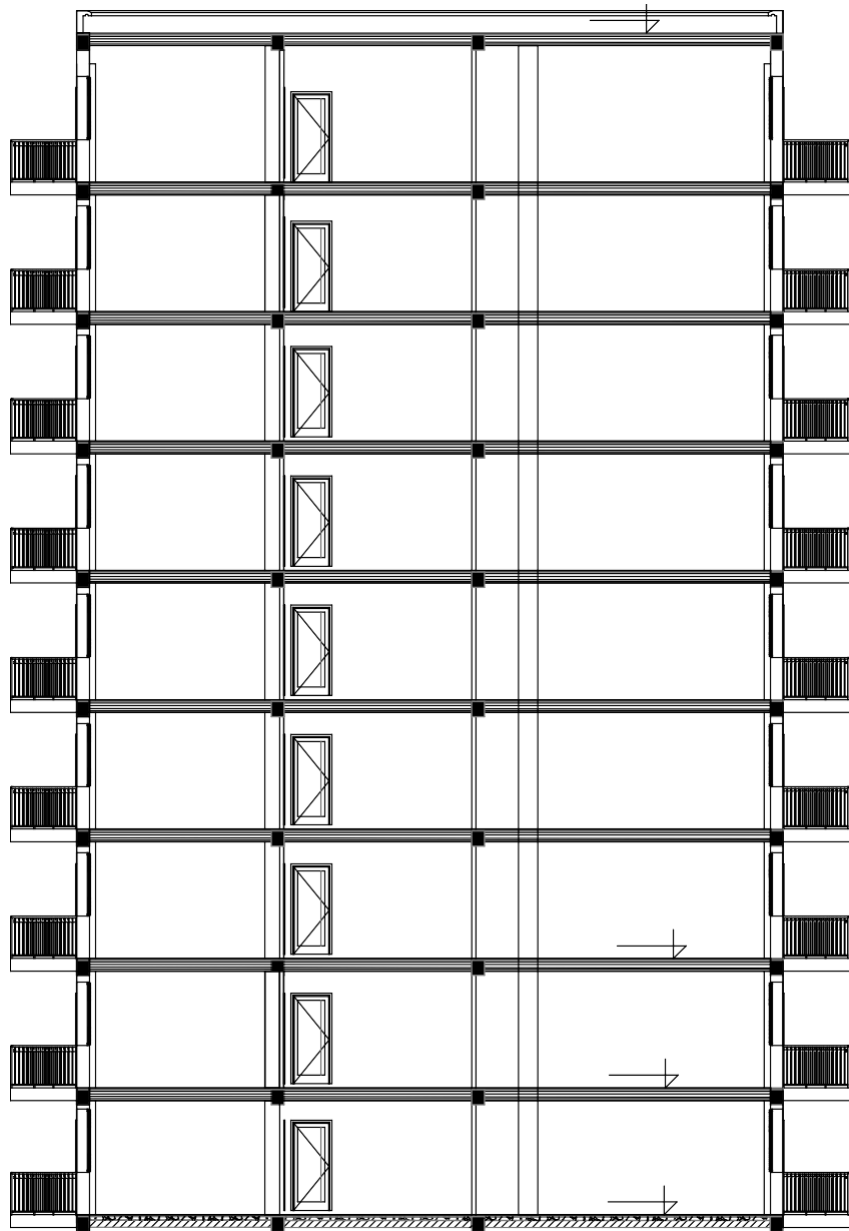
L'objectif de cette analyse est de définir les paramètres à prendre en compte pour déterminer les sollicitations les plus défavorables dues aux charges verticales et horizontales (actions sismiques) pour aboutir au dimensionnement, au ferrailage des éléments et procéder aux vérifications nécessaires de la structure et l'infrastructure selon règlement



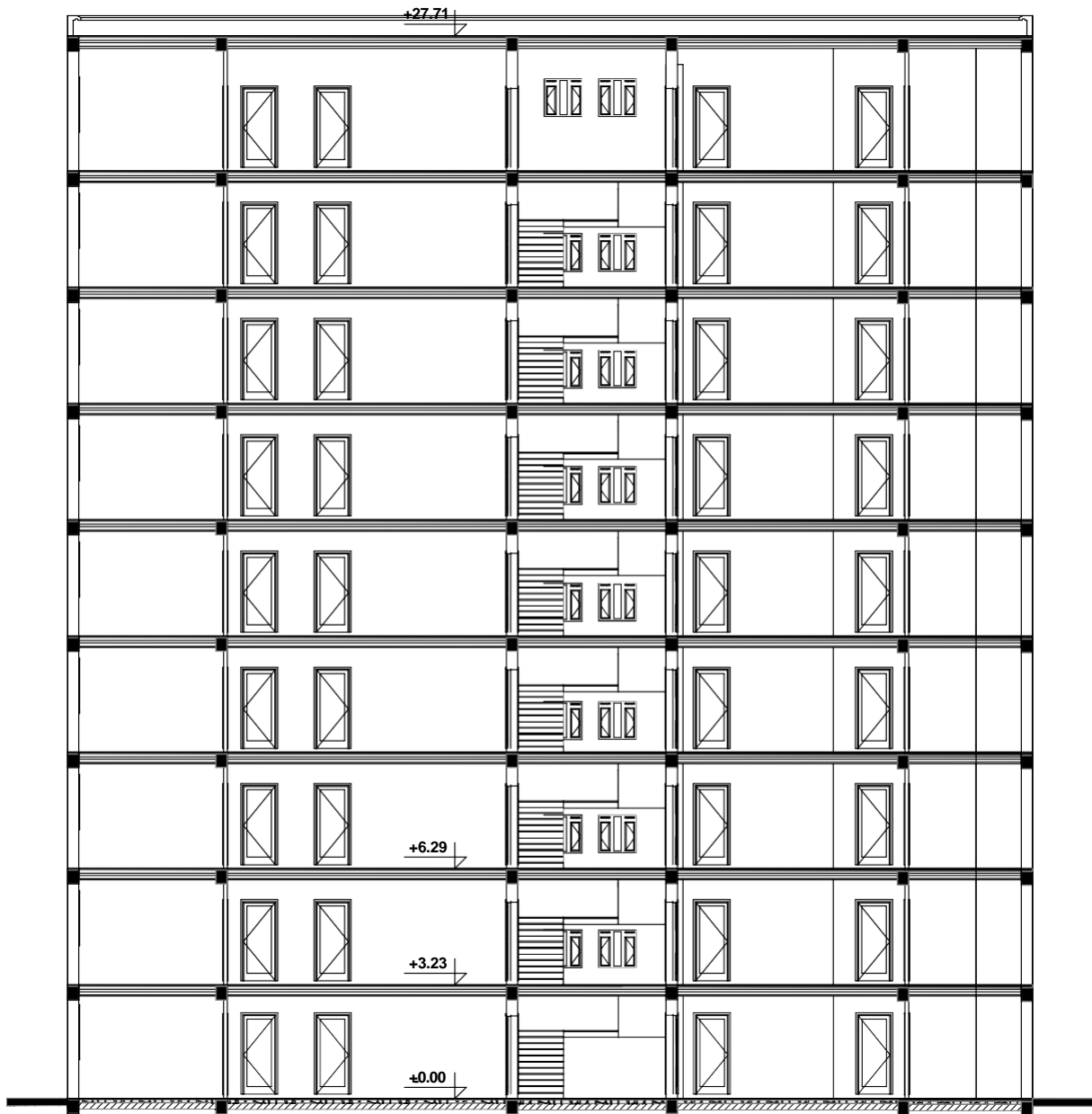
Façade principale.



Façade postérieure.



COUPE A-A :



COUPE B-B :

Chapitre I Présentation du projet

I.1 INTRODUCTION :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances sur lesquelles l'ingénieur prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est d'un bâtiment en béton armé constitué d'un Rez-de-chaussée et de huit étages (R+8) avec une terrasse inaccessible, à usage d'habitation, implanté à Bejaia qui est classée selon le règlement parasismique algérien comme une zone de moyenne sismicité.

La conception sera faite selon les règlements de construction en vigueur (RPA99 version 2003, BAEL91).

I.3 Caractéristiques géométriques :**La présente structure a pour dimensions :**

- La longueur totale : $L=24.8m$
- la largeur totale : $I =16.1m$
- la hauteur totale : $H = 27.71m$
- la hauteur de R.D.C : $HRDC= 3.23m$
- la hauteur d'étage courant : $HEC=3.06m$

I.4 Définition des éléments de l'ouvrage :**Ossature :**

En se référant au RPA 99/2003, que pour toutes les structures dépassant 14m en zone IIa, le contreventement doit être assuré par système comportant des voiles déposés dans les deux directions orthogonales de la structure.

Les planchers :

Tous les planchers des étages seront réalisés en corps creux, les balcons et la dalle de l'ascenseur, paliers d'escalier et les séchoirs seront réalisés en dalle pleine.

La maçonnerie :**Elle est réalisée en briques creuses comme suit :**

- Les murs extérieurs : ils seront réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur 15cm ;
- Les murs intérieurs : ils sont en simples parois réalisés en briques d'épaisseur 10 cm

L'acrotère :

C'est un élément encastré dans le plancher terrasse. Dans notre projet on a un seul type de l'acrotère :

- Un acrotère sur le plancher terrasse inaccessible.

L'infrastructure :

Elle sera réalisée en béton armé et assure les fonctions suivantes :

- Transmettre les charges horizontales et verticales au sol ;
- Limiter les tassements et les déplacements horizontaux ;
- Réaliser l'encastrement de la structure a la base.

Notion sur les règles de calcul des structures :

- **État limite**

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable d'une des actions appliquées. Théorie des états limites considère 2 états limites :

a) Les états limite ultime (ELU)**Correspondant à la limite :**

- Soit de l'équilibre statique de la construction.
- Soit de la résistance de l'un des matériaux (pas de rupture).
- Soit de la stabilité de forme (non flambement).

b) L'état limite de service (ELS)

Définissant les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés.

- Etat limite de compression du béton (contrainte de compression limitée).
- Etat limite d'ouverture des fissures (pas de flèche excessive).
- Etat limite de déformation (durabilité et sécurité des ouvrages).

CHAPITRE II

Pre dimensionnement et descente de charge

II.1 Introduction

Le pré dimensionnement des éléments d'une structure (poutres, poteaux et voiles) est une étape essentielle dans un projet de génie civil. Il est basé sur le principe de la descente de charges, pour déterminer l'effort revenant à chaque élément dû à la charge et surcharge. Le pré dimensionnement a pour but « le pré calcul » des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du CBA93 et du RPA 99 Version 2003, pour arriver à déterminer une épaisseur économique.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent augmenter après vérifications dans la phase du dimensionnement.

La transmission des charges se fait comme suit : Charges et surcharges → planchers → poutrelles → poutres → poteaux → fondations → sol.

II.2 Prédimensionnement des Eléments secondaires

Ce sont des éléments porteurs ne faisant pas partie du système de contreventement (escaliers, poutrelles, planchers, balcons, cloisons).

II.3 Les planchers à corps creux :

Ce sont des aires planes limitant les différents niveaux d'un bâtiment, ils sont supposés avoir une rigidité infinie dans leur plan horizontal, ce qui leur permet d'assurer la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs, en plus de cette participation à la stabilité de la structure,

Les planchers isolent du point de vu thermique et acoustique les différents étages et offrent une protection contre les incendies, les planchers nécessitent un dimensionnement judicieux basé sur un certain nombre de critères, parmi lesquels on citera le plus important qui est celui de la flèche, (Selon CBA93. Article : B-6-8-4, 2-4).

Les planchers les plus utilisés dans le domaine du bâtiment sont composés de poutrelles hourdis et une dalle de compression.

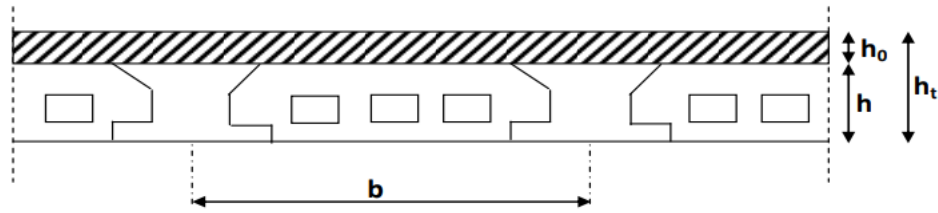


Figure II.1 - plancher à corps creux

h_0 : hauteur de la dalle de compression.

h : hauteur du corps creux.

$h_t = h_0 + h$: hauteur totale du plancher (dalle de compression + corps creux)

b : distance entre axes des poutrelles.

L'épaisseur du plancher est déterminée { partir de la condition de la flèche :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \quad (\text{Art B. 6.8.4.2 CBA 93})$$

L : La portée maximale entre nus

d'une poutrelle. h_t : Hauteur totale du plancher.

Dans notre projet : $L_{\max} = 585 - 50 = 535 \text{ cm}$ ce qui donne : $h_t \geq 23.77 \text{ cm}$

Donc on opte :

$$h_t = 20 + 4 \text{ cm}$$

II.4 Les poutrelles

Ce sont des éléments préfabriqués en béton armé destinés à transmettre les charges verticales aux poutres.

Le choix du sens de disposition des poutrelles dépend de deux critères qui sont :

- Critère de la plus petite portée : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée ;
- Critère de continuité : les poutrelles sont disposées selon la travée qui comporte le plus grand nombre d'appuis possibles.

II.5 Le dimensionnement des poutrelles se fait suivant :

La largeur efficace b de la poutrelle est déterminée par :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10} \right)$$

Ht=24cm

$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \cdot h_t = (9,6 \text{ à } 14,4)$

On adopte : $b_0 = 12 \text{ cm}$.

ho=4cm

l1 : distance entre-axes de deux poutrelles successives. (l1=60 cm)

Lx: $l_1 - b_0 \rightarrow Lx: 60 - 12 = 48 \text{ cm}$; $L_y^{min} = 530 \text{ cm}$

On replace ces valeurs dans la formule précédente, on trouve :

$$\frac{b-12}{2} \leq \left(\frac{48}{2}, \frac{530}{10}\right) \rightarrow \frac{b-12}{2} \leq 24 \rightarrow b \leq 60$$

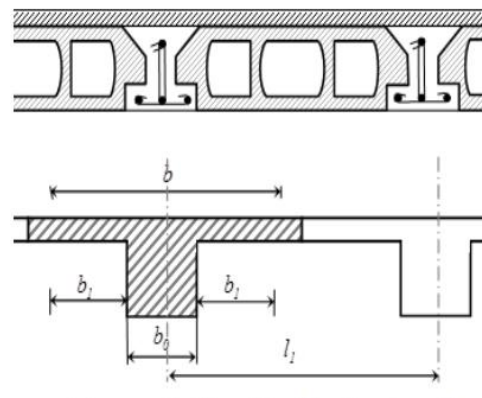


Figure II.2 : détail du plancher

On adopte une largeur efficace de la poutrelle $b = 65 \text{ cm}$

II.6 Dalle pleine en béton armé :

C'est une plaque en béton armé à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles ou murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux)

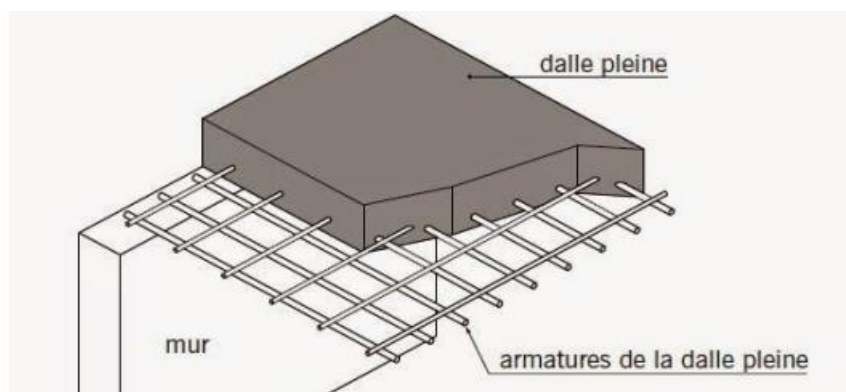


Figure II.3 : Dalle pleine en béton armé.

II.7 Les dalles pleines :

L'épaisseur des dalles est déterminée { partir des conditions ci-après :

a. résistance au feu :

- $e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu ;
- $e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu ;
- $e = 17,5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe-feu.
- On admet que : $e = 12 \text{ cm}$.

b. Résistance à la flexion :

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$
- Dalle reposant sur un seul appui : $e \geq \frac{L_x}{20}$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

➤ Dans notre cas ont un seul appui comme console Donc on prennent : $e \geq \frac{L_x}{20}$

Les dalles qui reposent sur un appuis qui ont une portée égale à : $L_x = 150 \text{ cm}$

On aura donc : $e \geq \frac{150}{20} = 7.5 \text{ cm}$

On prend $e = 12 \text{ cm}$.

II.8 Acrotère :

L'acrotère est un mur périphérique qu'on réalise en béton armé pour contourner le bâtiment au niveau de la terrasse, son rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse par un relevé d'étanchéité en paralume.

$$S = (0,02 \times 0,2) / (2) + (0,08 \times 0,2) + (0,1 \times 0,5) = 0,068 \text{ m}^2$$

$$P = (0,068 \times 25) = 1,70 \text{ KN/ml}$$

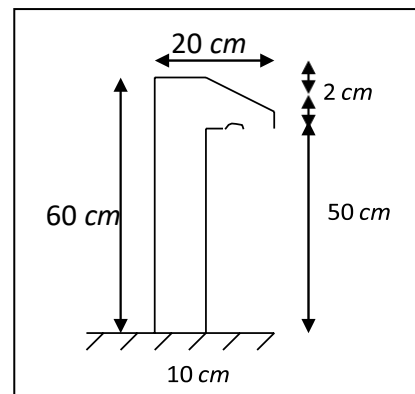
$$Q = 1,00 \text{ kN/ml}$$

G : Poids de l'acrotère par mètre linéaire

Q : Force horizontale sollicite l'acrotère due à la main courante.

$$G = 1.70 \text{ KN/ml}$$

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



II.9 Les escaliers

L'escalier est élément qui permet le passage d'un niveau à un autre. Ses éléments principaux sont comme suit :

- 1) Le palier c'est la dalle horizontale d'accès de repos ou d'arrivée ;
- 2) Le giron c'est la largeur de la marche (g);
- 3) Emmarchement c'est la longueur de la marche ;
- 4) La hauteur de la contre marche (h);
- 5) Epaisseur de la paillasse ;
- 6) La Volée : succession des marches entre deux paliers ;
- 7) La Pente : l'inclinaison de la paillasse par rapport l'horizontale (α);
- 8) La hauteur de la volée (H) ;
- 9) La longueur projetée de la volée (L).

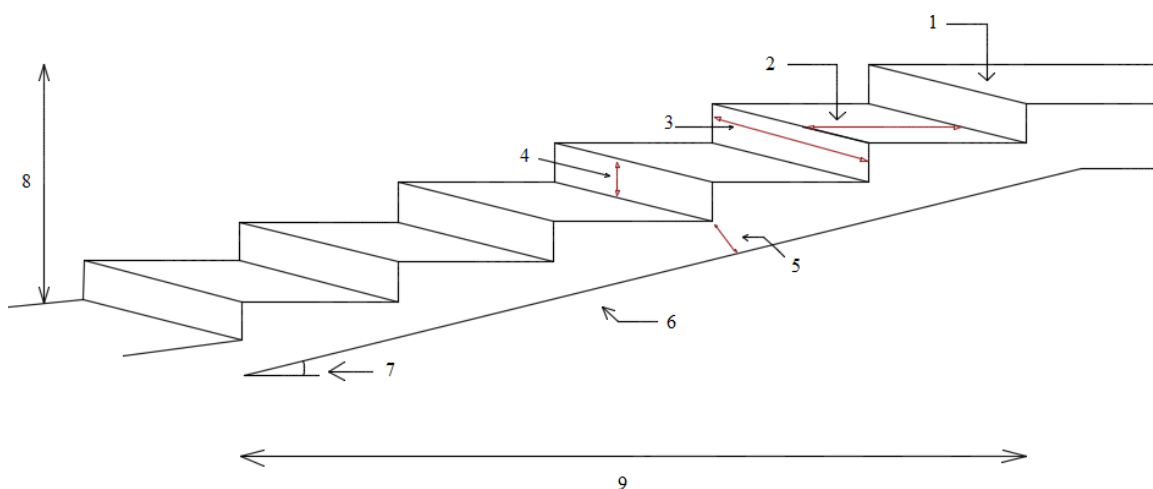


Figure II.4 : Schéma d'un escalier

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

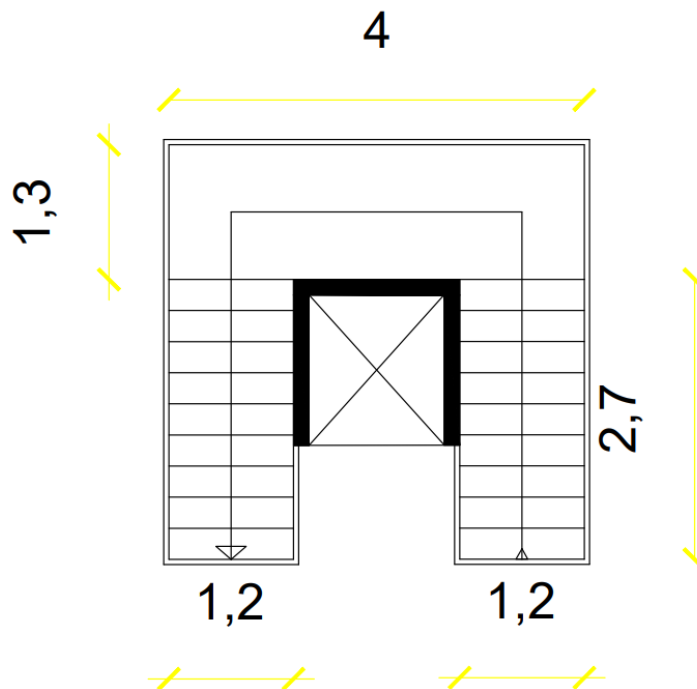
- L'inclinaison de la paillasse par rapport à l'horizontale (20 % → 40%) ;
- La hauteur (h) des contre-marches se situe entre 14 et 18 cm ;
- La largeur (g) se situe entre 25 et 32 cm ;
- La formule empirique de BLONDEL : $60 \leq 2h + g \leq 65$ cm.

Avec : $h = \frac{H_{\text{etage}}}{n}$; $g = \frac{L}{(n-1)}$

- Dans notre projet on a deux hauteur différent

II.10 Dimensionner L'escalier à niveau RDC :

H_{RDC} = 3.23m



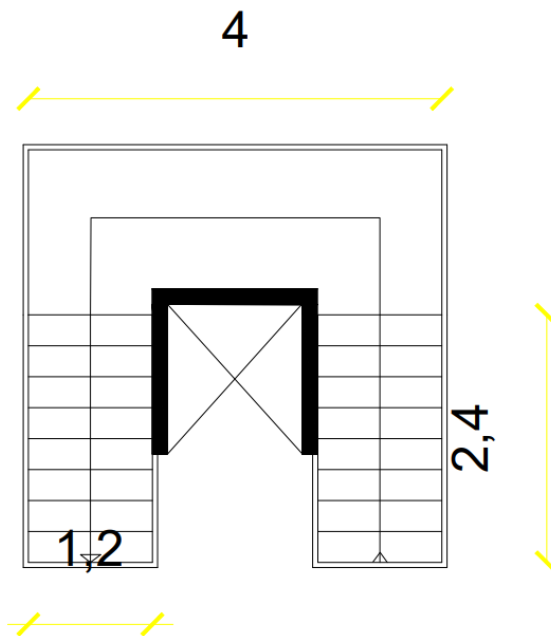
Pour le dimensionnement des marches (g) et les contre marche (h) on utilise la formule de **BLONDEL** :

$$0.59 \leq g + 2 \times h \leq 0.64m$$

$$H = \frac{he}{2} = \frac{323}{2} = 161,5cm$$

- $14 \leq h \leq 18$ Nous prenons $h = 17$ cm
- $24 \leq g \leq 32$ Nous prenons $g = 30$ cm
- Nombre de marches n (pour deux volée) $= \frac{he}{h} = 10$
- Longueur de la volée $L = (n-1) \times g = 270$ cm
- Epaisseur paillasse $\frac{L}{40} \leq e \leq \frac{L}{30}$ Donc $e = 15$
- $\alpha = 30,8^\circ$
 - Vérification de la formule de « BLANDEL »
 - $59 \leq .2 h + g \leq 64 \Rightarrow 58 \leq 2 \times 17 + 30 \leq 64 \Rightarrow 58 \leq 64 \leq 64cm \dots \dots \dots (CV).$

II.11 Dimensionner L'escalier à niveau Etage courant : He=3.06m



Pour le dimensionnement des marches (g) et les contre marche (h) on utilise la formule de **BLONDEL** :

$$0.59 \leq g + 2 \times h \leq 0.64m$$

$$H = \frac{he}{2} = \frac{306}{2} = 153cm$$

- $14 \leq h \leq 18$ Nous prenons $h = 17$ cm
- $24 \leq g \leq 32$ Nous prenons $g = 30$ cm
- Nombre de marches n (pour deux volée) $= \frac{he}{h} = 9$
- Longueur de la volée $L = (n-1) \times g = 240$ cm
- Epaisseur paillasse $\frac{L}{40} \leq e \leq \frac{L}{30}$ Donc $e = 15$
- $\alpha = 32,5^\circ$
- Vérification de la formule de « BLANDEL »

$$59 \leq .2 h + g \leq 64 \Rightarrow 58 \leq 2 \times 17 + 30 \leq 64 \Rightarrow 58 \leq 64 \leq 64cm.....(CV).$$

II.12 Prédimensionnement des éléments principaux :

Le pré dimensionnement des éléments d'une structure (poutres, poteaux et voiles) est une étape essentielle dans un projet de génie civil. Il est basé sur le principe de la descente de charges, pour déterminer l'effort revenant à chaque élément dû à la charge et surcharge. Le pré dimensionnement a pour but « le pré calcul » des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du CBA93 et du RPA 99 Version 2003, pour arriver à déterminer une épaisseur économique.

II.13 Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux, dont la section peut avoir différentes formes (rectangulaires, en I ou en té, .), leur rôle est de transmettre les charges aux poteaux. Les poutres sont dimensionnées par rapport aux conditions de la flèche admissible et sont vérifiées par rapport aux prescriptions du RPA 99 Version 2003

II.14 Les poutres principales (P.P)

Les poutres principales sont les poutres sur lesquelles les poutrelles prennent appuis.

Leur prédimensionnement se fait en respectant la condition de la flèche du CBA93 suivante :

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

L_{max} : Longueur de la portée maximale de la poutre entre nus d'appuis ;

h : Hauteur de la poutre.

$$L_{max} = 535 \text{ cm} \quad \frac{535}{15} \leq h \leq \frac{535}{10} \Rightarrow 35.66 \leq h \leq 53.5$$

Soit : $h = 40 \text{ cm}$;

La largeur de la poutre est en fonction de sa hauteur, est donnée comme suit :

$$0.3 h \leq b \leq 0.7 h \Rightarrow 12 \leq b \leq 28$$

Soit : $b = 30 \text{ cm}$;

- **Vérifications**

Selon les recommandations du **RPA 99**(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

- $b \geq 20\text{cm} \Rightarrow 30\text{ cm} \geq 20\text{ cm} \dots\dots\dots(\text{CV}) .$
- $h \geq 30\text{ cm} \Rightarrow 40\text{ cm} \geq 30\text{ cm} \dots\dots\dots(\text{CV}).$
- $h/b \leq 4 \Rightarrow 1.33 \leq 4 \dots\dots\dots(\text{CV}).$

Ces conditions sont vérifiées donc on opte pour l'ensemble des poutres principales les dimensions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h=40\text{ cm.} \\ b=30\text{ cm.} \end{array} \right.$$

II.15 Les poutres secondaires [P.S]

Ce sont les poutres parallèles aux poutrelles. Elles sont pré dimensionnées selon la condition de flèche du CBA93

La hauteur des poutres secondaire est donnée par la formule suivante :

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

Soit : **b=30cm** et **h=35cm**

- **Vérifications**

Selon les recommandations du **RPA 99**(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

- $b \geq 20\text{cm} \Rightarrow 30\text{ cm} \geq 20\text{ cm} \dots\dots\dots(\text{CV}) .$
- $h \geq 30\text{ cm} \Rightarrow 35\text{cm} \geq 30\text{ cm} \dots\dots\dots(\text{CV}).$
- $h/b \leq 4 \Rightarrow 1.166 \leq 4 \dots\dots\dots(\text{CV}).$

Ces conditions sont vérifiées donc on opte pour l'ensemble des poutres secondaires les dimensions suivantes :

$$\left[\begin{array}{l} h=35 \text{ cm} \\ b=30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

II.16 Les voiles

Ce sont des éléments porteurs en béton armé qui reprennent les efforts sismiques et les efforts verticaux. Selon le RPA 99 (article 7.7.1) le pré dimensionnement des voiles est : L'épaisseur (e) minimale du voile $e_{\min}=15\text{cm}$.



Figure II.5 Vue en plan d'un voile.

L'article 7.7.1 des RPA99/Version 2003 exige une épaisseur minimale de 15cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h et des conditions de rigidité à l'extrémité comme indiquée sur les figures suivantes :

$$e \geq \max (a_{\min} , h/25, h/22, h/20).$$

- Pour la hauteur **RDC** : $He = 323 \text{ cm} \Rightarrow e \geq \frac{he}{20} = \frac{323}{20} = 16,15 \text{ cm}$

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

- Pour la hauteur **d'étage courant** : $He = 306 \text{ cm} \Rightarrow e \geq \frac{he}{20} = \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm}$

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

II.16 Les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99, doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

- Min (b, h) \geq 25cm.
 - Min (b, h) \geq $h_e/20$ cm
 - $0.25 \leq \frac{b}{h} \leq 4$
- On prend les sections des poteaux : Poteaux (50,50) cm²

II.17 Evaluation des charges et surcharges

Les planchers :

a. Plancher terrasse

- Terrasses inaccessibles :

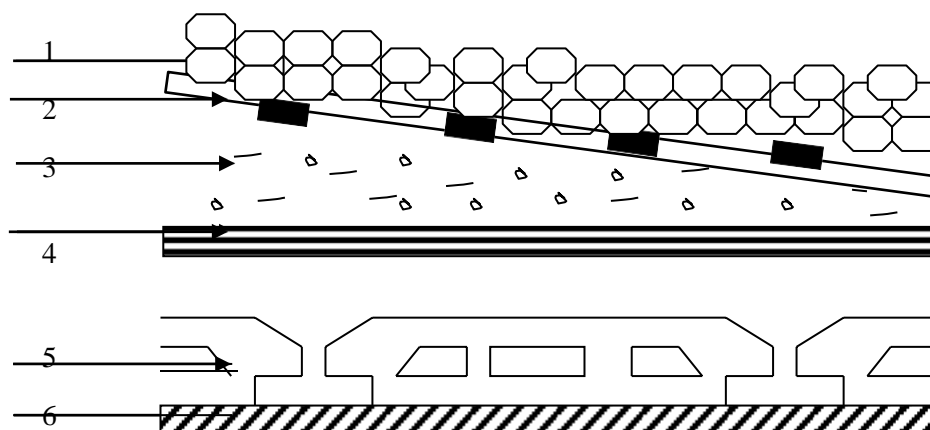


Tableau II. 1: Charge permanente revenant à la partie terrasse inaccessible

Désignation des éléments	Epaisseur "e"(m)	Poids "G"(KN/m ²)
Gravillon de protection	0.050	1.00
Multicouche d'étanchéité	0.020	0.12
Isolation thermique	0.040	0.01
Plancher à corps creux (20 + 4)	0.24	3.10
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Forme de pente	0.065	1.43

- La charge permanente totale est estimée à : $G = 5.56KN / m^2$
- Il s'agit d'un plancher terrasse, la charge d'exploitation est due au personnel

D'entretien : $Q = 1.0KN / m$ **DTR B.C.2.2.**

b. Plancher de l'étage courant :

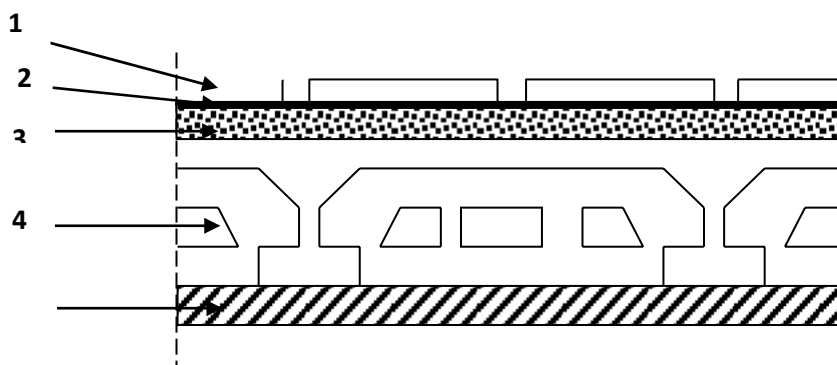


Tableau II. 2 : Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant.

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Cloisons de séparation	0.100	1.00
Carrelage	0.020	0.44
Mortier de pose	0.020	0.40
Lit de Sable	0.020	0.36
Plancher à corps creux	0.24	2.85
Enduit de plâtre	0.015	0.15

- La charge permanente totale : $G_{étage} = 5.20KN / m^2$.
- Charge d'exploitation a prendre dans notre projet (cas d'un étage pourhabitation) est estimée à : $Q = 1.5KN / m^2$.

II.18 Les balcons

- Définition

C'est une plaque en béton armé pourtant sur un, deux ou trois appuis, c'est un élément considéré secondaire dans le contreventement de la structure, il joue un rôle de confort pour l'utilisateur et d'esthétique dans l'aspect architectural.

Tableau II.3 Evaluation des charges dans les balcons

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Dalle pleine	0.120	3.00
Carrelage	0.020	0.44
Mortier de pose	0.020	0.40
Sable fin	0.020	0.36
Enduit de ciment	0.015	0.21

- La charge permanente totale qu'on a est : $G_{balcon} = 4.41KN / m^2$.
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas des balcons est estimée a :
 $Q = 3.5KN / m^2$.

Murs extérieurs (doubles parois en briques creuses)

Ils jouent un rôle important dans l'isolation thermique et phonique du bâtiment, et se manifestent par un coefficient de comportement qui caractérise la structure étudiée.

Tableau II. 4 Evaluation des charges dans les murs extérieurs.

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Briques creuses	0.15	1.30
Lame d'air	0.05	0.00
Briques creuses	0.10	0.90
Enduit de ciment	0.015	0.21

- La charge permanente totale qu'on a est : $G = 2.56KN / m^2$.

Les escaliers

Tableau II.5 Evaluation des charges sur les escaliers

Désignation des éléments	Paliers (KN/m ²)	Volées (KN/m ²)
Poids de la dalle	3.75	3.75
Poids des marches	0.00	1.87
Mortier de pose	0.40	0.40
Carrelage	0.44	0.44
Garde de corps	0.00	0.60
Enduit de plâtre	0.15	0.15

$$G_{palier} = 4.49 \text{ KN} / \text{m}^2 ; G_{pailasse} = 6.96 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q_{escalier} = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2 .$$

L'acrotère

Tableau II.6 Evaluation des charges sur L'acrotère

Type	H _{hauteur} (cm)	E _{épaisseur} (cm)	Enduit en ciment	Q (KN/m ²)	G (KN/ml)
1	60	10	0.42	1	1.70

II.19 Descente de charges Nu

La descente de charges se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (Niveau ± 00). Elle est effectuée sur le poteau le plus sollicité ; c'est celui qui supporte des charges réparties sur une surface d'influence (S) comme montre la figure:

On suppose une section du poteau $(50 \times 50) \text{ cm}^2$.

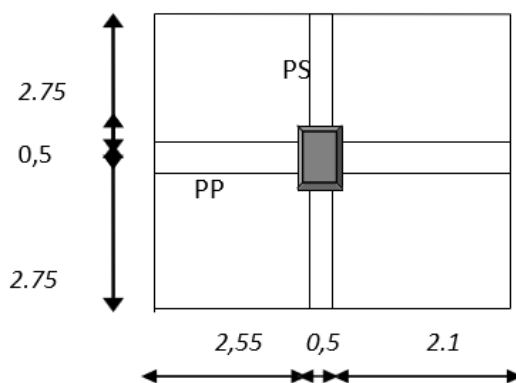


Figure II. 7 La surface afférente

II.20 Surface afférente :

$$S_G = (2.75 + 2.75) \times (2.55 + 2.1) = 25.575 \text{ m}^2$$

$$S_q (\text{Terrasse}) = (2.75 + 2.75 + 0.3) \times (2.55 + 2.1 + 0.3) = 28.71 \text{ m}^2$$

$$S_q (\text{étage}) = 28.71 - (0.5 \times 0.5) = 28.46 \text{ m}^2$$

Niveau	Elément	G(KN)	Q(KN)
1-1	Poids du plancher terrasse : $5.56 \times 25.57 = 142.16$ Poids de la poutre principale : $(0.3 \times 0.4) \times 5.3 \times 25 = 15.9$ Poids de la poutre secondaire : $(0.3 \times 0.35) \times 4.45 \times 25 = 11.7$	169.75	$28.71 \times 1 = 28.71$
2-2	Venant 1-1 : 169.75 Poids du poteau : $(0.5 \times 0.5) \times 25 \times 3.06 = 19.125$	188.866	28.71
3-3	Venant 2-2 : 188.866 Poids du plancher courant : $25.57 \times 5.20 = 132.964$ Poids de la poutre principale : $(0.3 \times 0.4) \times 5.3 \times 25 = 15.9$ Poids de la poutre secondaire : $(0.3 \times 0.35) \times 4.45 \times 25 = 11.7$	349.42	$28.71 + (28.46 \times 1.5) = 71.40$
4-4	Venant 3-3 : 349.42 Poids du poteau : 19.125	368.6	71.40
5-5	Venant 4-4 : 368.6 Poids du plancher courant : $25.57 \times 5.20 = 132.964$ Poids de la poutre principale : $(0.3 \times 0.4) \times 5.3 \times 25 = 15.9$ Poids de la poutre secondaire : $(0.3 \times 0.35) \times 4.45 \times 25 = 11.7$	529.164	$71.40 + 0.9 \times 42.69 = 109.821$
6-6	Venant 5-5 : 529.164 Poids du poteau : 19.125	548.259	109.821

7-7	Venant 6-6 : 548.259 Poids du plancher terrasse : $5.20 \times 25.57 = 132.964$ Poids de la poutre principale : $(0.3 \times 0.4) \times 5.3 \times 25 = 15.9$ Poids de la poutre secondaire : $(0.3 \times 0.35) \times 4.45 \times 25 = 11.7$	708.819	109.821 + 0.8 \times 42.69 = 143.972
8-8	Venant 7-7 : 708.819 Poids du poteau : 19.125	727.944	143.972
9-9	Venant 8-8 : 727.944 Poids du plancher terrasse : $5.20 \times 25.57 = 132.964$ Poids de la poutre principale : $(0.3 \times 0.4) \times 5.3 \times 25 = 15.9$ Poids de la poutre secondaire : $(0.3 \times 0.35) \times 4.45 \times 25 = 11.7$	888.504	143.972 + 0.7 \times 42.69 = 173.855
10-10	Venant 9-9 : 888.504 Poids du poteau : 19.125	907.629	173.855
11-11	Venant 10-10 : 907.629 Poids du plancher terrasse : $5.20 \times 25.57 = 132.964$ Poids de la poutre principale : $(0.3 \times 0.4) \times 5.3 \times 25 = 15.9$	1068.193	173.855 + 0.6 \times 42.69 = 199.469

	Poids de la poutre secondaire : (0.3×0.35) $\times 4.45 \times 25 = 11.7$		
12-12	Venant 11-11 : 1068.193 Poids du poteau : 19.125	1087.318	199.469
13-13	Venant 12-12 : 1087.318 Poids du plancher terrasse : $5.20 \times 25.57 = 132.964$ Poids de la poutre principale : (0.3×0.4) $\times 5.3 \times 25 = 15.9$ Poids de la poutre secondaire : (0.3×0.35) $\times 4.45 \times 25 = 11.7$	1247.882	$199.469 + 0.5 \times 42.69 =$ 220.814
14-14	Venant 13-13 : 1247.882 Poids du poteau : 19.125	1267.007	220.814
15-15	Venant 14-14 : 1267.007 Poids du plancher terrasse : $5.20 \times 25.57 = 132.964$ Poids de la poutre principale : (0.3×0.4) $\times 5.3 \times 25 = 15.9$ Poids de la poutre secondaire : (0.3×0.35) $\times 4.45 \times 25 = 11.7$	1427.571	$220.814 + 0.5 \times 42.69 =$ 242.159

16-16	Venant 15-15 : 1427.571 Poids du poteau : 19.125	1446.696	242.159
17-17	Venant 16-16 : 1446.696 Poids du plancher terrasse : $5.20J \times 25.57 = 132.964$ Poids de la poutre principale : $(0.3 \times 0.4) \times 5.3 \times 25 = 15.9$ Poids de la poutre secondaire : $(0.3 \times 0.35) \times 4.45 \times 25 = 11.7$	1607.26	$242.159 + 0.5 \times 42.69 = 263.504$
18-18	Venant 17-17 : 1607.26 Poids du poteau : 20.1875	1627.4475	263.504
Total		1627.4475	263.504

- **La charge permanente : $NG = 1627.4475 \text{ KN}$.**
- **La surcharge : $NQ = 263.504 \text{ KN}$.**
- **La charge à l'état limite ultime : $Nu = 1.35 NG + 1.5 NQ = 2592.294 \text{ KN}$.**
- **La charge à l'état limite de service : $NS = NG + NQ = 1890.94 \text{ KN}$.**

II.21 Vérification du poteau vis-à-vis à la stabilité de forme

Selon le CBA93 on doit majorer l'effort normal de compression ultime Nu de 10%, pour tenir en compte la continuité des portiques.

$$Nu^* = Nu \times 1.1 \Rightarrow Nu = 2592.294 \times 1.1 = 2851.523 \text{ KN}$$

Les poteaux doivent être vérifiés à l'état limite de déformation (flambement)

$$Nu \leq \alpha \left(Br \frac{fc28}{0.9 \times \gamma_s} + A \frac{fe}{\gamma_b} \right)$$

Vérification de la condition de non flambement

α : est un coefficient en fonction de l'élançement mécanique λ .

Br: section réduite du béton (Br = (a-2)*(b-2)).

As : Section d'acier.

$\gamma_s = 1,15$: coefficient de sécurité d'acier

$\gamma_b = 1,5$: coefficient de sécurité du béton (cas durable).

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \left(\frac{\lambda^2}{35}\right)\right]} \quad \text{pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{50^2}{\lambda}\right) \quad \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

$$\text{Ou, } \left\{ \begin{array}{l} L_f = 0.7 \times l_0 \Rightarrow l_f = 0.7 \times 3.23 = 2.26 \text{ m} \\ i = \frac{a}{\sqrt{12}} \Rightarrow i = \frac{0.50}{\sqrt{12}} = 0.158 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow \lambda = \frac{2.26}{0.158} = 15.7$$

$$\text{Nous avons : } \lambda = 15.7 \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \left(\frac{\lambda^2}{35}\right)\right]} = 0.82$$

$$Br = (h-2) (b-2) = (0.50-0.02) (0.50-0.02) = 0.2304 \text{ m}^2$$

$$A = \max (A_{\min}(\text{BAEL}), A_{\min}(\text{RPA}))$$

$$A_{\min}(\text{BAEL}) = \max (4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre} ; 0.2\% B)$$

$$A_{\min}(\text{BAEL}) = \left\{ \begin{array}{l} 4 \times 2 = 8 \text{ cm}^2 \\ 0.2\% B = 5 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_{\min}(\text{RPA}) = 0.7\% B \text{ zone II}_b \text{ RPA, Art.7.4.2.1} = 17.5 \text{ cm}^2$$

$$A = 17.5 \text{ cm}^2$$

A.N :

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left(Br \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right) = 0.82 \left(\frac{0.2304 \times 10^6 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 17.5 \times 10^2 \times \frac{400}{1.15} \right)$$

$$\bar{N} = 3997.79 \text{ KN}$$

$$N_u = 2883.94 \text{ KN} \leq \bar{N} = 3997.79 \text{ KN} \dots\dots\dots (\text{C.V.}) .$$

- **Vérification vis-à-vis du RPA 99 (ART 7.1.3.3) :**

$$V = \frac{N_d}{B_c f_{cj}} \leq 0.3$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : est la section brute du poteau.

f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton.

$$\text{AN : } V = \frac{1890.94 \times 10^3}{550 \times 550 \times 25} = 0.25 > 0.3 \dots\dots\dots (\text{CV}).$$

Donc la section du poteau C2 proposée est vérifiée.

On adopte une section de (55×55) cm².

CHAPITRE III :
Calcul des éléments secondaires

III.1 Introduction :

Les éléments secondaires ou non structuraux à savoir les planchers, escalier, acrotère et balcon) sont des éléments qui ne font pas partie du système de contreventement. Le calcul de ces éléments se fait suivant le cheminement suivant : dimensionnement, évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables, puis détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges, toutes en respectant la réglementation en vigueur.

Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement BAEL.91 en respectant le règlement parasismique algérien RPA.99/v2003.

III.2 Les escaliers

a) Introduction :

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches. C'est la partie d'ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction.

b) Method de calcul :

L'escalier est calculé comme une section rectangulaire soumise à la flexion simple. Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1 m de largeur.

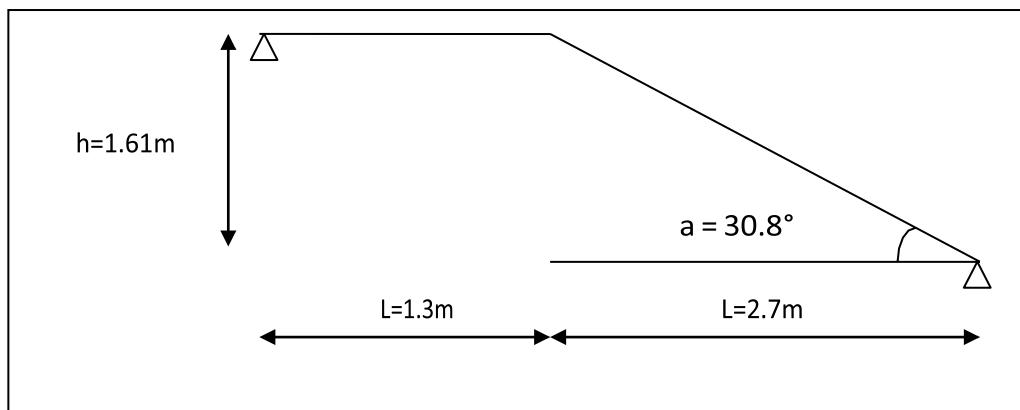


Fig III.6 Schéma statique d'escalier

- **Combinaisons d'action:****Paillasse:**

- **Charge sur la paillasse** $G = 6960 \text{ N/m}^2 \Rightarrow G = 6960 \times 1 = 6960 \text{ N/ml}$
- **Surcharge de la paillasse** $Q = 2500 \text{ N/m}^2 \Rightarrow Q = 2500 \times 1 = 2500 \text{ N/ml}$

- **E.L.U:**

$$P_u = 1.35 G + 1.5Q$$

$$P_u = (1.35 \times 6960) + (1.5 \times 2500) = 13146 \text{ N/ml}$$

- **E.L.S:**

$$P_{ser} = (G + Q)$$

$$P_{ser} = 6960 + 2500 = 9460 \text{ N/ml}$$

Palier:

- **Charge sur le palier** $G = 4490 \text{ N/m}^2 \Rightarrow G = 4490 \times 1 = 4490 \text{ N/ml}$

- **Surcharge de le palier** $Q = 2500 \text{ N/m}^2 \Rightarrow Q = 2500 \times 1 = 2500 \text{ N/ml}$

- **E.L.U:**

$$P_u = 1.35 G + 1.5Q$$

$$P_u = (1.35 \times 4490) + (1.5 \times 2500) = 9811.5 \text{ N/ml}$$

- **E.L.S:**

$$P_{ser} = (G + Q)$$

$$P_{ser} = 4490 + 2500 = 6990 \text{ N/ml}$$

Tableau III. 8 combinaison des charges de l'escalier

	Paillasse (N/ml)	Palier (N/ml)
E.L.U	13146	9811.5
E.L.S	9460	6990

III.3 Calcul des sollicitations :

Schéma statique

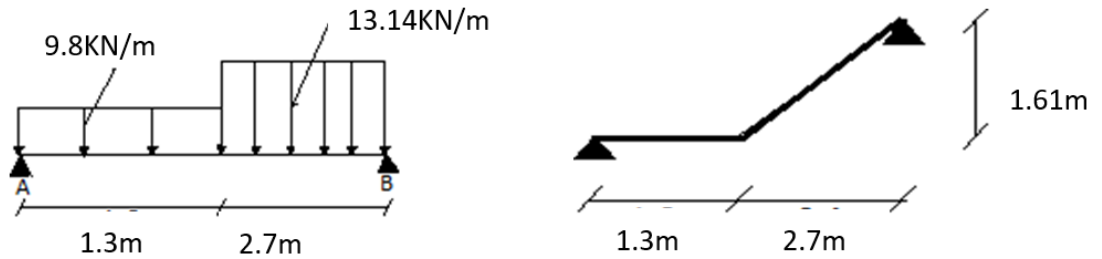


Fig.III.9 Transformation des charges réparties en charge équivalente

à L'E.L.U:

III.4 La charge équivalente :

$$P_{eq} = \frac{P_1 \times L_1 + P_2 \times L_2}{L_1 + L_2}$$

$$P_{eq} = \frac{9811.5 \times 1.3 + 13146 \times 2.7}{1.3 + 2.7} = 12062.28 \text{ N/ml}$$

III.5 Calcul des moments :

$$M_0 = \frac{P_{eq} \times L_{eq}^2}{8} = \frac{12062.28 \times 4^2}{8} = 24124.56$$

$$M_t = 0.85M_0 = 20505.87 \text{ N.M}$$

$$M_a = 0.3M_0 = 6151.77 \text{ N.M}$$

III.6 Calcul de l'effort tranchant :

$$T = \frac{P_{eq} \times L_{eq}}{2} = 24124.56 \text{ N}$$

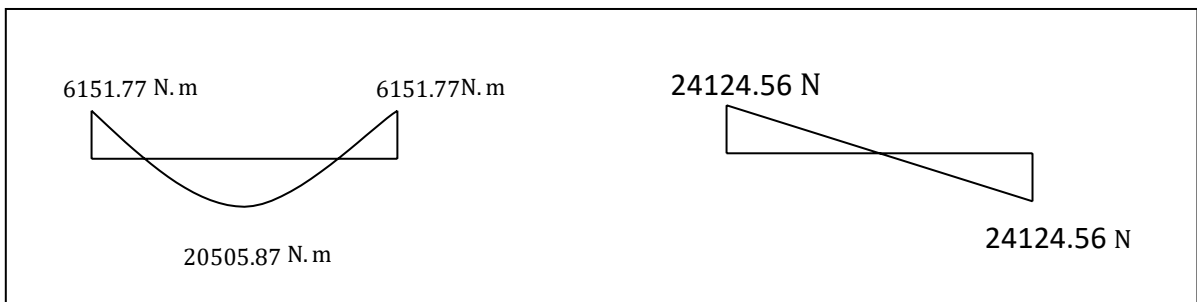


Fig.III.7 Diagrammes des moments et efforts tranchants d'escalier à E.L.U

à L'E.L.S:

III.7 La charge équivalente:

$$P_{eq} = \frac{P_1 \times L_1 + P_2 \times L_2}{L_1 + L_2} = \frac{1.3 \times 6990 + 9460 \times 2.7}{1.3 + 2.7} = 8657.25 \text{ N/ml}$$

III.8 Calcul des moments :

$$M_0 = \frac{P_{eq} \times L_{eq}^2}{8} = \frac{8657.25 \times 4^2}{8} = 17314.5$$

$$M_t = 0.85 M_0 = 14717.32 \text{ N.M}$$

$$M_a = 0.3 M_0 = 4415.19 \text{ N.M}$$

III.9 Calcul de l'effort tranchant :

$$T = \frac{P_{eq} \times L_{eq}}{2} = \frac{8657.25 \times 4}{2} = 17314.5 \text{ N}$$

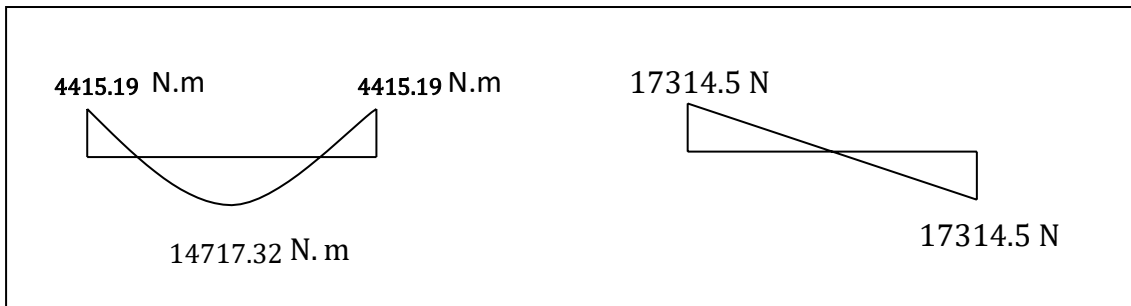


Fig.III. 8 Diagrammes des moments et efforts tranchants d'escalier à l'E.L.S

Tableau III. 10 des sollicitations des l'escaliers

	P_{eq}(N/ml)	M₀(N.m)	M_a(N.m)	M_t(N.m)	T(N)
ELU	12062.28	24124.56	6151.77	20505.87	17314.5
ELS	8657.25	17314.5	4415.19	14717.32	17314.5

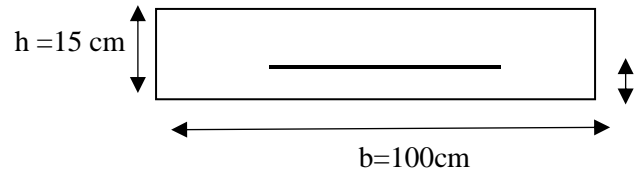
III. 10 Ferrailage:

Notre poutre est soumise à un moment fléchissant → Flexion simple.

Les armatures longitudinales:

h = 15 cm ; b = 100 cm ; d = 13 cm ; c = 2 cm

$\bar{\sigma} = 14,2$ MPa



Sur Travée :

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{\bar{\sigma} b d^2} = \frac{20505.87}{14.2 \times 100 \times 10^2} = 0.12$$

$\mu = 0.12 \rightarrow$ pivot A \rightarrow pas d'armature comprime.

$$\alpha = 0.19 \rightarrow \beta = 0.15$$

Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{\bar{\sigma} b d^2} = \frac{6151.77}{14.2 \times 100 \times 10^2} = 0.042$$

$\mu = 0.04 \rightarrow$ pivot A \rightarrow pas d'armature comprime.

$$\alpha = 0.05 \rightarrow \beta = 0.04$$

	Mt (N.m)	μ	A'	A cal	A min	A adopté (cm ² /ml)	$A_r = \frac{A_{adop}}{4}$	A adop (cm ²)
En travée	20505.87	0.12	0	5.83	1.57	6T12 Aadopt=6.79 St= 15 cm	1.70	3T10 Aadopt=2.36 St = 30 cm
En appuis	6151.77	0.042	0	2.39	1.57	4T12 Aadopt=2.26 St =15 cm	0.78	3T10 Aadopt=2.36 St=30cm

Tableau III. 11 Calcul des armatures d'escalier.

III.11 Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 100 \times 10 \times 2.1 / 400 = 1.21 \text{ cm}^2$$

En travée: $A_{\min} = 1.21 \text{ cm}^2$

Sur appuis: $A_{\min} = 1.21 \text{ cm}^2$

III.12 Pourcentage minimale: B.A.E.L 91 (art B.6.4)

En travée: $A'_{\min} = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 12 = 1.2 \text{ cm}^2$

Sur appuis: $A'_{\min} = 0.001 \times b_0 \times h = 0.001 \times 100 \times 12 = 1.2 \text{ cm}^2$

III. 13 Vérification de l'effort tranchant (BAEL91 art A.5.1,211)

$$\Gamma_u = \frac{T_u}{b \times d}$$

$$\Gamma_u = \frac{17314.5}{1000 \times 100} = 0.18 \text{ MPA}$$

- La fissuration est peu préjudiciable : on doit vérifier la condition suivante :

$$r_u = \min (0,2f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

- $r_u = 0,18 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$ **(C.V) pas de risque de cisaillement.**

III.14 Vérification de la flèche : BAEL91 (art B.6.5, 1)

- $\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow \frac{15}{400} = 0.037 < \frac{20505.87}{10 \times 24124.56} = 0.084 \dots \dots \dots (C.N.V).$
- $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.79}{100.13} = 0.005 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \dots \dots (C.V)$
- $\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{400} = 0.037 \leq \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots (C.N.V)$

Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \leq f_{adm}$$

Avec : $f_{adm} = L / 500$, pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à 5 m (BAEL 91(art B.6.5,3)).

III.15 Calcul de la flèche : BAEL 91 (art B.6.5, 2)

- Position du centre de gravité de la section homogène :

$$y_G = \frac{b \cdot \frac{h^2}{2} + \eta \cdot A \cdot d}{b \cdot h + \eta \cdot A} \quad \text{avec } \eta = \text{coefficient d'équivalence } (\eta = 15)$$

$$y_G = \frac{100 \cdot \frac{15^2}{2} + 15 \times 6.79 \times 13}{100 \cdot 15 + 15 \cdot 6.79} \longrightarrow y_G = 8.00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Alors } y'_G = h - y_G \longrightarrow y'_G = 15 - 8.00 = 7.00 \text{ cm}^2$$

$$\delta = d - y_G \longrightarrow \delta = 13 - 7.00 = 6 \text{ cm}^2$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} + 15A(d - y^2)$$

$$I = \frac{100 \times 15^3}{12} + 15 \times 6.79(13 - 8^2)$$

$$I = 32665.27 \text{ cm}^4$$

- Moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times \left(\frac{h}{2} - y_G\right)^2 + \eta \times A \times (d - y_G)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times 15^3}{12} + 100 \times 15 \times \left(\frac{15}{2} - 8\right)^2 + 15 \times 6.79 \times (13 - 8)^2$$

$$I_0 = 57560.65 \text{ cm}^4$$

- Déformations instantanées :

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} \text{ avec } \rho = \frac{A}{d \times b_0} \quad \rho = \frac{6.79}{13 \times 100} = 0.0084$$

Pour les déformations instantanées : $b_0 = b$; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2+3)0.0084} = 2.5 \text{ MPa}$$

- Déformation de longue durée :

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2+3)0.0084} = 1$$

- Calcul du moment fléchissant d'ELS :

$$g = \frac{2(G_{\text{palier}} \times L_{\text{palier}}) + (G_{\text{paillasse}} \times L_{\text{paillasse}})}{L_{\text{palier}} + L_{\text{paillasse}}}$$

g : c'est l'ensemble de la charge permanent

$$g = \frac{2 \times 4.49 \times 1.3 + 6.96 \times 2.7}{1.3 + 2.7} = 5.40 \text{ KN/ml}$$

j : charge permanente sans revêtement.

$$j = \frac{2 \times 4.40 \times 1.3 + 6.85 \times 2.7}{4} = 5.20 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = g + Q \longrightarrow \rho = 5.40 + 2.5 = 7.9 \text{ KN/ml}$$

$$M_g = \frac{0.85 \times g \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 5.4 \times 4^2}{8} = 22.4 \text{ N.m}$$

$$M_j = \frac{0.85 \times j \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 6.39 \times 5.8^2}{8} = 22.83 \text{ N.m}$$

$$M_\rho = \frac{0.85 \times \rho \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 8.77 \times 5.8^2}{8} = 31.34 \text{ N.}$$

- Calcul des contraintes des tractions effectives de l'armature:

Pour une section rectangulaire à la flexion simple, on appliquant la formule (61) (P. Charon) pour déterminer les contraintes on a :

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 0.84 \longrightarrow \beta_1 = 0.869$$

$$\sigma_s^g = \frac{M_g}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{22.41 \times 10^3}{13.57 \times 0.869 \times 16} = 118.77 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_j}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{22.83 \times 10^3}{13.57 \times 0.869 \times 16} = 121 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^{\rho} = \frac{M_{\rho}}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{31.34 \times 10^3}{13.57 \times 0.869 \times 16} = 166.10 \text{ Mpa}$$

➤ **Calcul de coefficient « μ »:**

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho_1 \cdot \sigma_s^g + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.84 \times 118.77) + 2.1} = 0.99$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho_1 \cdot \sigma_s^j + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.84 \times 121) + 2.1} = 0.991$$

$$\mu_{\rho} = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho_1 \cdot \sigma_s^{\rho} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.84 \times 166.1) + 2.1} = 0.993$$

➤ **Moment d'inertie fictifs:**

$$I_{fv}^g = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 1.1 \frac{57560.65}{1 + (1.1 \times 0.99)} = 31817.44 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^g = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 1.1 \frac{57560.65}{1 + (2.5 \times 0.99)} = 18220.63 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^j = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_j} = 1.1 \frac{57560.65}{1 + (1 \times 0.991)} = 31801.46 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^{\rho} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_{\rho}} = 1.1 \frac{57560.65}{1 + (1 \times 0.993)} = 31769.55 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul de la flèche:**

On a: $E_{ij} = 32164.2 \text{ Mpa}$

$E_{vj} = 10818.87 \text{ Mpa}$

$$f_v^g = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}^g} = \frac{22.41 \times 10^3 \times 580^2}{10 \times 10818.87 \times 31817.44} = 2.19 \text{ cm}$$

$$f_i^g = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fi}^g} = \frac{22.41 \times 10^3 \times 580^2}{10 \times 10818.87 \times 18220.63} = 3.82 \text{ cm}$$

$$f_v^j = \frac{M_j \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}^j} = \frac{22.83 \times 10^3 \times 580^2}{10 \times 10818.87 \times 31801.46} = 2.19 \text{ cm}$$

$$f_v^{\rho} = \frac{M_{\rho} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}^{\rho}} = \frac{31.34 \times 10^3 \times 580^2}{10 \times 10818.87 \times 31769.55} = 3.06 \text{ cm}$$

$$\Delta_{ft} = f_v^g - f_i^j + f_i^{\rho} - f_i^g < f_{adm}$$

$$2.19 - 2.19 + 3.82 - 3.06 = 0.76 \text{ cm} < f_{adm} = 0.5 + \frac{580}{1000} = 1.08 \text{ cm}$$

Alors la condition de flèche est vérifiée.

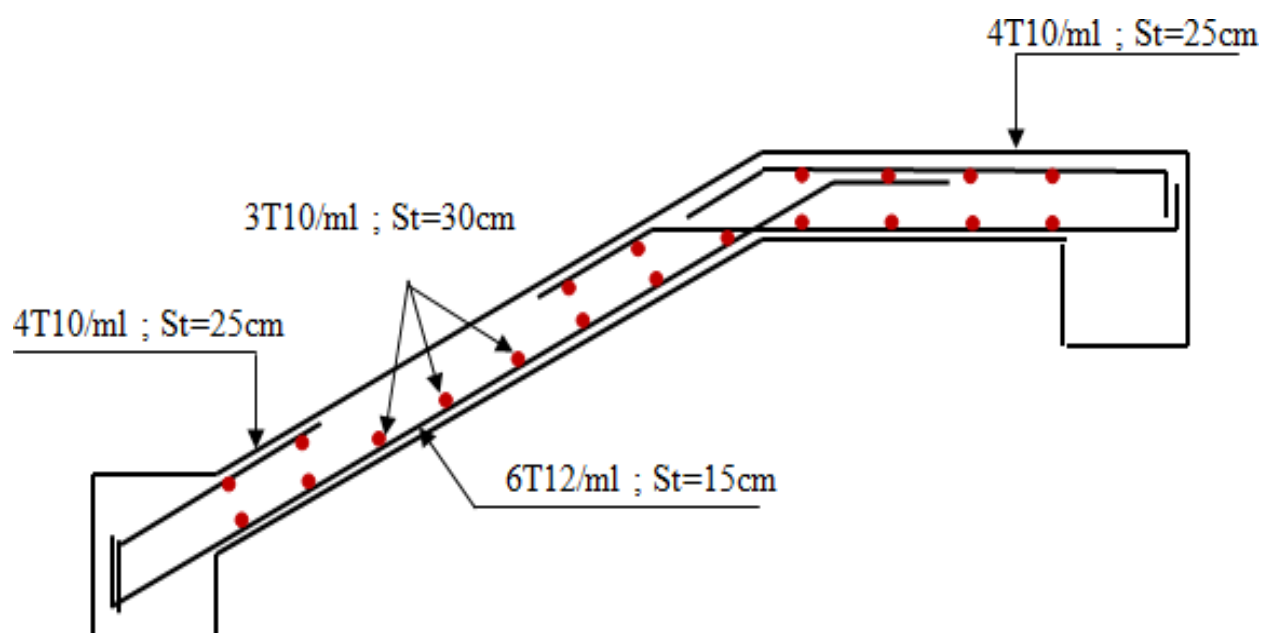
III. 16 Espacement entre les armatures : BAEL91 (art A.8.2,42)**a. Armatures longitudinales :**

$$St \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) \leq \min (36\text{cm}; 33 \text{ cm})$$

On prend $St = 25 \text{ cm}$

b. Armatures transversales :

On prend un espacement de $S = 30 \text{ cm}$



FigureIII. 9 : Schéma de ferrailage de l'escalier.

III.17 Poutre palière :**Prédimensionnement :**

Selon le RPA 99, les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{soit : } b = 30 \text{ cm} , \quad h = 35 \text{ cm}$
- $h/b \leq 4 \rightarrow 1,16 < 4$

Donc on adopte la section de la poutre palière : (30×35) cm².

La poutre palière est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion, elle est soumise à :

- Son poids propre g .
- La réaction de la volée (P , q).
- Poids du mur extérieur g_m .

Evaluation des charges :

- Poids propre de la poutre :
 $g = b \cdot h \cdot \gamma = 0,35 \times 0,30 \times 25000 = 2625 \text{ N/ml}$
- La réaction d'escalier :

$$P = P_{eq} \times \frac{L}{2} = \left[\frac{9811,5 \times 1,3 + 13146 \times 2,7}{1,3 + 2,7} \right] \left(\frac{4}{2} \right) = 24124,58 \text{ N/ml}$$

$$q = Q \times \frac{L}{2} = 2500 \times \frac{4}{2} = 5000 \text{ N/ml}$$
- Poids propre du mur : $g_m = 2880 \times \left(\frac{3,23}{2} - 0,4 \right) = 3499,2 \text{ N/ml}$

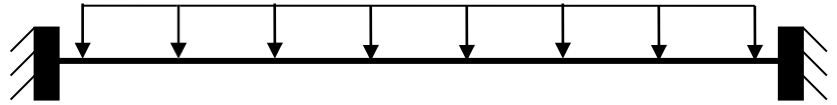
Calcul de la poutre à la flexion:**Combinaisons d'actions :**

$$\text{-E.L.U : } P_u = 1,35 (g + P + g_m) + 1,5 q = 48335,85 \text{ N/ml}$$

$$\text{-E.L.S : } P_{ser} = g + P + g_m + q = 35248,78 \text{ N/ml}$$

Les sollicitations :

La poutre est considérée comme une poutre doublement encadrée :



Donc le diagramme du moment est le suivant :

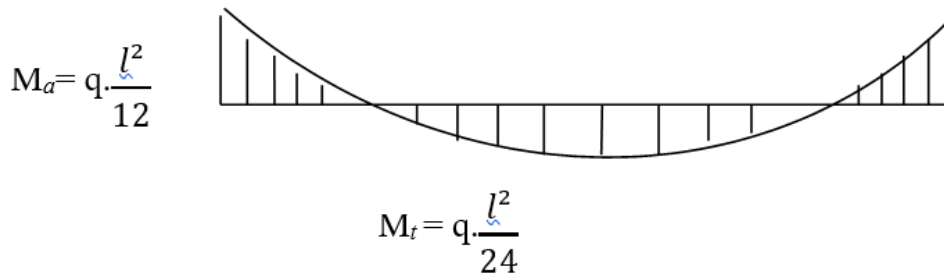


Tableau III. 12 Les moments dans la poutre palière.

	E.L.U	E.L.S
En appuis	$M_a = 64447.8 \text{ N.m}$	$M_a = 46998.37 \text{ N.m}$
En travée	$M_t = 32223.9 \text{ N.m}$	$M_t = 23499.18 \text{ N.m}$

III.18 Ferrailage :

ELU:

En travée :

$$\text{L'enrobage : } c = 2 \text{ cm} \rightarrow d = h - c = 35 - 2 = 33 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{b.0}.d^2} ; \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; \quad \beta = 1 - 0.4\alpha$$

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

Tableau III. 13 Calcul des armatures la poutre palière.

Elément	M(N.m)	b(cm)	μ	μ_l	α	β	$A_{cal}(cm^2)$
Appui	64447.8	30	0,138	0,392	0,186	0,925	6.06
Travée	32223.9	30	0,069	0,392	0,089	0,964	2.91

E.L.S :

- La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n Ya aucune vérification à apporter concernant σ_s .

Conditions de non fragilité :

Section minimale des armatures: BAEL91 (art A.4.2,1)

$$A^1_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A^1_{min} \geq 0,23 \cdot 30 \cdot 33 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,19 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal: BAEL 91 (art B.6.4)

$$A^2_{min} \geq 0,001. b. h$$

$$A^2_{min} \geq 0,001.30.35 = 1,05 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A_u ; A^1_{min}; A^2_{min})$

Tableau III.14 Résultats de ferrailage de poutre palière.

	$A_u \text{ (cm}^2\text{)}$	$A^1_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A^2_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{max} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adp} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	2,91	1,19	1,05	2,91	4HA14 = 6.16
Appui	6,06	1,19	1,05	6,06	4HA14 = 6.16

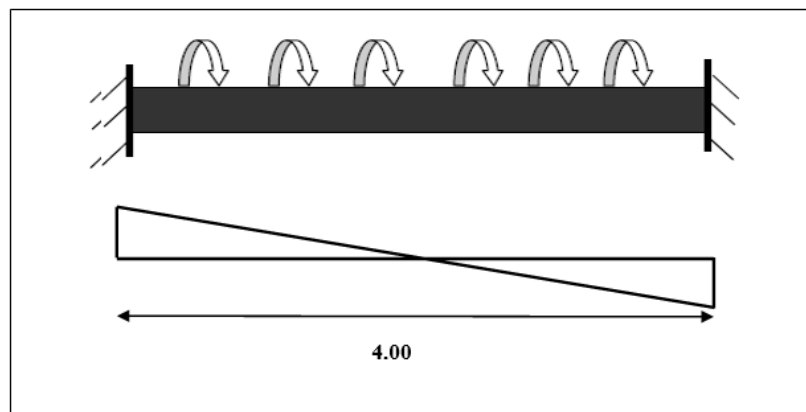
III. 19 Calcul de la poutre palière à la torsion :

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

$$M_t = M_a \text{ (escalier).}$$

$$T_u = M_t = M_{app} = \mathbf{6151.77 \text{ N.m.}}$$

$T_u =$ Couple de torsion maximale



On remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de paroi " bt" est égale au $\frac{1}{6}$ du diamètre du plus grand cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section.

$$\tau_{uv} = \frac{T_u}{2b_0 \cdot \Omega} \text{ Formule de « Rausch »}$$

$$b_0 = bt = b/6 = 30/6 = 5 \text{ cm}$$

Ω : Aire de contour à mi – épaisseur.

$$\Omega = (h - bt)(b - bt) = (35 - 5)(30 - 5) = 750 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{uv} = \frac{6151.77}{2 \times 750 \times 5} = 0,9 \text{ MPa}$$

Résistance en torsion et en flexion :

$$\tau_u^2 + \tau_{uv}^2 \leq \tau_{ultime}^2 = 3.33^2 \dots\dots\dots(\text{c.v}).$$

Les armatures longitudinales :

$$A_t = \frac{\mu \times T_u}{2 \cdot \Omega \cdot f_e / y_s}$$

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

$$\mu = 2[(h - bt) + (b - bt)] = 2[(35 - 5) + (30 - 5)] = 110 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{100 \times 6151.77}{2 \times 750 \times 400 / 1.15} = 1.43 \text{ cm}^2, \text{ soit } 2 \text{ HA } 12, A_l = 2,26 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales :

$$A_t = \frac{T_u \cdot St}{2 \cdot \Omega \cdot f_e / y_s} = \frac{6151.77 \times 15}{2 \times 750 \times 400 / 1.15} = 0.33 \text{ cm}^2, \text{ soit } 2 \text{ } \emptyset 8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

Section minimale des armatures BAEL:

- $\frac{A_l \cdot f_e}{bt \cdot \mu} \geq 0.4 \text{ MPa} \rightarrow \frac{2.26 \times 400}{5 \times 110} = 1,64 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa} \dots\dots\dots(\text{C.V}).$
- $\frac{A_t \cdot f_e}{bt \cdot \mu} \geq 0.4 \text{ MPa} \rightarrow \frac{1.01 \times 235}{5 \times 110} = 0,43 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa} \dots\dots\dots(\text{C.V}).$

Vérification de la flèche : BAEL91 (art B.6.5 .1)

Il faut assurer que les conditions de la flèche de la dalle sont vérifiées.

- $\frac{ht}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.087 > 0.0625 \dots\dots(C.V).$
- $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{fe} \rightarrow 0.006 < 0.0105 \dots(C.V).$
- $\frac{ht}{l} \geq \frac{Mt}{10M0} = 0.087 > 0.08 \dots(C.V).$

Sur appuis

En travée

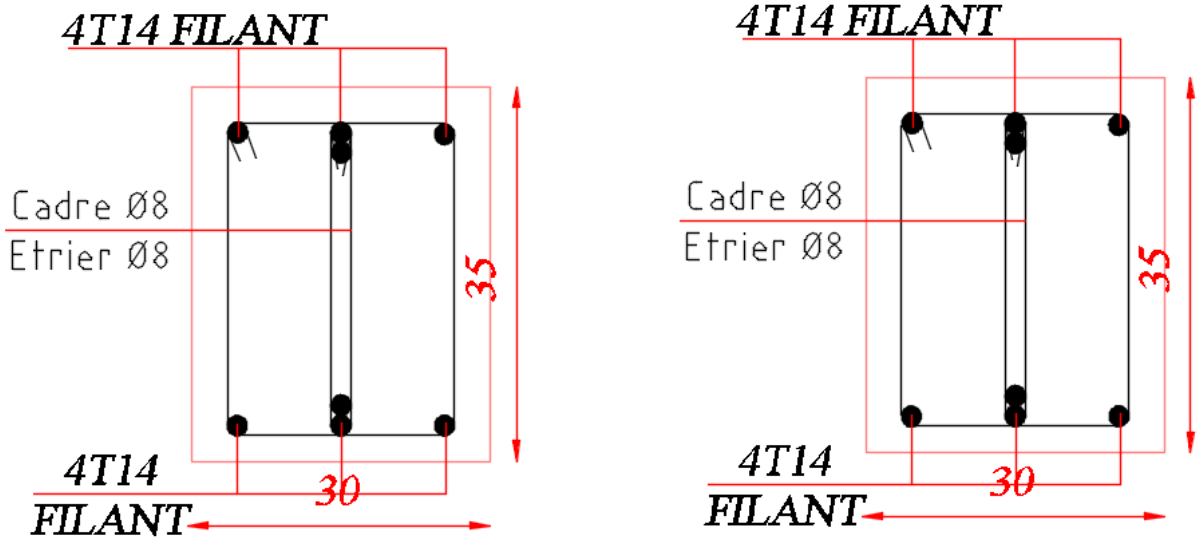


Figure. III. 10 Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.20 L'acrotère :**Introduction**

L'acrotère est un élément de protection conçu pour contourner le bâtiment au niveau de la terrasse, c'est un mur périphérique réalisé en béton armé.

Le rôle de l'acrotère est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales et leur ruissellement sur les façades.

MODE DE TRAVAIL :

L'acrotère est calculé comme une console encastrée à sa base dans le plancher terrasse et

Travaillant à la flexion composée sous l'effet de :

- La surcharge **Q** horizontale due à la poussée de la main courante appliquée à l'extrémité supérieure.
- L'effort normal **N** appliqué au centre de gravité (charge verticale) dû au poids propre **G** de l'acrotère.
- La force horizontale **F_p** agissant sur les éléments non structuraux (**ART.6.2.3 RPA99-v.2003**).

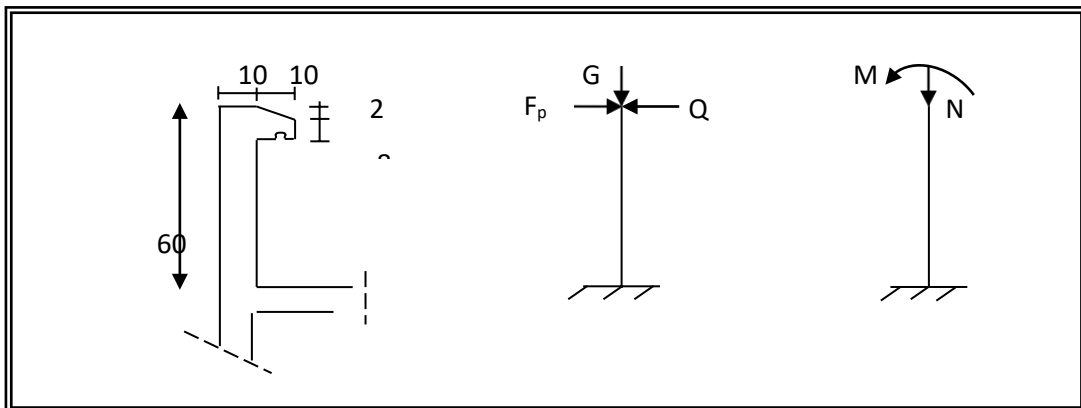


Figure. 11 schéma statique d 'acrotère

III.21 Évaluation des charges :

$$G=1.70 \text{ KN/ml}$$

$$Q=1,00 \text{ kN/ml}$$

$$F_p= 4. A. C_p. W_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu à partir du tableau (4.1) **RPA.99v2003** pour la zone et le groupe d'usage appropriés (groupe d'usage 2, zone IIa, A= 0,15)

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (**Tab 6.1.**

RPA.99). **W_p** : Poids de l'élément considéré.

Force sismique : La force sismique horizontale (**F_p**) est donnée par la formule suivant

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots\dots\dots \text{RPA99 (Article 6.2.3).}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.70 = 0.816 \text{ KN}$$

$$F = \max [F_p ; Q] = \max [0.816 \text{ kN/ml} ; 1,00 \text{ kN/ml}] = 1,00 \text{ kN/ml}$$

$$\bullet G = 1,70 \text{ KN/ml}$$

$$\bullet F_p = 1,00 \text{ kN/ml}$$

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m.

III. 22 Sollicitations :

La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement (à la base).

$$M = F_p \times h = 1 \times 0.6 = 0,6 \text{ kN.m}$$

$$N_u = g = 1,70 \text{ kN.}$$

$$T = q = 1 \text{ kN.}$$

Combinaisons d'actions :

$$\bullet \text{E.L.U}$$

$$N_u = 1 \times N_g = 1700 \text{ N/ml ;}$$

On ne majore pas N_u puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 600 = 900 \text{ N.m}$$

$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1000 = 1500 \text{ N/ml}$$

• E.L.S :

$$N_{ser} = N_g = 1700 \text{ N/ml}$$

$$M_{ser} = M = 600 \text{ N.m}$$

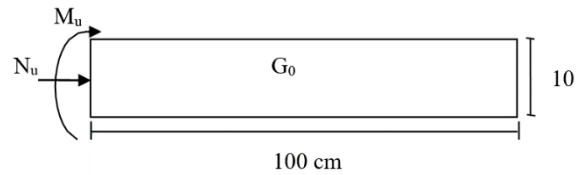


Figure.12 - schéma statique des sollicitations de l'acrotère

Tableau.15 Sollicitation dans l'acrotère.

	$M \text{ (N.m)}$	$N \text{ (N/ml)}$	$T_u \text{ (N/ml)}$
E.L.U	900	1700	1500
E.L.S	600	1700	-

III.23 Calcul du ferrailage :

La section de calcul est rectangulaire de largeur $b = 100 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 10 \text{ cm}$, On adopte l'enrobage des armatures exposées aux intempéries.

- **Armatures longitudinales**

Le calcul se fait sur une section rectangulaire soumise à la flexion composée.

• E.L.U:

- Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{900}{1700} = 0.53 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.53 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0.05 \text{ m}$$

➤ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent sera calculée en flexion simple soumise à un moment M_1 égal au moment par rapport aux armatures tendues.

- Détermination de la section d'armatures à la flexion simple :

$$M_1 = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 900 + 1700(0.05 - 0.03) = 934 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{900}{14.2 \times 100 \times 7^2} = 0.012 < \mu_l = 0.392$$

→ Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,015$$

$$\beta = 1 - 0,4 \cdot \alpha = 0,99$$

$$A_1^u = \frac{M_1}{\bar{\sigma} \cdot \beta \cdot d} = \frac{900}{348 \times 100 \times 7} = 0,374 \text{ cm}^2$$

Calcul à la flexion composée :

$$N \text{ est un effort de compression} \quad A^u = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \bar{\sigma}}; \quad A' = A_1' = 0$$

$$A^u = 0,374 - \frac{1700}{100 \cdot 348} = 0,33 \text{ cm}^2$$

• E.L.S :

-Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{600}{1700} = 0,35 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,35 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0,05 \text{ m}$$

→ Donc la section est partiellement comprimée

La contrainte de traction d'armature :

$$\bar{\sigma} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n} \cdot f_{t28}\right) = 201,63$$

Fissurations préjudiciables :

Détermination de la section d'armatures à la flexion simple :

$$M_1 = M_{ser} + N_{ser} \left(\frac{h}{2} - c\right) = 600 + 1700(0,05 - 0,03) = 634 \text{ N.m}$$

$$\bar{\sigma}_b^{ser} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA.}$$

Calcul à la flexion simple :

$$\mu = \frac{M_1}{\bar{\sigma} \cdot b \cdot \beta \cdot d^2} = \frac{634}{14,2 \cdot 100 \cdot 7^2} = 0,009$$

$$\alpha = 0,011 \quad ; \quad \beta_1 = 0,995 ;$$

$$A_1^s = \frac{M_1}{\bar{\sigma} \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{634}{201,63 \times 0,995 \times 7} = 0,46 \text{ cm}^2$$

Calcul de la section à la flexion composée :

$$A^{ser} = A_1 - \frac{N_{ser}}{100 \cdot \bar{\sigma}}; \quad A' = A_1' = 0$$

$$A^{ser} = 0,46 - \frac{1700}{100 \cdot 201,63} = 0,38 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : BAEL (A.4.2.1)

$$A_{min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0.84 \text{ cm}^2$$

Tableau III.16 Résultats de ferrillage d'acrotère.

	E.L.U	E.L.S	Condition non fragilité
Section d'armatures	0,33 cm ²	0,38cm ²	0,84 cm ²
<i>Section d'armatures adoptée</i>			$A^l = 5 \text{ } \emptyset 8 = 2,51 \text{ cm}^2.$

c) Armatures de répartition:

$$A^r = \frac{A^l}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.627 \text{ cm}^2$$

On adopt $A^r = 3 \text{ } \emptyset 6 = 0.85 \text{ cm}^2$

d) Vérification de l'effort tranchant: BAEL (A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \cdot d} = \frac{1500}{1000 \cdot 70} = 0.022 \text{ MPA}$$

La fissuration est préjudiciable, alors:

$$\bar{\tau}_{su} = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} \cdot f_{c28}; 4\text{MPA}\right) \rightarrow \bar{\tau}_{su} = 2.5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.022 < \bar{\tau}_{su} = 2.5\text{MPA} \dots\dots\dots (\text{C.V}).$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

e) L'espace des armatures :

$$S_L = \min(2.5h; 25 \text{ cm}) = 25\text{cm}$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} .$$

Schéma du Ferrailage :

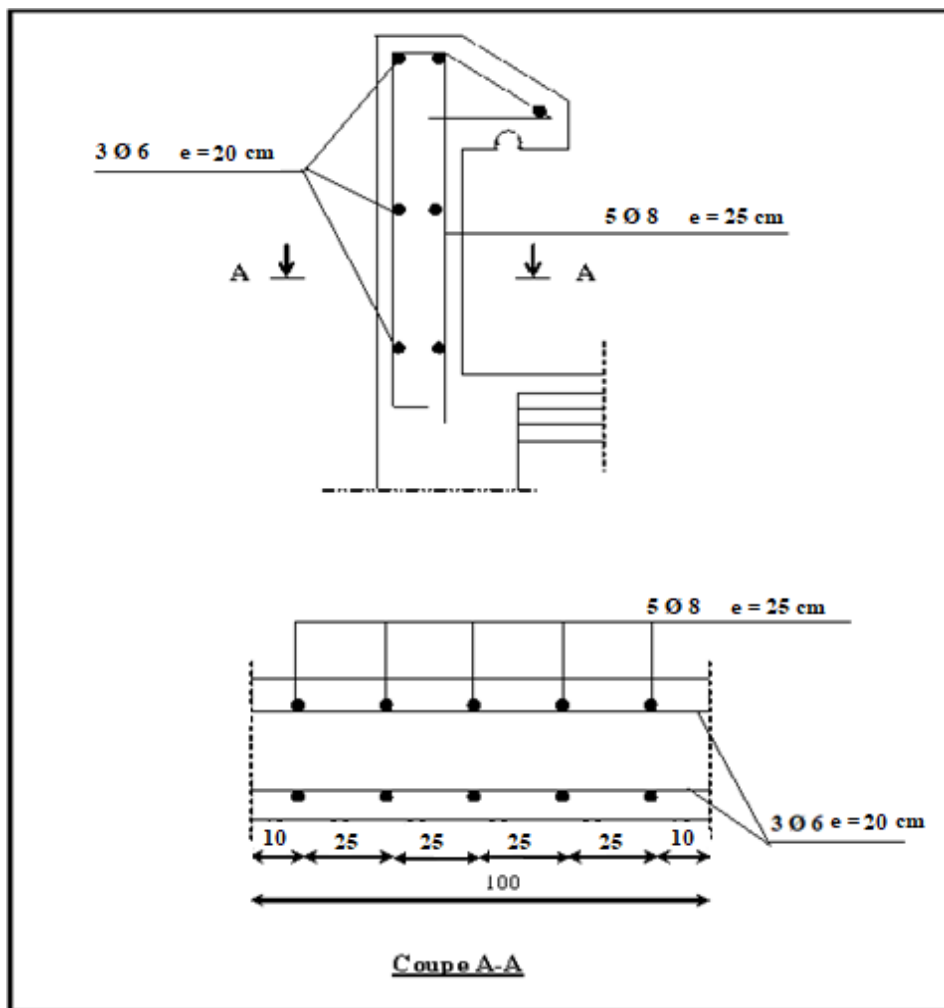


Figure III. 13 schéma du ferrailage de l'acrotère

III.24 Les balcons :

- Méthode de calcul :

Le calcul se fait sur une bande de 1m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple dû à :

G : Poids propre de la console.

Q : Surcharge d'exploitation.

P : Charge concentrée due au poids des murs extérieurs.

Balcon accessible :

Charge permanente G = 4410 KN/m² .

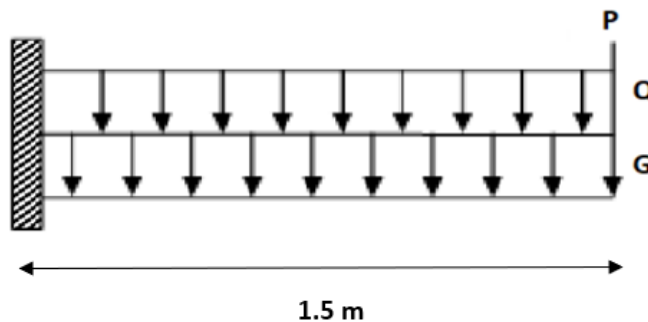
Charge d'exploitation Q = 3500 KN/m² .

Murs extérieurs:

La hauteur du mur : 1.12 m

On prend une bande de 1 m.

P = 2560×1.12×1 = 2867.2 N



$$\mathbf{Mu} = (1,35G + 1,5Q) \cdot \frac{L^2}{2} + 1,35 P \cdot L$$

$$\mathbf{A.N:} (1,35 \times 4410 + 1,5 \times 3500) \cdot \frac{1,5^2}{2} + 1,35 * 2867,2 * 1,5 = 18410,02 \text{ N.m}$$

$$\mathbf{M ser} = (G + Q) \cdot \frac{L^2}{2} + P \cdot L = 4410 + 3500) \cdot \frac{1,5^2}{2} + 2867,2 \cdot 1,5 = 13200 \text{ N.m}$$

$$\mathbf{Tu} = (1,35G + 1,5Q) L + 1,35P$$

$$\mathbf{Tu} = 20675,97 \text{ N}$$

Les sollicitations du balcon

Tableau III.17 Les sollicitations du balcon

	$M (N.m)$	$T_u (N)$
$E.L.U$	18410.02	20675.9
$E.L.S$	13200	-

III.25 Calcul du ferrailage :

Calcul du ferrailage à l'E.L.U :

- Fissuration peu nuisible.

On prend : $C = 3 \text{ cm}$; $C = 12 - 3 = 9 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma} b \cdot d^2} = \frac{18410.02}{14,2 \times 100 \times 9^2} = 0.16 < \mu_l = 0,392$$

→ La section est simplement armée. $A' = 0$

$$\mu = 0.16 \rightarrow \alpha = 0.21 \rightarrow \beta = 0.91$$

$$A = \frac{Mu}{\bar{\sigma} b \cdot \beta \cdot d} = \frac{18410.02}{348 \times 0.91 \times 9} = 4.50 \text{ cm}^2$$

Calcul du ferrailage à l'E.L.S :La fissuration est peu nuisible, donc il ny a aucune vérification concernant $\bar{\sigma}_s$.

La condition suivante doit être remplie :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\Psi - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec } \Psi = \frac{Mu}{M_{ser}}, f_{c28} = 25 \text{ MPA} .$$

Tableau.III.18 Vérification des sollicitations à l'E.L.S

$M_u (N.m)$	$M_{ser} (N.m)$	y	α	$\bar{\alpha}$	condition
18410.02	13200	1.39	0.21	0,445	V

Vérification:**Pourcentage minimale : BAEL 91 (art B.6.4)**

$$A'_{min} \geq 0,0025 \times b \times h = 0,0025 \times 100 \times 12 = 3 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : BAEL (art A.4.2)

$$A'_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.08 \text{ cm}^2$$

Tableau récapitulatif :*Tableau III. 19 Résultats ferrailage du balcon*

$A_u \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A'_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{max} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adpt} \text{ (cm}^2\text{)}$
4.50	1.08	3	4.50	4.52 = 4HA12

Vérification de l'effort tranchant : BAEL 91 (A.5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{20675.9}{1000.90} = 0.22 \text{ MPA.}$$

- La fissuration est peu préjudiciable :

$$\tau_u = 0.22 < \bar{\tau}_{su} = 3.33 \text{ MPA} \dots \dots \dots (C.V).$$

- Les armatures transversales ne sont donc pas nécessaires.

Armatures de repartition:

$$A^r = \frac{A_{adop}}{4} = \frac{4.53}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On adopt $A^r = 4\text{HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

L'espacement des armatures :

$$S_L = \min(2.5h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} .$$

Vérification de la flèche : BAEL91 (art B.6.5 .1)

Il faut assurer que les conditions de la flèche de la dalle sont vérifiées.

- $\frac{ht}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.08 > 0.0625 \dots\dots(C.V).$
- $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{fe} \rightarrow 0.005 < 0.0105 \dots(C.V).$
- $\frac{ht}{l} \geq \frac{Mt}{10M0} = 0.083 > 0.08 \dots\dots(C.V).$

- **Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.**

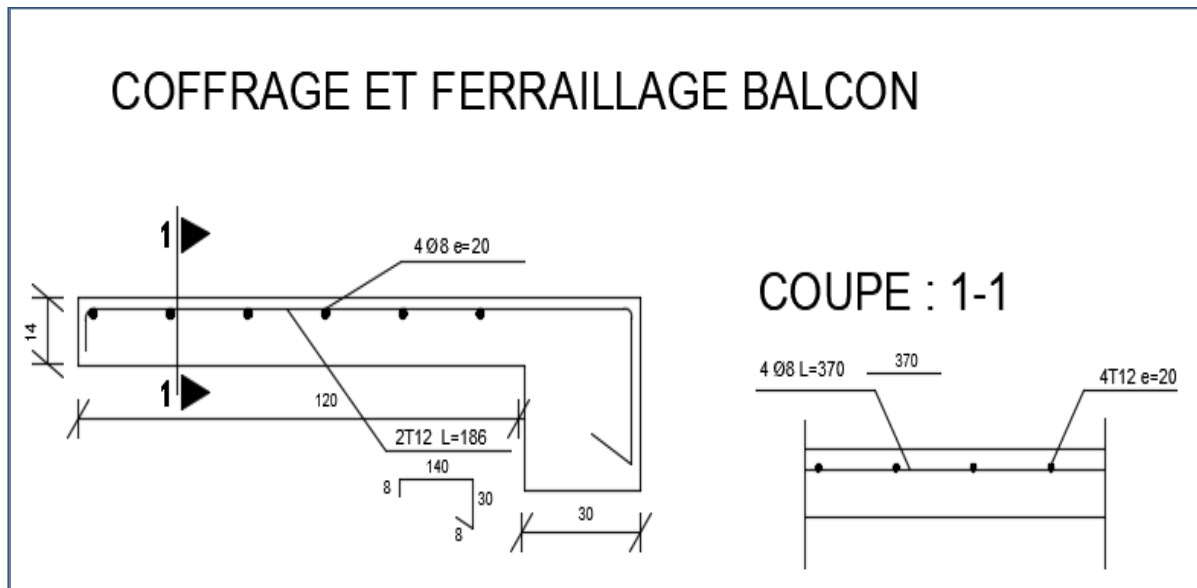


Figure III. 14 schéma de ferrailage du balcon.

CHAPITRE IV :
Étude des planchers

IV.1 Introduction :

Les planchers sont des plateformes horizontales qui divisent l'espace de construction en plusieurs niveaux ou étages. Ce sont des ouvrages autoporteurs (de leur poids propre, de charges d'exploitation, des charges climatiques s'il s'agit d'une toiture, et des accessoires).

Pour transmettre les efforts horizontaux aux éléments verticaux, le plancher doit être capable d'agir comme un diaphragme de très grande rigidité.

IV.2 Conception des planchers :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs, ils isolent aussi les différents étages du point de vue thermique et acoustique, la structure étudiée comporte des planchers à corps creux... Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelles), et par des éléments de remplissage (corps creux).

IV.3 Méthode de calcul des planchers en corps creux :

Plusieurs méthodes peuvent être utilisées dans le calcul des éléments secondaires d'un bâtiment, nous citerons comme exemple :

la méthode forfaitaire et la méthode exacte. Le bon choix de la méthode de calcul permet d'aboutir au bon résultat, c'est-à-dire la détermination de la section nécessaire d'armature pour chaque élément secondaire

- Combinaisons d'actions :
 - Plancher terrasse :
 - Charges sur plancher $G = 5.56 \text{ KN/m}^2$
 - Surcharge sur plancher $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$
 - Plancher étage courant :
 - Charge sur plancher..... $G = 5.20 \text{ KN/m}^2$
 - Surcharge sur plancher..... $Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$
- ELU :
 - $P_u^{ter} = (1.35G + 1.5Q) \times 0.60 = 5.4 \text{ KN}$
 - $P_u^{et} = (1.35G + 1.5Q) \times 0.60 = 5.11 \text{ KN}$

- ELS :
 $P_{ser}^{ter} = (G + Q) \times 0.60 = 3.93 \text{ KN}$
 $P_{ser}^{et} = (G + Q) \times 0.60 = 3.72 \text{ KN}$

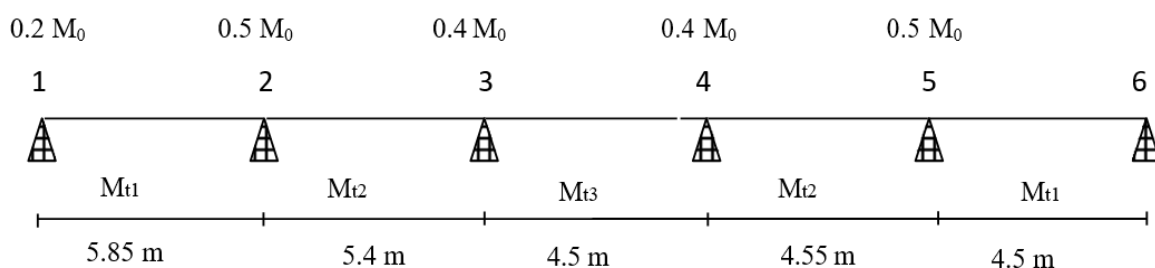
Tableaux IV. 20 Évaluation des charges Plancher étage courant

	P. terrasse (KN)	P. etage (KN)
ELU	5.4	5.11
ELS	3.93	3.72

- ✓ On utilise la méthode forfaitaire si les conditions suivantes sont satisfaisantes :
 - Les charges d'exploitation sont modérées $Q \leq 2G$
 On a : $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$; $G=5.20 \text{ KN/m}^2$ —————> $1.5 < 10.4 \dots\dots\dots(\text{CV})$
 - La fissuration n'est pas préjudiciable.....(CV)
 - Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.....(CV)
 - Les portées successives sont comprises entre $(0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25)$
 - $0.8 \leq \frac{5.85}{5.4} \leq 1.25$ —————> $0.8 < 1.083 < 1.25 \dots\dots\dots(\text{CV})$
 - $0.8 \leq \frac{5.4}{4.5} \leq 1.25$ —————> $0.8 < 1.2 < 1.25 \dots\dots\dots(\text{CV})$
 - $0.8 \leq \frac{4.5}{4.55} \leq 1.25$ —————> $0.8 < 0.98 < 1.25 \dots\dots\dots(\text{CV})$
 - $0.8 \leq \frac{4.55}{4.5} \leq 1.25$ —————> $0.8 < 1.01 < 1.25 \dots\dots\dots(\text{CV})$

Donc la méthode forfaitaire est applicable.

- Calcul des planchers à corps creux :
 TYPE 1 - Poutre reposant sur 6 appuis :



➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

($G = 5.56 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$)

- Calcule du α :

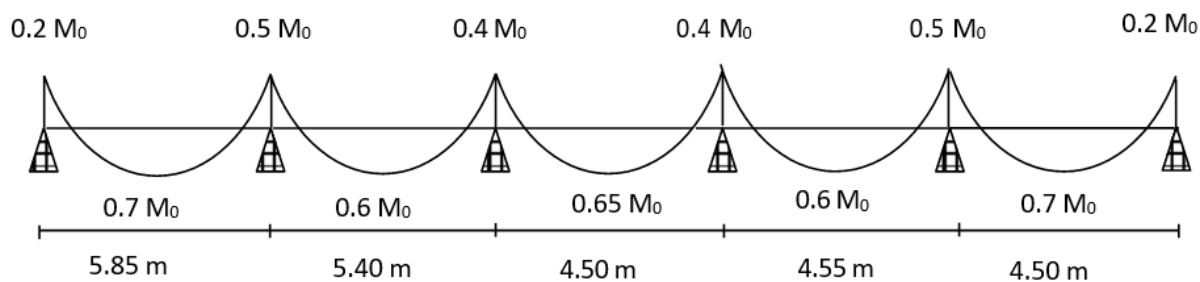
$$\left. \begin{array}{l}
 - \alpha = \frac{Q}{Q+G} \longrightarrow \alpha = \frac{1}{1+5.56} \longrightarrow \alpha = 0.152 \\
 - 1+0.3\alpha = 1.04 \\
 - \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.62 \\
 - \frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.52
 \end{array} \right\}$$

- Pour la travée de rive :

$$\left. \begin{array}{l}
 \bullet M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max (1.05M_0 ; (1+0.3\alpha)M_0) \\
 M_t + \frac{0.2M_0 + 0.5M_0}{2} \geq \max (1.05M_0 ; 1.04M_0) \\
 M_t \geq 1.05M_0 - 0.35M_0 \longrightarrow M_t \geq 0.7M_0 \\
 \bullet M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \longrightarrow M_t \geq 0.62M_0 \\
 \text{On prend } \mathbf{M_t = 0.7M_0}
 \end{array} \right\}$$

- Pour la travée intermédiaires :

$$\left. \begin{array}{l}
 \bullet M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max (1.05M_0 ; (1+0.3\alpha)M_0) \\
 M_t + \frac{0.5M_0 + 0.4M_0}{2} \geq \max (1.05M_0 ; 1.041M_0) \\
 M_t \geq 1.05M_0 - 0.45M_0 \longrightarrow M_t \geq 0.6M_0 \\
 \bullet M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \longrightarrow M_t \geq 0.52M_0 \\
 \text{On prend } \mathbf{M_t = 0.6M_0}
 \end{array} \right\}$$



En appliquant la formule du moment isostatique : $M = \frac{q \cdot l^2}{8}$

<i>ELU</i>	<i>Les travées</i>				
	5.85	5.4	4.5	4.55	4.5
<i>P(KN/ml)</i>	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4
<i>M(KN.m)</i>	23.1	19.6	13.66	13.97	13.66

<i>ELS</i>	<i>Les travées</i>				
	5.85	5.4	4.5	4.55	4.5
<i>P(KN/ml)</i>	3.93	3.93	3.93	3.93	3.93

<i>M(KN.m)</i>	16.81	14.3	9.94	10.17	9.94
----------------	--------------	-------------	-------------	--------------	-------------

- Les moments en travée :

<i>Travées(m)</i>	<i>Coefficient</i>	<i>E.LU</i>		<i>E.LS</i>	
		<i>M₀ (KN.m)</i>	<i>M_t (KN.m)</i>	<i>M₀ (KN.m)</i>	<i>M_t (KN.m)</i>
5.85	0.7	23.1	16.17	16.81	11.76
5.4	0.6	19.6	11.76	14.3	8.58
4.5	0.65	13.66	8.87	9.94	6.46
4.55	0.6	13.97	8.38	10.17	6.1
4.5	0.7	13.66	9.56	9.94	6.96

Tableau.IV. 21 Des moments en appui :

<i>Appuis</i>	<i>Coefficient</i>	<i>E.L.U</i>		<i>E.L.S</i>	
		<i>M₀ (KN.m)</i>	<i>M_a (KN.m)</i>	<i>M₀ (KN.m)</i>	<i>M_a (KN.m)</i>
A	0.2	23.1	4.62	16.81	3.36
B	0.5	19.6	9.8	14.3	7.15
C	0.4	13.66	5.46	9.94	3.97
D	0.4	13.97	5.58	10.17	4.06
E	0.5	23.1	11.55	16.81	8.40
F	0.2	23.1	4.62	16.81	3.36

Les efforts tranchants :

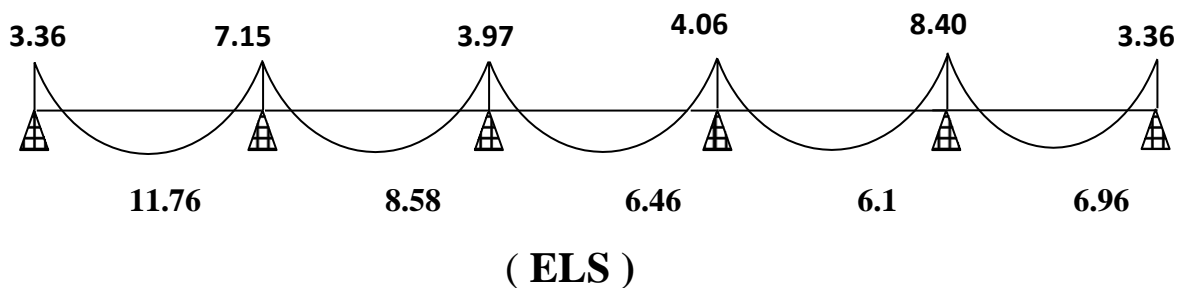
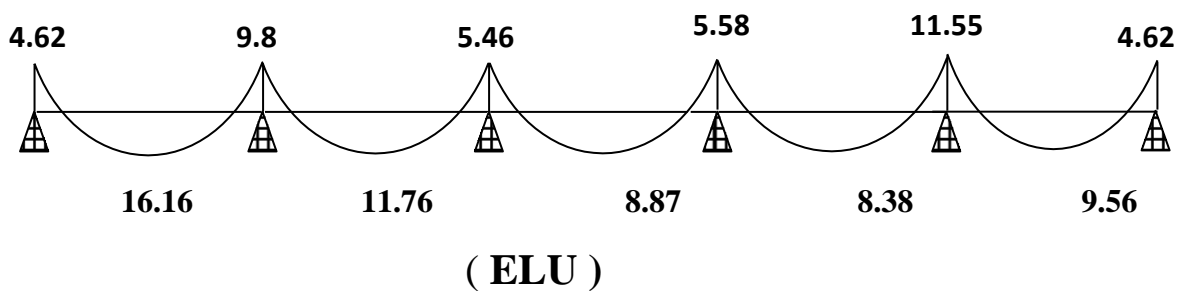
$$T_w = \frac{P \times l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} ; \quad T_e = -\frac{P \times l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

T_w : l'effort tranchant à gauche de la travée.

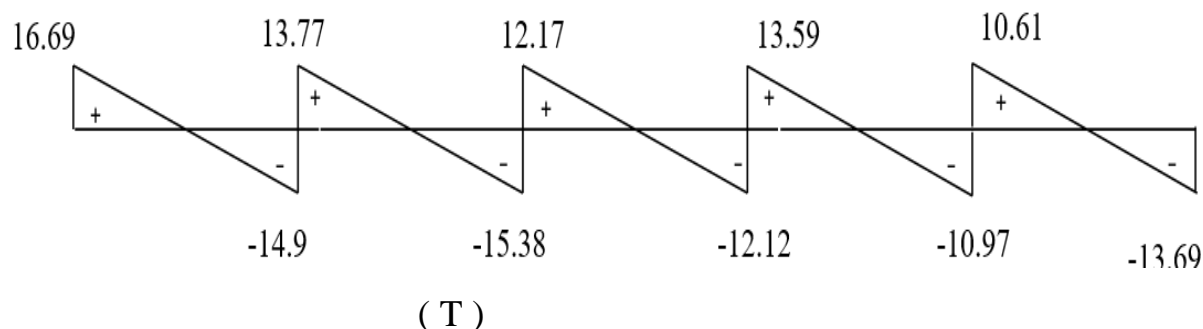
T_e : l'effort tranchant à droite de la travée.

Travée	L (m)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	5.85	16.69	-14.9
B-C	5.4	13.77	-15.38
C-D	4.5	12.17	-12.12
D-E	4.55	13.59	-10.97
E-F	4.5	10.61	-13.69

- Diagramme de M :



- Diagramme de T :



➤ **Plancher étage courant :**
 ($G = 5.20 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$)

- Calcule du α :

$$\begin{aligned}
 - \alpha &= \frac{Q}{Q+G} \longrightarrow \alpha = \frac{1.5}{1.5+5.2} && \alpha = 0.22 \\
 - 1+0.3\alpha &= 1.066 \\
 - \frac{1.2+0.3\alpha}{2} &= 0.63 \\
 - \frac{1+0.3\alpha}{2} &= 0.53
 \end{aligned}$$

- Pour la travée de rive :

$$\begin{aligned}
 \bullet \quad M_t + \frac{M_w + M_e}{2} &\geq \max (1.05M_0 ; (1+0.3\alpha)M_0) \\
 M_t + \frac{0.2M_0 + 0.5M_0}{2} &\geq \max (1.05M_0 ; 1.066M_0) \\
 M_t \geq 1.066M_0 - 0.35M_0 &\quad \underline{M_t \geq 0.71M_0} \\
 \\
 \bullet \quad M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 &\quad \underline{M_t \geq 0.63M_0} \\
 \text{On prend } M_t &= \mathbf{0.71M_0}
 \end{aligned}$$

- Pour la travée intermédiaires :

- $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max (1.05M_0 ; (1+0.3\alpha)M_0)$
 - $M_t + \frac{0.5M_0 + 0.4M_0}{2} \geq \max (1.05M_0 ; 1.066M_0)$
 - $M_t \geq 1.066M_0 - 0.45M_0 \longrightarrow M_t \geq 0.61M_0$
 - $M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \longrightarrow M_t \geq 0.52M_0$
- On prend $M_t = 0.61M_0$

<i>ELU</i>	<i>Les travées</i>				
	5.85	5.4	4.5	4.55	4.5
<i>P(KN/ml)</i>	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1
<i>M(KN.m)</i>	21.8	18.6	12.9	13.19	12.90

Tableau. IV 22 Les moments en travée

Tableau IV. 23 Les moments en appui:

Tableau IV. 24 Les moments en appui:

<i>Travées(m)</i>	<i>Coefficient</i>	<i>E.LU</i>		<i>E.LS</i>	
		<i>M₀ (KN.m)</i>	<i>M_t (KN.m)</i>	<i>M₀ (KN.m)</i>	<i>M_t (KN.m)</i>
5.85	0.7	21.8	15.26	15.83	11.09
5.4	0.6	18.6	11.16	13.4	8.04
4.5	0.65	12.9	8.39	9.37	6.09
4.55	0.6	13.19	7.914	9.58	5.75
4.5	0.7	12.90	9.03	9.36	6.56

<i>Appuis</i>	<i>Coefficient</i>	<i>E.L.U</i>		<i>E.L.S</i>	
		<i>M₀ (KN.m)</i>	<i>M_a (KN.m)</i>	<i>M₀ (KN.m)</i>	<i>M_a (KN.m)</i>
A	0.2	21.8	4.36	15.83	3.166
B	0.5	18.6	9.3	13.4	6.7
C	0.4	12.9	5.16	9.37	3.75
D	0.4	13.19	5.28	9.58	3.84
E	0.5	12.90	6.45	9.36	4.68
F	0.2	12.90	2.58	9.36	1.88

Tableau IV.25 Les efforts tranchants:

Travée	L (m)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	5.85	15.84	-14.06
B-C	5.4	12.99	-14.60
C-D	4.50	11.53	-11.48
D-E	4.55	12.94	-10.32
E-F	4.5	9.96	-13.03

- Diagramme de M :

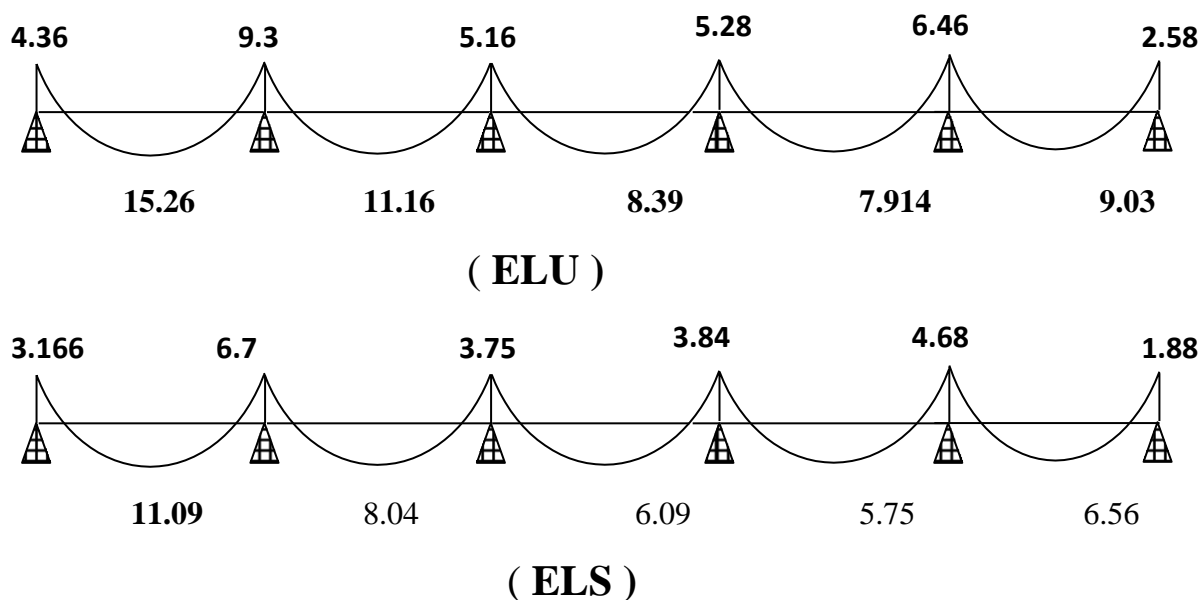
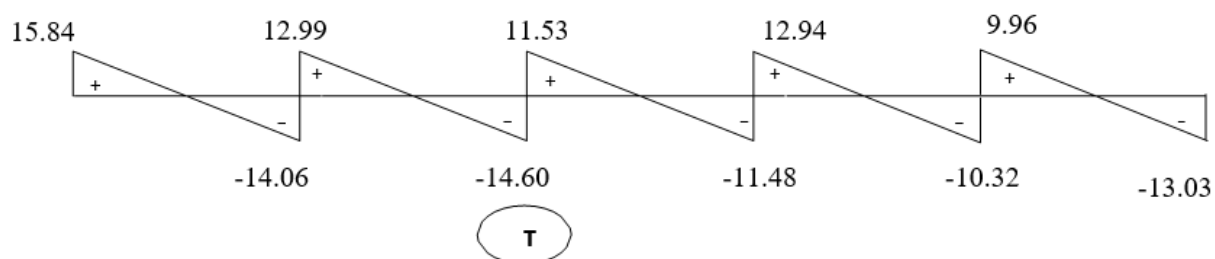


Figure IV.26 Diagramme des moments



➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

	$M_t^{max} \text{ (KN.m)}$	$M_a^{max} \text{ (KN.m)}$	$T_{max} \text{ (KN)}$
E.L.U	16.16	11.55	16.69
E.L.S	11.76	8.40	

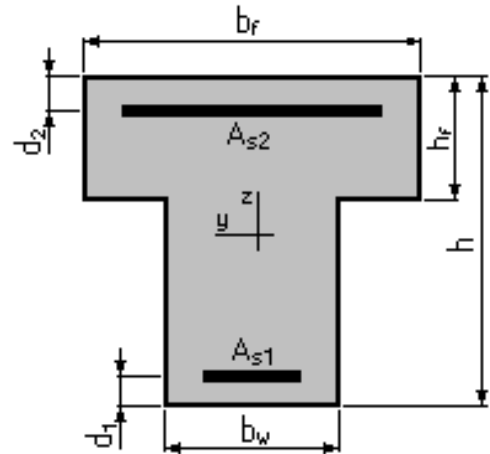
➤ **Plancher étage courant :**

	$M_t^{max} \text{ (KN.m)}$	$M_a^{max} \text{ (KN.m)}$	$T_{max} \text{ (KN)}$
E.L.U	15.26	9.3	15.84
E.L.S	11.09	6.7	

IV.26 Calcul du ferrillage :

a) Plancher terrasse inaccessible :

$$\left. \begin{array}{l} b_f = 65,0 \text{ (cm)} \\ b_w = 10,0 \text{ (cm)} \\ \\ h = 24,0 \text{ (cm)} \\ h_f = 4,0 \text{ (cm)} \\ \\ d_1 = 2,0 \text{ (cm)} \\ d_2 = 2,0 \text{ (cm)} \end{array} \right\}$$



• Calcul des armatures longitudinales:

- En travée :

$$M_{table} = \sigma_b \times b \times h_0 \left(h - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{table} = 14.2 \times 65 \times 4 \left(22 - \frac{4}{2} \right) \longrightarrow M_{table} = 68160 \text{ N.m}$$

$$M_{table} = 68.160 \text{ KN.m}$$

Comme $M_t^{max} = 16.16 \text{ KN.m} < M_{table} = 68.160 \text{ KN.m}$

➔ seule une partie de la table est comprimé. Donc la section en " T " sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b \times h$.

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{\sigma_b \times b \times d^2} \longrightarrow \mu = \frac{16.16 \times 10^6}{14.2 \times 650 \times 220^2}$$

➔ $\mu = 0.03 < \mu_l = 0.3$ La section est simplement armée $A' = 0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.038$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha)d = 0.216 \text{ m}$$

$$A_u^t = \frac{16.16 \times 10^6}{348 \times 216} = 2.14 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \max\left\{\frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}\right\} \leftrightarrow A_{min} = 1.72 \text{ cm}^2$$

➤ Pourcentage minimale : B.A.E.L 91 (art B.6.4)

En travée :

$$A'_m \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 65 \times 24 = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{min}, A_s, A'_m) = 2.14 \text{ cm}^2, \text{ On adopte: } \dots\dots\dots A_s = 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2 .$$

- **Sur appuis:**

$$M_u, \text{ appui} = -11.55 \text{ KN} < 0$$

Dans ce cas le calcul se fait pour une section rectangulaire (b×h).

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{11.55 \times 10^6}{14.2 \times 650 \times 220^2} = 0.02 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.03$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha)d = 0.21 \text{ m}$$

$$A_u^t = \frac{11.55 \times 10^6}{348 \times 217} = 1.52 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \max\left\{\frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}\right\} \leftrightarrow A_{min} = 1.72 \text{ cm}^2$$

➤ Pourcentage minimale : B.A.E.L 91 (art B.6.4)

En travée :

$$A'_m \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 65 \times 24 = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{min}, A_s, A'_m) = 1.72 \text{ cm}^2, \text{ On adopte: } \dots\dots\dots A_s = 2T12 = 2.26 \text{ cm}^2 .$$

<i>Elément</i>	<i>Mmax</i> (KN.m)	<i>b0</i> (cm)	μ	μ_l	α	β	<i>Acalculu</i> (cm ²)
<i>Travée</i>	16.16	65	0.03	0.392	0,038	0,216	2.14
<i>Appui</i>	11.55	10	0.02	0.392	0,03	0,21	1.52

➤ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} \longrightarrow \tau_u = \frac{16.69 \times 10^3}{100.220} = 0.75 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2f_{c28}/\gamma_b; 5 \text{ MPa}) \quad (\text{BAEL91 art A.5.1,211})$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33; 5) \Rightarrow \tau_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.67 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

➤ Diamètre minimale : **BAEL91 (Art A.7.2, 2)**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{240}{35}; 12; \frac{100}{10}\right) \longrightarrow \phi_t \leq \min(6.85; 12; 10)$$

$$\longrightarrow \phi_t \leq 6.85 \quad \text{on prend } \phi_t = 6 \text{ mm}$$

Donc on adopte des cadres 6ϕ d'où :

$$A_t = 2\phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2 \quad \text{de nuance FeE235}$$

➤ Espacement des cadres : **BAEL91 (Art. A.5.1, 22)**

$$S_{t1} = \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 19.8 \text{ cm}$$

$$S_{t2} = \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b_0} = \frac{0.57 \cdot 235}{0.4 \cdot 10} = 33.48 \text{ cm}$$

$$S_{t3} = \frac{0.9 \cdot A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.9 \times 0.57 \times 235}{10 \times 1.15 \times (0.68 - 0.3 \times 2.1)} = 209.66 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}) = 19.8 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$.

► **Vérification à L'ELS :**

La vérification consiste à limiter les contraintes dans le béton et dans les aciers tendue.

Les contraintes de service ne doivent pas dépasser les limites suivantes :

$$*\text{Pour le béton } \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\text{Ou bien } \alpha \leq \frac{y-1}{2} + \frac{F_{c28}}{100} \quad \text{avec } y = \frac{Mu}{M_{ser}}$$

Pour l'acier aucune limitation des contraintes lorsque la fissuration considérants comme peu préjudiciable. $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{st}$

- Vérification de la contrainte du béton :

En travée et en appuis on a vérifié les conditions suivantes :

Tableau IV.27 vérifications des conditions

	Mu(KN. m)	Mser(KN. m)	y	a	$\frac{\gamma - 1}{2} f_{c28}$ 100	observation
Travée	16.16	11.76	1,37	0,038	0,435	CV
Appuis	9.3	6.7	1,38	0,03	0,44	CV

Donc les armatures calculées à ELU sont maintenues.

b) Plancher étage courant :

	M_t^{max} (KN.m)	M_a^{max} (KN.m)	T _{max} (KN)
E.L.U	15.26	9.3	15.84
E.L.S	11.09	6.7	

- En travée :

$$M_{table} = \sigma_b \times b \times h_0 \left(h - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{table} = 14.2 \times 65 \times 4 \left(22 - \frac{4}{2} \right) \longrightarrow M_{table} = 68160 \text{ N.m}$$

$$M_{table} = 68.160 \text{ KN.m}$$

Comme $M_t^{max} = 16.16 \text{ KN.m} < M_{table} = 68.160 \text{ KN.m}$

➔ seule une partie de la table est comprimé. Donc la section en " T " sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b \times h$.

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{\sigma_b \times b \times d^2} \longrightarrow \mu = \frac{15.26 \times 10^6}{14.2 \times 650 \times 220^2}$$

➔ $\mu = 0.03 < \mu_l = 0.3$ La section est simplement armée $A' = 0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.038$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha)d = 0.216 \text{ m}$$

$$A_u^t = \frac{15.26 \times 10^6}{348 \times 216} = 2.03 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \max\left\{\frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}\right\} \leftrightarrow A_{min} = 1.72 \text{ cm}^2$$

➤ Pourcentage minimale : B.A.E.L 91 (art B.6.4)

En travée :

$$A'm \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 65 \times 24 = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{min}, A_s, A'm) = 2.03 \text{ cm}^2, \text{ On adopte: } \dots \dots \dots A_s = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2 .$$

- **Sur appuis:**

$$M_u, \text{ appui} = -9.3 \text{ KN} < 0$$

Dans ce cas le calcul se fait pour une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{9.3 \times 10^6}{14.2 \times 650 \times 220^2} = 0.02 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.03$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha)d = 0.21 \text{ m}$$

$$A_u^t = \frac{9.3 \times 10^6}{348 \times 217} = 1.23 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \leftrightarrow A_{min} = 1.72 \text{ cm}^2$$

➤ Pourcentage minimale : B.A.E.L 91 (art B.6.4)

En travée :

$$A'm \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 65 \times 24 = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_{min}, A_s, A'm) = 1.56 \text{ cm}^2, \text{ On adopte: } \dots\dots\dots AS = 2T12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

Elément	$M_{max} (KN.m)$	$b_0 (cm)$	μ	μ_l	α	β	$A_{calcul} (cm^2)$
Travée	15.26	65	0.03	0.392	0,038	0,216	2.03
Appui	9.3	10	0.02	0.392	0,03	0,21	1.23

► **Vérification à L'ELS :**

La vérification consiste à limitée les contraintes dans le béton et dans les aciers tendue.

Les contraintes de service ne doivent pas dépasser les limites suivantes :

*Pour le béton $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

Ou bien $\alpha \leq \frac{y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ avec $y = \frac{Mu}{Mser}$

Pour l'acier aucune limitation des contraintes lorsque la fissuration considérants comme peu préjudiciable. $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{st}}$

- Vérification de la contrainte du béton :

En travée et en appuis on a vérifié les conditions suivantes :

Tableau IV.28 vérifications des conditions

	$Mu (KN. m)$	$Mser (KN. m)$	y	α	$\frac{\gamma - 1}{2} \frac{f_{c28}}{100}$	observation
Travée	15.26	11.09	1,37	0,038	0,435	CV
Appuis	9.3	6.7	1,38	0,03	0,44	CV

Donc les armatures calculées à ELU sont maintenues.

➤ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} \longrightarrow \tau_u = \frac{15.84 \times 10^3}{100.220} = 0.72 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2f_{c28}/\gamma_b; 5 \text{ MPa}) \quad (\text{BAEL91 art A.5.1,211})$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33; 5) \Rightarrow \tau_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.72 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

➤ Diamètre minimale : **BAEL91 (Art A.7.2, 2)**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{240}{35}; 12; \frac{100}{10}\right) \longrightarrow \phi_t \leq \min(6.85; 12; 10)$$

$$\longrightarrow \phi_t \leq 6.85 \quad \text{on prend } \phi_t = 6 \text{ mm}$$

Donc on adopte des cadres 6ϕ d'où :

$$A_t = 2\phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2 \quad \text{de nuance FeE235}$$

➤ Espacement des cadres : **BAEL91 (Art. A.5.1, 22)**

$$S_{t1} = \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 19.8 \text{ cm}$$

$$S_{t2} = \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b_0} = \frac{0.57 \cdot 235}{0.4 \cdot 10} = 33.48 \text{ cm}$$

$$S_{t3} = \frac{0.9 \cdot A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.9 \times 0.57 \times 235}{10 \times 1.15 \times (0.68 - 0.3 \times 2.1)} = 209.66 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}) = 19.8 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$.

Ferrailage de la dalle de compression (Hourdie) : BAEL91 (B.6.8, 423)

La dalle de compression a une épaisseur de 4cm, elle est armée d'un quadrillage de barres

dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.
- $f_e = 235 \text{ MPa}$ (acier rond lisse).
- b : longueur entre axe des nervures

Les armatures perpendiculaires aux nervures :

$$A^\perp \geq \frac{4b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.10 \text{ cm}^2$$

On choisit : $A^\perp = 5\phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2$

- Espacement :

n: nombre de barres

$$S_t = \frac{100}{n} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \quad \text{Alors } S_t = 20 \text{ cm}$$

Les armatures parallèles aux nervures :

$$A_{\parallel} \geq A^{\perp} / 2 = 0.705 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choisit : } A_{\parallel} = 3\text{Ø}6 = 0.85 \text{ cm}^2$$

- Espacement :

$$S_t = \frac{100}{n} = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm} \quad \text{Alors } S_t = 30 \text{ cm}$$

Alors:

$$A^{\perp} = 5 \text{ Ø } 6 \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_{\parallel} = 3 \text{ Ø } 6 \quad S_t = 30 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de la flèche : (BAEL91 B.6.8.424)**

- $\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{15M_o} \rightarrow \frac{24}{530} = 0.046 \geq \frac{15.26}{15 \times 23.1} = 0.04 \dots\dots(\text{cv}).$
- $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{fe} \rightarrow \frac{2.26}{65 \times 22} = 0.0015 \leq 0.009 \dots\dots(\text{cv}).$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow 0.046 \geq \frac{1}{22.5} = 0.04 \dots\dots(\text{cv}).$

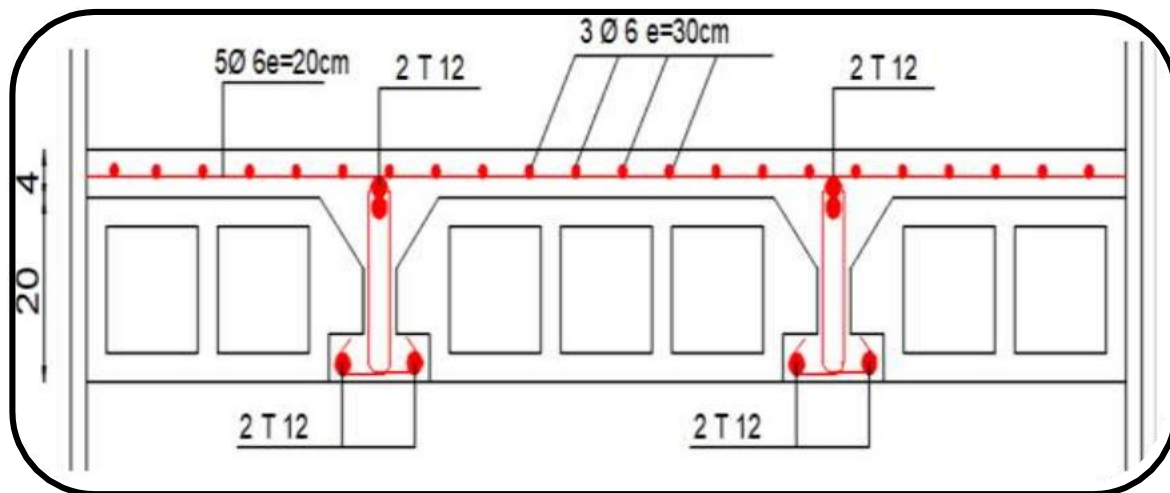


Figure IV.15 Schéma de ferrailage des poutrelles des planchers à corps creux

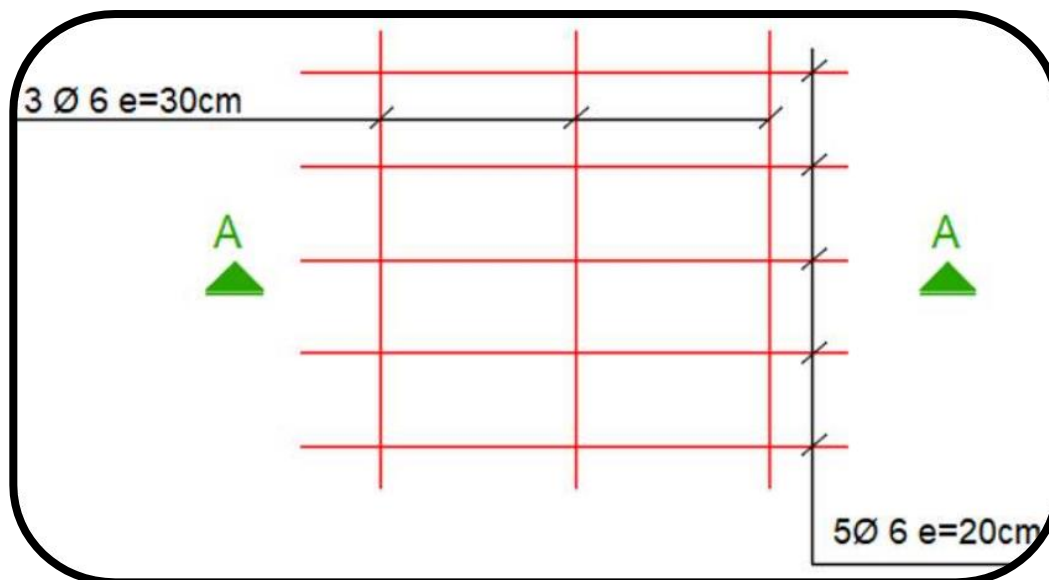


Figure. IV 16La dalle de compression

CHAPITRES V
Etude dynamique

V.1 Introduction :

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

V.2. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente. Est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

V.3. Méthode de calcul :

Selon le Règles Parasismiques Algériennes 99 Version 2003 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

✚ Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode RPA propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par un séisme. Par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérés appliqués séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

✚ Méthode d'analyse modale spectrale :

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.

✚ Méthode d'analyse par accélérogramme :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié. Ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

V.4. Détermination de centre de gravité de masse et de torsion dans chaque étage :

✚ Centre de gravité de masse :

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de la masse de chaque élément de la structure (acrotère, plancher, poteaux, poutres, voiles...etc.).

Les coordonnées du centre de gravité de masse et données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i}$$

$$Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

✚ Centre de gravité de rigidité :

Les coordonnées du centre des rigidités peuvent être déterminé par les formules ci-après avec :

$$X_C = \frac{\sum I_{jy} \times X_j}{\sum I_{jy}}$$

$$Y_C = \frac{\sum I_{jx} \times Y_j}{\sum I_{jx}}$$

✚ L'excentricité :

L'excentricité est la distance entre le centre de gravité de la masse et le centre de Torsion.

Donnée par les formules suivant :

$$e_x = |X_G - X_C|$$

$$e_y = |Y_G - Y_C|$$

Tableaux V.29 : Caractéristiques massique.

Plancher	W _{étage} (KN)	X _G (m)	Y _G (m)	X _C (m)	Y _C (m)	e _x (m)	e _y (m)
1	47143.03	13.46	8.61	13.82	8.13	0.36	0.48
2	46180.08	13.46	8.61	13.82	8.13	0.36	0.48
3	46180.08	13.46	8.61	13.82	8.13	0.36	0.48
4	46180.08	13.46	8.61	13.82	8.13	0.36	0.48
5	46180.08	13.46	8.61	13.82	8.13	0.36	0.48
6	46180.08	13.46	8.61	13.82	8.13	0.36	0.48
7	46180.08	13.46	8.61	13.82	8.13	0.36	0.48
8	45920.29	13.46	8.61	13.82	8.13	0.36	0.48
9	48139.27	13.46	8.61	13.82	8.13	0.36	0.48
Somme	418283.12						

V.5. L'excentricité accidentelle : RPA99V2003 (4.3.7)

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée. Une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L'étant la

dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

$$\text{Sens X : } e_{\text{accx}} = 0.05 \times 16.10 = 0.81 \text{ m} \rightarrow e_{\text{maxx}} = 0.36 \text{ m} < e_{\text{accx}} \dots \dots \text{CV}$$

$$\text{Sens Y : } e_{\text{accy}} = 0.05 \times 22.10 = 1.11 \text{ m} \rightarrow e_{\text{maxy}} = 0.48 \text{ m} < e_{\text{accy}} \dots \dots \text{CV}$$

V.6. Calcul des actions sismiques :

✚ Modélisation :

- Pour les structures irrégulières en plan. Sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides. Elles sont représentées par un modèle tridimensionnel. Encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de libertés.
- La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.
- Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses.

✚ Présentation du logiciel de calcul :

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette Analyse, et logiciel ROBOT Structural Analyses Professional.

Le système Robot est un logiciel CAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures.

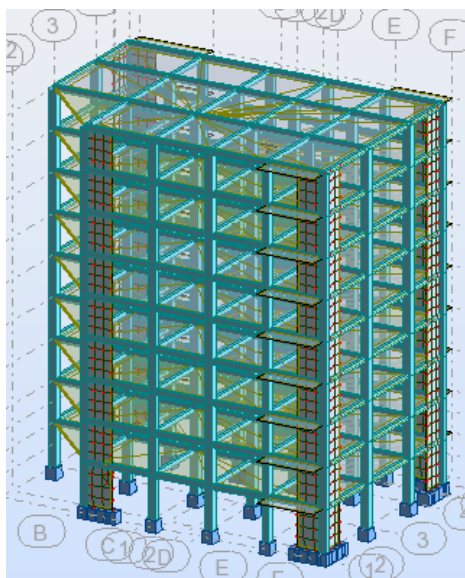


Figure IV.3 : La modélisation de la structure sur le Robot.

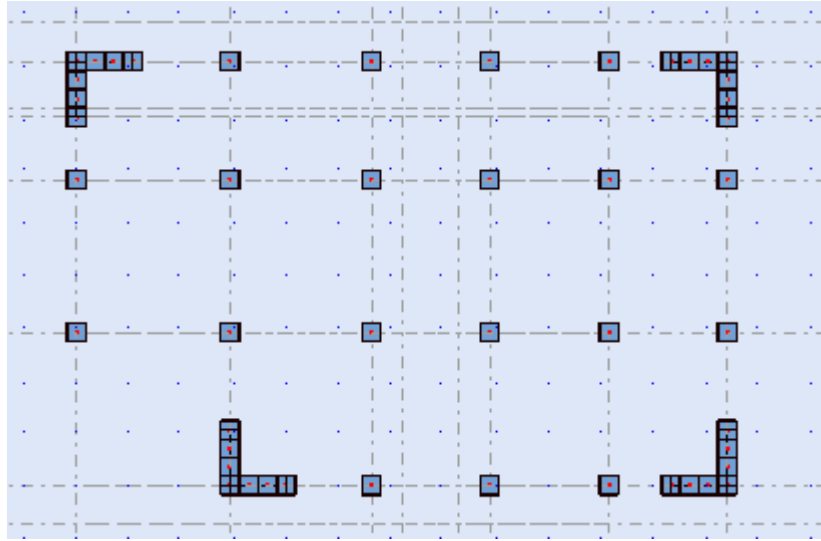


Figure V.4 : Disposition des voiles.

✚ La méthode statique équivalente :

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

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

V : Effort tranchant à la base.

A : Coefficient d'accélération de zone donne par le RAP99V2003 (tableau 4.1).

Pour notre structure on a le zone IIa groupe d'usage 2 $\rightarrow A = 0.15$.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

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

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans le tableau 4.7 de RPA99V 2003.

➤ Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :

La valeur de la période fondamentale correspond à la plus petite valeur Obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99V2003.

$$T = \begin{cases} C_T h_N^{3/4} \\ 0.09 h_N / \sqrt{d} \end{cases}$$

h_N : Hauteur mesuré en mètres à partir de la basse du structure jusqu'au dernier niveau (N).

$$\rightarrow h_N = 27.54 \text{ m}$$

C_T : Coefficient. Fonction du système de contreventement. Et du type de remplissage et donné par le tableau (4.6).

$$\rightarrow C_T = 0.050$$

d : La dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considéré.

$$\rightarrow d_x = 16.10 \text{ m}$$

$$\rightarrow d_y = 22.10 \text{ m}$$

Donc :

$$T = 0.050 \times 27.54^{\frac{3}{4}} = 0.60 \text{ s} \rightarrow T_2 = 0.50 \text{ s} \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\xi = 7\% \rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0.88 > 0.7$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.88 \times (0.50/0.60)^{\frac{2}{3}} = 1.95$$

W : poids total de la structure.

$$W = \sum_1^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels.

W_{Qi} : Poids dû aux charges d'exploitation.

$\beta = 0.20$. RPA99V2003 (tableau 4.5)

$$\rightarrow W = 418283.12 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow V = 29363.47 \text{ KN.}$$

Détermination des paramètres du spectre de réponse:

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

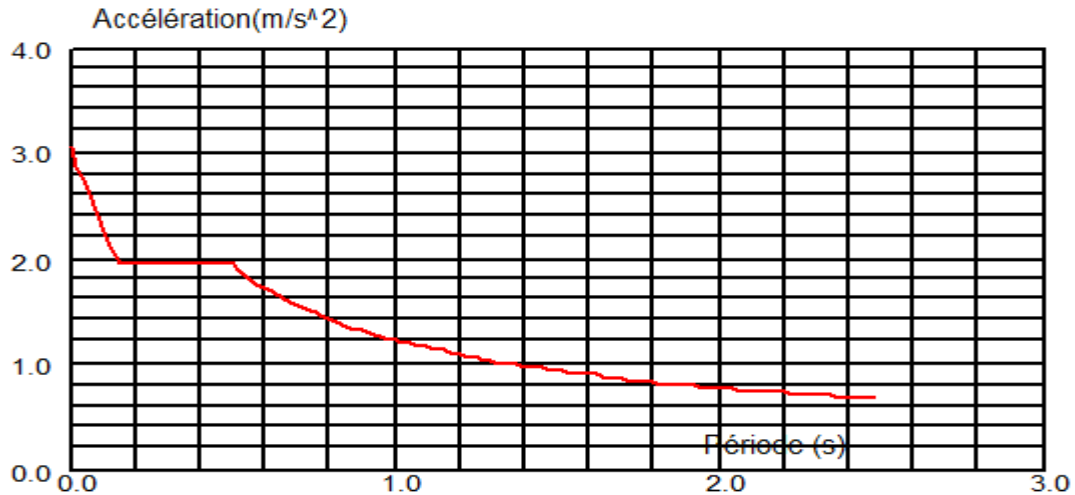


Figure V.17 : Spectre de réponse.

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec :

T_1, T_2 : Période caractéristique. Associée à la catégorie du site.

$T_1 = 0.15$ s. **RPA99V2003 (tableau 4.7)**

$T_2 = 0.50$ s. **RPA99V2003 (tableau 4.7)**

η : Facteur de correction d'amortissement. (Quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}}$$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique de la structure.

$$\xi = 7\% \rightarrow \eta = 0.88 > 0.7$$

A : Coefficient d'accélération de zone fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

La structure étudiée est classée dans la zone IIa et de groupe (2). Donc :

$A = 0.15$. **RPA99V2003 (tableau 4-1)**

R : Coefficient donné en fonction du système de contreventement.

Système de contreventement est : Mixte.

Donc :

R = 5. **RPA99V2003 (tableau 4-3)**

Q : Facteur de qualité.

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

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

$\sum_1^6 P_q = 0.20$. **RPA99V2003 (tableau 4-4)**

$$\rightarrow Q = 1.20$$

V.7. Nombre de modes à considérer : RPA99V2003 (4.3.4)

✚ Pour les structures représentées par des modèles plans de deux directions orthogonales.

Le nombre de Vibration à retenir dans chacune des deux directions de l'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que les modes ayant un masse model effective supérieure a 5% De la masse totale de la structure soient retenus pour les déterminations de la réponse totales de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

✚ Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion. Le nombre minimal de modes (K) à doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k < 0.20 \text{ s}$$

V.8. Combinaisons des réponses modales :

Les réponses de deux modes de vibration de vibration i et j de périodes T_i , T_j d'amortissement ξ_i , ξ_j sont considérés comme indépendant si le rapport suivante :

$$r = \frac{T_i}{T_j} \leq \frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \times \xi_j}}$$

Avec : $T_i \leq T_j$

- ✚ Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres. La réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_1^K E_i^2}$$

- ✚ Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes ; E_1 et E_2 . La réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(E_1 + E_2)^2 + \sum_3^K E_i^2}$$

Avec :

E : Effet de l'action sismique considéré.

E_i : Valeur modale de E selon le mode « i ».

K : Nombre des modes retenus.

V.9. Comportement de structure :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas UX [kg]	Tot.mas UY [kg]	Tot.mas UZ [kg]
3/ 1	0.79	1.27	0.01	70.02	0.0	0.01	70.02	0.0	4125799.64	4125082.44	0.0
3/ 2	0.94	1.07	71.27	70.05	0.0	71.26	0.02	0.0	4125799.64	4125082.44	0.0
3/ 3	1.21	0.83	72.02	70.39	0.0	0.75	0.35	0.0	4125799.64	4125082.44	0.0
3/ 4	3.17	0.32	72.03	86.18	0.0	0.01	15.78	0.0	4125799.64	4125082.44	0.0
3/ 5	3.48	0.29	86.49	86.19	0.0	14.46	0.01	0.0	4125799.64	4125082.44	0.0
3/ 6	4.86	0.21	86.58	86.25	0.0	0.09	0.06	0.0	4125799.64	4125082.44	0.0
3/ 7	7.25	0.14	86.58	92.36	0.0	0.00	6.11	0.0	4125799.64	4125082.44	0.0
3/ 8	7.36	0.14	86.63	92.37	0.0	0.05	0.01	0.0	4125799.64	4125082.44	0.0
3/ 9	7.46	0.13	92.03	92.37	0.0	5.39	0.00	0.0	4125799.64	4125082.44	0.0
3/ 10	7.54	0.13	92.20	92.37	0.0	0.17	0.00	0.0	4125799.64	4125082.44	0.0

Tableaux V.30 : Comportement de structure.

Mode	Période (s)	UXcum %	Uycum %	Ux %	Uy %
1	1.27	0.01	70.02	0.01	70.02
2	1.07	71.27	70.05	71.26	0.02
3	0.83	72.02	70.39	0.75	0.35
4	0.32	72.03	86.18	0.01	15.78

5	0.29	86.49	86.19	14.46	0.01
6	0.21	86.58	86.25	0.09	0.06
7	0.14	86.58	92.36	0.00	6.11
8	0.14	86.63	92.37	0.05	0.01
9	0.13	92.03	92.37	5.39	0.00
10	0.13	92.20	92.37	0.17	0.00

➤ **Interprétation :**

Le 1^{er} mode est un mode translation selon l'axe y.

Le 2^{ème} mode est un mode translation selon l'axe x.

IV.10. Résultante des forces sismiques de calcul par Robot :

Tableaux V.31: Résultante des forces sismiques.

Ex (KN)	Ey (KN)
11934.46	10749.28

✚ **D'après le RPA99V2003 (4.3.6) :**

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

Tableaux V.32: Vérification de l'étude sismique.

Sens	E (KN)	V (KN)	80% V (KN)	E ≥ 80% V
X	11934.46	29363.47	23490.77	CNV
Y	10749.28	29363.47	23490.77	CNV

Si $E < 0.8V$ il faudra augmenter tous les paramètres du répons (forces, déplacement, moments, ...) dans le rapport $0.8V/E$.

V.11. Vérification de période fondamentale de la structure : RPA99V2003 (4.2.4)

Les valeurs de T calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

Tableaux V.11 : Vérification de période fondamentale de la structure.

$T_{\text{Robot}} \text{ (s)}$	$T \text{ (s)}$	$1.30T \text{ (s)}$	$T_{\text{Robot}} \leq 1.30T$
1.27	0.60	0.78	CNV

On a :

$$T_k = 0.13 \text{ s} < 0.20 \text{ s} \rightarrow \text{CV}$$

V.12. Justification d'interaction Portiques/Voiles : RPA99V2003 (3.4)

- ✓ Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- ✓ Les portiques doivent reprendre. Outre les sollicitations dues aux charges verticales au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

✚ Interaction verticale :

Tableaux V.12 : Justification d'interaction verticale portiques /voiles.

Étage	$N_p \text{ (KN)}$	$N_v \text{ (KN)}$	$N_{\text{total}} \text{ (KN)}$	N_v/N_{total}	$N_v/N_{\text{total}} \leq 20\%$
RDC	25071.93	5039.21	30111.14	16.74	CV
1	22330.93	4154.35	26485.28	15.69	CV
2	19540.29	3625.63	23165.92	15.65	CV
3	16760.98	3085.59	19846.57	15.55	CV
4	13991.85	2535.37	16527.22	15.34	CV
5	11229.73	1978.14	13207.87	14.98	CV
6	8473.43	1415.08	9888.51	14.31	CV
7	5719.24	849.92	6569.16	12.94	CV
8	2976.84	287.10	3263.94	8.80	CV

✚ Interaction horizontale :

➤ Suivant X :

Tableaux V.13 : Justification d'interaction portiques /voiles Suivant (x-x).

Étage	$V_p \text{ (KN)}$	$V_v \text{ (KN)}$	$V_{\text{total}} \text{ (KN)}$	$V_p/V_{\text{total}} \text{ (\%)}$	$V_p/V_{\text{total}} \geq 25\%$
RDC	623.74	1224.47	1848.21	33.75	CV
1	559.8	1250.8	1810.6	30.92	CV
2	698.23	1019.87	1718.1	40.64	CV
3	744.5	845.55	1590.05	46.82	CV
4	740.34	696.91	1437.25	51.51	CV

5	697.56	557.62	1255.18	55.57	CV
6	632.76	410.1	1042.86	60.68	CV
7	520.04	267.63	787.67	66.02	CV
8	541.36	96.81	638.17	84.83	CV

➤ **Suivant Y :**

Tableaux V.33: Justification d'interaction portiques /voiles Suivant (y-y).

Étage	Vp (KN)	Vv (KN)	Vtotal (KN)	Vp/Vtotal (%)	Vp/Vtotal ≥25%
RDC	537.93	1129.89	1667.82	32.25	CV
1	409.97	1218.83	1628.8	25.17	CV
2	487.27	1047.48	1534.75	31.75	CV
3	524.78	887.09	1411.87	37.17	CV
4	530.74	744.93	1275.67	41.60	CV
5	510.44	610.85	1121.29	45.52	CV
6	476.11	470.55	946.66	50.29	CV
7	394.84	339.78	734.62	53.75	CV
8	459.27	31.47	490.74	93.59	CV

V.13. Vérifications Justification vis-à-vis des déformations :

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. **RPA99V2003 (5.10)**

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

δ_k : Déplacement horizontal du chaque niveau (K) de la structure.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i .

R : Coefficient de comportement.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Δ_k : Déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1).

✚ **Suivant X :**

Tableaux V.34: Vérification la déformation dans chaque étage suivant X.

Étage	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	1%he (cm)	Vérification
RDC	0.5	0.5	0.5	3.23	CV

1	1.6	1.6	1.1	3.06	CV
2	3.1	3.1	1.5	3.06	CV
3	4.7	4.7	1.6	3.06	CV
4	6.3	6.3	1.6	3.06	CV
5	7.8	7.8	1.5	3.06	CV
6	9.3	9.3	1.5	3.06	CV
7	10.6	10.6	1.3	3.06	CV
8	11.7	11.7	1.1	3.06	CV

✚ Suivant Y :

Tableaux V.35: Vérification la déformation dans chaque étage suivant Y.

Étage	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	1%he (cm)	Vérification
RDC	0.6	0.6	0.6	3.23	CV
1	1.9	1.9	1.3	3.06	CV
2	3.6	3.6	1.7	3.06	CV
3	5.5	5.5	1.9	3.06	CV
4	7.6	7.6	2.1	3.06	CV
5	9.6	9.6	2	3.06	CV
6	11.5	11.5	1.9	3.06	CV
7	13.3	13.3	1.8	3.06	CV
8	15	15	1.7	3.06	CV

V.14. Justification de l'effet P- Δ :

Les effets du 2^{ème} ordre ou effet P- Δ peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : **RPA99V2003 (5.9)**

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

$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$: Poids total 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 au niveau (k-1).

h_k : Hauteur de l'étage (k).

✚ Suivant X :

Tableaux V.36: Vérification de l'effet P- Δ (X-X).

Étage	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	h_k (m)	θ_k	Vérification
RDC	30111.14	0.50	1848.21	3.23	0.02	CV
1	26485.28	1.10	1810.60	3.06	0.05	CV
2	23165.92	1.50	1718.10	3.06	0.06	CV
3	19846.57	1.60	1590.05	3.06	0.06	CV
4	16527.22	1.60	1437.25	3.06	0.06	CV
5	13207.87	1.50	1255.18	3.06	0.05	CV
6	9888.51	1.50	1042.86	3.06	0.04	CV
7	6569.16	1.30	787.67	3.06	0.03	CV
8	3263.94	1.10	444.54	3.06	0.02	CV

✚ Suivant Y :

Tableaux V.37: Vérification de l'effet P- Δ (Y-Y).

Étage	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	h_k (m)	θ_k	Vérification
RDC	30111.14	0.60	1667.83	3.06	0.03	CV
1	26485.28	1.30	1628.80	3.06	0.06	CV
2	23165.92	1.70	1534.75	3.06	0.08	CV
3	19846.57	1.90	1411.86	3.06	0.08	CV
4	16527.22	2.10	1275.68	3.06	0.08	CV
5	13207.87	2.00	1121.28	3.06	0.07	CV
6	9888.51	1.90	946.65	3.06	0.06	CV
7	6569.16	1.80	734.62	3.06	0.05	CV
8	3263.94	1.70	427.81	3.06	0.04	CV

V.15. Conclusion :

D'après des résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et on a une structure parasismique.

On peut donc passer à l'étape du ferrailage.

CHAPITRE VI

Ferraillage des éléments résistants

VI.1. Ferrailage des poteaux :**VI.1.1. Introduction :**

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts arrivant des poutres vers les fondations, et sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

La détermination des armatures longitudinales tiendra compte des cas suivants :

Cas 1 : $N_{\max}; M_{\text{cor}}$

Cas 2 : $M_{\max}; N_{\text{cor}}$

VI.1.2. Combinaisons d'actions :

✚ Selon BAEL 91 :

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

✚ Selon RPA 99V2003 (Situation accidentelle) :

$0.8G \pm E$

$G + Q + E$

VI.1.3. Etat limite ultime de stabilité de forme :

Les sections des poteaux soumises à la flexion composée doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme, on adopte une excentricité total « e » tel que :

$$e = e_1 + e_2$$

$$e_1 = \frac{M}{N} + e_a$$

$$e_2 = \frac{3L_f^2(2 + \alpha\varphi)}{10^4 h}$$

$$e_a = \text{Max} \left(2\text{cm} ; \frac{L}{250} \right)$$

e_1 : Excentricité du 1^{er} ordre, due à la résultante des contraintes normales y compris l'excentricité additionnelle.

e_a : Excentricité accidentelle traduisant les imperfections initiales.

e_2 : Excentricité due aux efforts du second ordre, lié à la déformation de la structure.

L_f : Longueur de flambement.

L : Longueur libre du poteau.

h : hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

φ : Rapport de la déformation finale due au fluage a la déformation instantanée du béton sous la charge considérée « $\varphi = 2$ ».

α : Rapport de moment des charges permanentes sur le moment total.

VI.1.4. Recommandations des règlements :

✚ Selon RPA99V2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimum est de 0.8% (zone IIa).
- Le pourcentage maximum est de 3% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement. Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40\varnothing$ (zone IIa).
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm (zone IIa).

✚ Selon CBA93 :

$$A_{\min} = \text{Min} \begin{cases} 4 \text{ cm}^2 \text{ pour } 1\text{m de longueur} \\ 0.1\% \leq \frac{A}{b \cdot h} \leq 5\% \end{cases}$$

✚ Condition de non fragilité :

$$A_{\text{cnf}} \geq \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

V.1.5. Étude des poteaux de RDC (55×55) cm² :

Tableau VI.38 : Sollicitation des poteaux.

	Combinations	N (KN)	M (KN.m)
1 ^{er} Cas	ELU	2930.73	157.49
2 ^{ème} Cas	ACC	2181.16	161.50

✚ Les armatures longitudinales :

➤ 1^{er} Cas : (Combinaison fondamentale ELU)

$$N_{\max} = 2930.73 \text{ KN. } M_{\text{cor}} = 157.49 \text{ KNm.}$$

✓ Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{157.49}{2930.73} = 5.37 \text{ cm.}$$

$$\frac{a}{12} = \frac{55}{12} = 4.58 \text{ cm.}$$

$$e = 5.37 \text{ cm} > \frac{a}{12} = 4.58 \text{ cm.}$$

→ La section va être calculée à la flexion composée.

✓ **ELU :**

$$\mu = \frac{M_{ub}}{bd^2f_{bu}} = \frac{N_u e}{bd^2f_{bu}} = \frac{2930.73 \times 10^3 \times 5.37 \times 10}{550 \times 500^2 \times 14.17} = 0.074$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.106$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.958$$

$$A_{su1}^* = \frac{M_{ub}}{\beta d f_{su}} = \frac{N_u e}{\beta d f_{su}} = \frac{2930.73 \times 10^3 \times 5.37 \times 10}{0.958 \times 500 \times 348 \times 100} = 9.44 \text{ cm}^2.$$

$$\checkmark \rightarrow A_{su1} = A_{su1}^* - \frac{N_u}{f_{su}} = 9.44 - \frac{2930.73 \times 10^3}{348 \times 100} = -74.78 \text{ cm}^2.$$

ELS :

Flexion composée → $A_{su1} \leq 0 \text{ cm}^2$, Donc le calcul à l'ELS n'est pas nécessaire.

➤ **2^{ème} Cas :** (Combinaison accidentelle ACC)

$$N_{\max} = 2181.16 \text{ KN.} \quad M_{\text{cor}} = 161.50 \text{ KNm.}$$

✓ Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{161.50}{2181.16} = 7.40 \text{ cm.}$$

$$\frac{a}{12} = \frac{55}{12} = 4.58 \text{ cm.}$$

$$e = 7.40 \text{ cm} > \frac{a}{12} = 4.58 \text{ cm.}$$

→ La section va être calculée à la flexion composée.

✓ **ELU :**

$$\mu = \frac{M_{ub}}{bd^2f_{bu}} = \frac{N_u e}{bd^2f_{bu}} = \frac{2181.16 \times 10^3 \times 7.40 \times 10}{550 \times 500^2 \times 14.17} = 0.083$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.108$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.957$$

$$A_{su1}^* = \frac{M_{ub}}{\beta d f_{su}} = \frac{N_u e}{\beta d f_{su}} = \frac{2181.16 \times 10^3 \times 7.40 \times 10}{0.957 \times 500 \times 348 \times 100} = 9.69 \text{ cm}^2.$$

$$\rightarrow A_{su1} = A_{su1}^* - \frac{N_u}{f_{su}} = 9.69 - \frac{2178.43 \times 10^3}{348 \times 100} = -52.91 \text{ cm}^2.$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{cnf} \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 3.32 \text{ cm}^2.$$

➤ **Selon le BAEL91 :**

$$A_{smin} = \max (4u; 0.2\%B) = 8.8 \text{ cm}^2.$$

$$A_{smax} \leq 5\%B = 151.25 \text{ cm}^2.$$

➤ **Selon le RPA99V2003 :**

$$A_{smin} = 0.8\%B = 24.2 \text{ cm}^2.$$

$$A_{smax} = 3\%B = 90.75 \text{ cm}^2. \text{ (En zone courante)}$$

$$A_{smax} = 6\%B = 181.5 \text{ cm}^2. \text{ (En zone de recouvrement)}$$

➤ **Ferrailage adopte :**

$$A_s = \max (A_{su1} ; A_{su2} ; \max A_{smin}) = 24.2 \text{ cm}^2.$$

On adopte :

$$A_s = 4HA20 + 8HA16 = 28.64 \text{ cm}^2.$$

✚ **Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant :**

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section il est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à limite ultime, elle est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d}$$

➤ Selon CBA93, La contrainte admissible de cisaillement est égale à :

Si la fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right) \rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = 2.20 \text{ MPa} & \text{(situation durable)} \\ \bar{\tau}_u = 2.86 \text{ MPa} & \text{(situation accidentelle)} \end{cases}$$

Le calcul et la vérification est résumés dans le tableau suivants :

Tableau V.39 : Vérification des contraintes de cisaillements des poteaux.

Situation	T _{max} (KN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérification
Durable	161.02	0.59	2.20	CV
Accidentelle	127.41	0.46	2.86	CV

✚ **Armatures transversales :**

D'après le RPA99V2003, Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$A_t = \frac{\rho_a t T_u}{h_1 f_e}$$

T_u : l'effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

t : espacement des armatures transversales.

Dans la zone nodale :

$$t \leq 10\text{cm.}$$

Dans la zone courante :

$$t \leq \text{Min} \left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\varphi \right)$$

φ : Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

ρ_a : Coefficient correcteur en fonction de l'élément, il est donné comme suit :

$$\rho_a = \begin{cases} 2.50 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$A_t = \frac{\rho_a t T_u}{h_1 f_e}$$

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_t \geq 0.3\% t b_1 = 1.05 \text{ cm}^2.$$

Tableau V.40: Choix des armatures et leur espacement des poteaux.

Zone	T_{\max} (KN)	ρ_a	t (cm)	A_t calcul (cm ²)	A_t choisie (cm ²)
ZN	161.02	2.50	10	1.65	4 φ 10 = 3.14
ZC			15	2.48	4 φ 10 = 3.14

Longueur de recouvrement : (RPA99V2003)

$$L_r = 50\varphi_L = 100 \text{ cm.}$$

Détermination de la zone nodale :

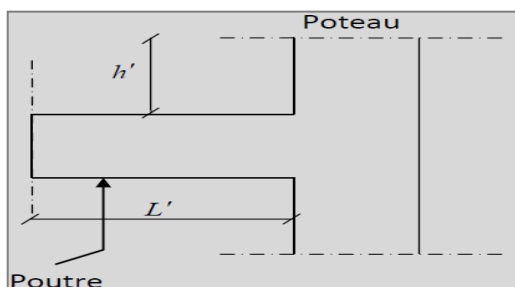


Figure V.18 : Schéma de la zone nodale.

$$L' = 2h_{\text{poutre}}$$

$$h' = \max(h_e/6; b_1; h_1; 60 \text{ cm})$$

$$L' = 2 \times 50 = 100 \text{ cm.}$$

$$h' = 60 \text{ cm.}$$

V.1.8. Ferrailage des poteaux :

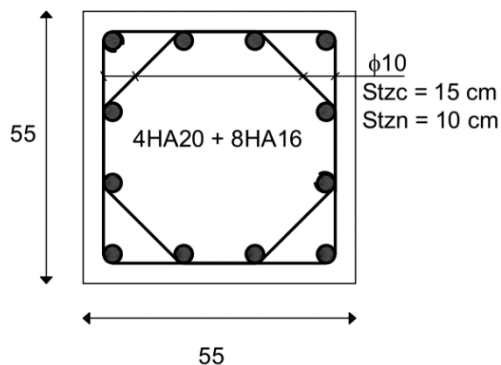


Figure V.19: Schéma de ferrailage de poteau

V.2. Ferrailage des poutres :

V.2.1. Introduction :

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux poteaux, et sont soumis à un effort tranchant « T » et à un moment de flexion « M » leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donné qu'elles subissent des efforts.

V.2.2. Combinaisons d'actions :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

✚ Selon BAEL 91 :

ELU : 1.35G + 1.5Q

ELS : G + Q

✚ Selon RPA 99V2003 (Situation accidentelle) :

G + Q + E

0.8G ± E

Tableau V.41 : Sollicitation moment de flexion des poutres.

	PP		PS	
	M Appui (KN.m)	M Travée (KN.m)	M Appui (KN.m)	M Travée (KN.m)
ELU	121.25	157.49	107.25	129.89

ACC	161.50	148.93	141.40	146.17
ELS	98.36	114.02	88.56	102.02

V.2.3. Recommandations des règlements : (RPA99V2003)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ (zone III).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

V.2.4. Calcul des armatures longitudinal à l'ELU :

Tableau V.42: Résultats de ferrailage.

Éléments	Section	Position	M _u	A _{cal}	ARPA	A _s adopté	Choix des barres
	(cm ²)		(KN.m)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	
PP	30*45	Appui	121.25	8.43	7.5	9.18	6HA14
		Travée	157.49	11.86		12.06	6HA16
PS	30*40	Appui	107.25	9.28	6.75	10.05	5HA16
		Travée	129.89	11.59		12.06	6HA16

V.2.5. Vérification des contraintes à l'ELS :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à limite de service. La sollicitation la plus défavorable (M_{ser}) selon les règles BAEL.

✚ La contrainte du béton est limitée par :

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

✚ La fissuration est considérée :

On considère que la fissuration est peu préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa.}$$

Tableau V.43: Vérification des contraintes de l'acier et de béton.

Éléments	Position	M _{ser}	A _s adopté	σ_b	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	σ_s	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
----------	----------	------------------	-----------------------	------------	--------------------------------	------------	--------------------------------

		(KN.m)	(cm ²)	(MPa)		(MPa)	
PP	Appui	98.36	9.18	3.37	C.V	291.09	C.V
	Travée	114.02	12.06	3.02	C.V	260.58	C.V
PS	Appui	88.56	10.05	3.69	C.V	275.09	C.V
	Travée	102.02	12.06	3.35	C.V	266.98	C.V

V.2.6. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section il est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à limite ultime, elle est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d}$$

Si la fissuration est peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right) \rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} & \text{(situation durable)} \\ \bar{\tau}_u = 4.35 \text{ MPa} & \text{(situation accidentelle)} \end{cases}$$

Tableau V.44: Vérification des contraintes de cisaillements des poutres.

Éléments	V _u	τ _u	τ̄ _u	τ _u ≤ τ̄ _u
	(KN)	(MPa)	(MPa)	
PP	127.41	0.94	4.35	C.V
PS	118.46	0.99	4.35	C.V

V.2.7. Calcul des armatures transversal :

L'acier choisi de type rond lisse de nuance FeE235. L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

✚ D'après RPA99V2003 (7.5.2.2) :

$$\begin{cases} A_t \geq 0.003S_t b \\ S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_l \right) & \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} & \text{Zone courante} \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leur espacement (S_t) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.45: Sections d'armatures transversales des poutres.

Éléments	τ _u	RPA99V2003			S _t et A _t adopté		
		S _t (ZN)	S _t (ZC)	A _t	S _t (ZN)	S _t (ZC)	A _t

	(MPa)	(cm)	(cm)	(cm ²)	(cm)	(cm)	(cm ²)
PP	0.94	11.25	22.5	1.35	10	15	4φ8=2.01
PS	0.99	10	20	1.35	10	15	4φ8=2.01

V.2.8. Vérification de la flèche : CBA93 (B6.5.1)

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_T}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec : $M_t = K \times M_0$

Où K : est un coefficient réducteur entre 0.75 et 0.85, On prend $K = 0.80$.

Tableau V.46: Vérification de la flèche des poutres.

Éléments	section	L (m)	h/L	1/16	M _t /10M ₀	A/(b ₀ d)	4.2/f _e	Vérification
PP	30×45	5.85	0.086	0.06	0.08	0.008	0.01	CV
PS	30×40	5.85	0.082	0.06	0.08	0.007	0.01	CV

V.2.9. Les schémas de ferrailage :

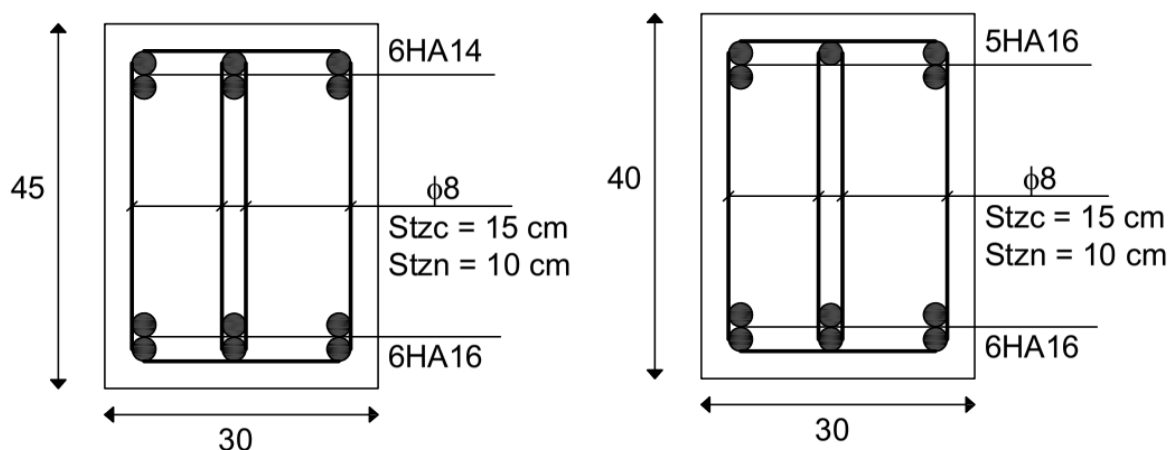


Figure V.20: Schéma de ferrailage de poutre principale et poutre secondar.

V.3. Ferrailage des voiles :

V.3.1. Introduction :

Les voiles sont des éléments de contreventement soumis à des chargements verticaux (charges permanentes et charges d'exploitations), et à des forces horizontales dues au séisme. Les charges verticales provoqueraient des efforts normaux et des moments si ces efforts normaux sont excentrés, par contre les efforts horizontaux provoqueraient des efforts normaux, tranchants et des moments fléchissant, donc chaque voile sera ferrillé en flexion composée et nécessiterait la disposition du ferrailage suivante :

- Dans le plan vertical : des aciers verticaux.
- Dans le plan horizontal : des aciers horizontaux.
- Des aciers transversaux.

V.3.2. Combinaison :

Selon RPA99V2003 les combinaisons à considérer dans notre cas est les suivants :

$G + Q + E$

$0.8G \pm E$

Prescriptions imposées par RPA99V2003 :

✓ Ferrailage vertical :

Le ferrailage vertical sera disposé de tel sort qu'il prendra les contraintes de flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le RPA99V2003 décrites ci-dessous :

- L'effort de traction engendré dans une partie de voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
 - Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
 - A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la largeur de voile, cet espacement doit être au plus égale à 15cm (le ferrailage vertical doit être disposé symétriquement en raison de chargement en terme de moment).
 - Le pourcentage minimum d'armatures longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile égale à : 0,15%
 - En zone courante égale à : 0,10%
- ##### ✓ Ferrailage horizontal:

Les armatures horizontales sont des cadres disposés selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à 45° engendré par l'effort tranchant, ces barres doivent être munies de crochet 135° ayant une largeur de 10ϕ .

✚ Principe de calcul :

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement RPA99V2003.

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} V$$

Avec :

N : Effort normal appliqué.

A : Section du voile.

M : Moment fléchissant appliqué.

I : Moment d'inertie.

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

On distingue 3 cas :

1^{er} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA99V2003.

$$A_{\min} = 0.15\% \times e \times L$$

2^{eme} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée ".

On calcul le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales

$$A_V = \frac{F_t}{f_e}$$

On compare A_V par la section minimale exigée par le RPA99V2003.

- Si : $A_V < A_{\min} = 0.15\% \times e \times L$, on ferraille avec la section minimale.
- Si : $A_V > A_{\min}$, on ferraille avec A_V .

3^{eme} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcul le volume des contraintes pour la zone tendue.

V.3.3. Étude des voiles :

L'élément plus sollicitée (Voile de RDC) :

$$A = 0.20 \text{ m}^2.$$

$$I = 0.017 \text{ m}^4.$$

$$V = 0.5 \text{ m}.$$

$$M_u = 157.49 \text{ KN.m}.$$

$$N_u = 2930.73 \text{ KN}.$$

✚ **Détermination des contraintes :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M}{I}V = \frac{2930.73 \times 10^{-3}}{0.20} + \frac{157.49 \times 10^{-3}}{0.017} \times 0.5 = 19.29 \text{ MPa} > 0$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M}{I}V = \frac{2930.73 \times 10^{-3}}{0.20} - \frac{157.49 \times 10^{-3}}{0.017} \times 0.5 = 14.56 \text{ MPa} > 0$$

On a $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA99V2003.

✚ **Calcul des armatures verticales : (RPA99V2003)**

$$A_{V\min} = 0.15\% \times e \times L = 0.15 \div 100 \times 20 \times 323 = 9.69 \text{ cm}^2.$$

Le choix de la section des armatures verticales : $A_{SV} = 5\text{HA}16/\text{ml} = 10.05 \text{ cm}^2$.

✚ **L'espaceur :**

➤ **Selon le BAEL91 :**

$$S_t \leq \min(2 \times e; 33 \text{ cm}) = \min(40 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}.$$

➤ **Selon le RPA99V2003 :**

$$S_t \leq \min(1.5 \times e; 30 \text{ cm}) = \min(30 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}.$$

On adopte un espaceur :

✓ **En zone courante :** $S_t = 20 \text{ cm}$.

✓ **En zone d'about :** $S_t/2 = 10 \text{ cm}$.

✚ **Calcul des armatures horizontales : (RPA99V2003)**

Le pourcentage minimum des armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

$$A_{H\min} = 0.20\% \times e \times L = 0.20 \div 100 \times 20 \times 100 = 4.00 \text{ cm}^2.$$

Le choix de la section des d'armatures horizontales : $A_{SH} = 5\text{HA}10/\text{ml} = 4.01 \text{ cm}^2$.

✚ **Calcul des armatures transversales :**

D'après le RPA99V2003 (7.7.4.3), dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4épingles/m² au moins.

Donc on prend : $A_T = 4\phi 8$ par m^2 .

V.3.4. Schéma de ferrailage :

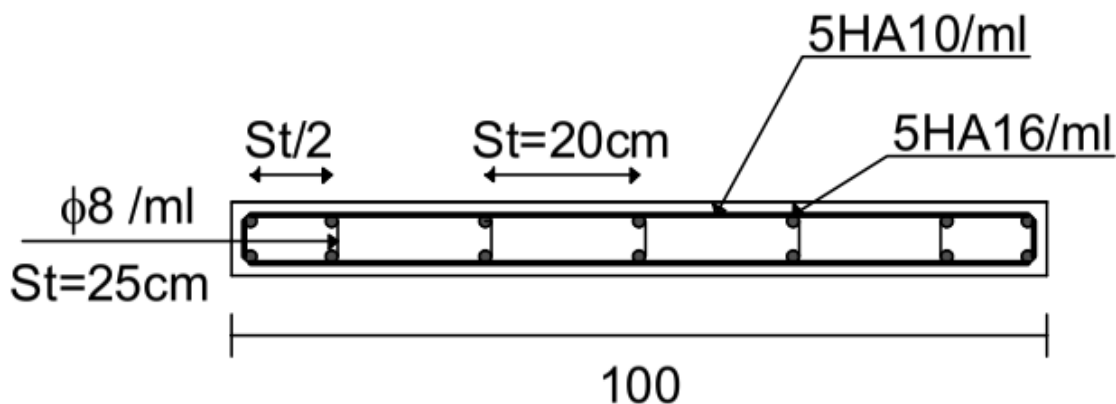


Figure V.21: Schéma de ferrailage des voiles.

V.4. Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle très important dans la résistance et la transmission des charges.

Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés, dans la détermination des ferrailages des différents éléments principaux, il a été tenu compte des ferrailages obtenus par le logiciel de calcul (Robot Structural Analysis Professional) ainsi que le ferrailage minimal édicté par les règles parasismiques Algériennes.

Les sections minimales exigées par le RPA99 Version 2003 sont souvent important pour favorisent la sécurité et l'économie.

CHAPITRE VII
Etude de l'infrastructure

VII.1. Etudes des fondations.

VII .1.1 : Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VII.1.2 Différents types de fondations :

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers).
- Semi profondes (les puits).
- Profondes (les pieux).
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...).

VII .1.3. Le choix de type de fondation :

Le choix de type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VII.1.4. Combinaison d'action :

- ELS (G + Q) pour le dimensionnement.
- ELU (1.35G + 1.5Q) pour le ferrailage.
- Accidentelle (0.8G ± E ; G+Q±E) pour la vérification.

VII.1.5. Présentation de rapport de sol :

Le bâtiment est à usage d'habitation implanté dans la Zone IIa les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet sont :

- Contrainte admissible : $\overline{\sigma}_{sol} = 1.8 \text{ bar}$ pour l'ensemble du site.
- Type de sol : classé dans la catégorie S3 selon le RPA 2003 (meuble).
- Ancrage des fondations : d = 1.5 m.

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit un radier général soit des semelles filantes.

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment.

$$\frac{S_s}{S_b} < 50\%$$

VII.1.6. Vérification du chevauchement (S_s / S_b) :

$S_s / S_b < 50 \%$ c'est-à-dire : il-y a des semelles isolées sous poteaux et filantes sous voile.

$S_s / S_b > 50 \%$ c'est-à-dire : il-y a radier général comme type de fondation.

S_b : la surface totale du bâtiment.

S_s : La surface totale de la semelle

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

N_{ser} : La somme des réactions des poteaux et voiles à l'E.L.S.

$$\sigma_{sol} = 1.80 \text{ bar} = 180 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{ser} = 34536.94 \text{ KN}$$

$$S_s \geq \frac{34536.94}{180} = 191.87 \text{ m}^2$$

Surface total du bâtiment : $S_b = 366.48 \text{ m}^2$

➤ **Vérification :**

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{191.87}{366.48} = 0.52 = 52\% > 50\%$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles.

Pour cela on a opté pour un **radier général** comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la Structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

VII.2. Etude du radier :

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations du bâtiment, il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

VII.2.1. Pré dimensionnement du radier :

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

a) **Condition forfaitaire :**

- **La dalle** : $h \geq \frac{L_{max}}{20}$

Avec :

$L_{max} = 5.85$ m (La longueur maximale entre axes des poteaux)

Donc : $h > 29.25$ cm

- **La nervure** : $h \geq \frac{L_{max}}{10}$

Donc : $h > 58.5$ cm.

b) Condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25$ cm)

c) Condition de la rigidité :

$$L_{max} \geq \frac{\pi L_e}{2}$$

E : Module d'élasticité du béton $E = 3216420$ t/m

K : coefficient de raideur du sol, pour les sols moyenne résistance il est pris égal à ($K = 4100$ t/m³).

b : largeur du radier (bande de 1m).

$$\text{donc : } h \geq \sqrt[3]{\frac{48K \times L_{max}^4}{E \times \pi^4}}$$

$L_{max} = 5.20$ m , $E = 3216420$ t/m² , $K = 4100$ t/m³

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48K \times L_{max}^4}{E \times \pi^4}} \Rightarrow h \geq 0.90 \text{ m}$$

- **Conclusion :**

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$$h_r = \max(90 \text{ cm}, 29.25 \text{ cm}, 58.5 \text{ cm})$$

- On prend : $h_r = 90$ cm.

Remarque :

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$h = 90$ cm la poutre

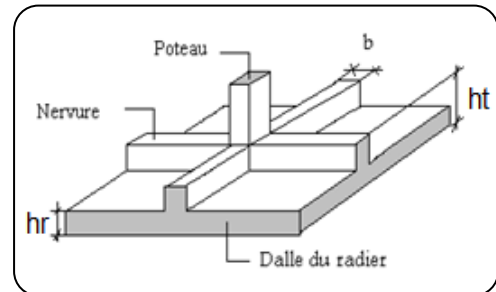
$h = 50$ cm Dalle

$b = 40$ cm Largeur de la poutre

VII.2.1.2. Détermination des efforts :

ELU : $N_u = 47454.71$ KN

ELS : $N_s = 34536.94$ KN



VII.3.1.3. Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$- \text{ELU} : S_{radier} \geq \frac{N_u}{\sigma_{sol}} = \frac{47454.71}{180} = 371.31 \text{ m}^2$$

$$- \text{ELS} : S_{radier} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{34536.94}{180} = 191.87 \text{ m}^2$$

$$S_{bâtiment} = 366.48 \text{ m}^2 < \max(S1; S2) = 371.31 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est inférieure à la surface de radier, On ajoute un débordement (D).

L'emprise totale avec un débordement (D) sera :

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

S' : La surface final du radier.

S : Surface totale du bâtiment.

D : Débordement.

L_y : Longueur en plan (24.80 m)

L_x : Largeur en plan (17.60 m)

➤ Calcul de débordement D :

$$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30 \text{ cm}).$$

$$\text{Où : } h_n = 90 \text{ cm} \Rightarrow D \geq \text{Max} (45; 30 \text{ cm}).$$

On prend :

D = 0.5 m ; alors l'emprise totale avec D est :

$$S' = 366.44 + 0.5 \times 2(27.80 + 17.60) = 408.88 \text{ m}^2$$

VII.4. Les vérifications nécessaires :**VII.4.1. Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (art.A.5.1)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} \text{ Avec : } b = 100 \text{ cm} ; d = 0,9 h = 81 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} \Rightarrow T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{s} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{47454.71 \times 1}{408.88} \times \frac{5.85}{2} = 339.48 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{339.48 \times 10^3}{1000 \times 810} = 0.42 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VII.5. Ferrailage du radier :

- Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.
- Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de

BAEL91 annexe E3 pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du coefficient de

POISSON et du rapport : $\rho = \frac{I_x}{I_y}$

VII.5.1. Méthodes de calcul :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

μ_x, μ_y : sont des coefficients en fonction de $\rho = I_x / I_y$ et ν (prend **0.2** à l'ELS, **0** à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :

Localisation	Le panneau de rive	Le panneau intermédiaire
Sur travée	$M_{tx} = 0.85 M_x$	$M_{tx} = 0.75 M_x$
	$M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{ty} = 0.75 M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x$

Tableau VII.47: Résumé des méthodes de calcul

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

VII.5.2. Evaluation des charges :

➤ **Poids du radier :**

✓ **ELU :**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{radier}} \times 1ml = \frac{47454.71}{408.88} = 116.06 \text{ KN/ml}$$

✓ **ELS:**

$$q_s = \frac{N_s}{S_{radier}} \times 1ml = \frac{34536.94}{408.88} = 84.46 \text{ KN/ml}$$

Le plus grand panneau est le panneau de rive (5.85×5.80) m².

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.80}{5.85} = 0.99 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

- **l'ELU** : $\nu = 0$; $q_u = 113.37 \text{ KN/ml}$ $\mu_x = 0.0376$ $\mu_y = 0.9771$
- **l'ELS** : $\nu = 0.2$; $q_{ser} = 88.17 \text{ KN/ml}$ $\mu_x = 0.0449$ $\mu_y = 0.9847$

VII.5.3. Calcul des moments fléchissant :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

	Sens X-X				Sens Y-Y			
	μ_x	M_x KN.m	M_{tx} KN.m	M_{ax} KN.m	μ_y	M_y KN.m	M_{ty} KN.m	M_{ay} KN.m
ELU	0.0376	145.88	109.41	43.76	0.9771	142.53	106.90	42.76
ELS	0.0449	135.48	101.61	40.64	0.9847	133.41	100.06	40.02

Tableau VII.48: Résultats des moments sur appui et en travée (ELU, ELS).

VII.5.4. Calculs des armatures de la dalle du radier :

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} \quad A_{s\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

ELU: $\sigma_b = 14.2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

ELS: $\sigma_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$BAEL91 (art.4.5.2) FeE400 $\Rightarrow \eta = 1.6$

$$\sigma_s = \min \left\{ (2/3) f_e \ ; \ 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\}$$

$$\sigma_s = \min \left\{ 0.666 \times 400 \ ; \ 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \Rightarrow \sigma_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad \phi \geq \frac{h}{10} = \frac{50}{10} = 5 \text{ cm}$$

$$dx = h - c - \frac{\phi}{2} = 50 - 5 - \frac{5}{2} = 42.5 \text{ cm} \quad dy = dx - \frac{\phi_x + \phi_y}{2} = 37.5 \text{ cm}$$

- Condition de non fragilité : BAEL91 (art.A.4.2)

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

- Pourcentage minimal d'après le BAEL91 (Art B.6.4) :

$$A^1_{\min} = 0.1\% (b \times h)$$

Localisation	ELU				ELS			
	sens (x-x)		sens (y-y)		sens (x-x)		sens (y-y)	
	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
M (KN.m)	109.41	43.76	106.90	42.76	101.61	40.64	100.06	40.02
As (cm ² /mℓ)	3.94	1.56	3.92	1.54	3.87	1.51	3.86	1.50
A _{smin} (cm ² /mℓ)	3.91	3.91	3.91	3.91	3.91	3.91	3.91	3.91
A ¹ _{min} (cm ² /mℓ)	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6

Le choix					5HA14	5HA14	5HA14	5HA14
A_s adp (cm ² /mℓ)					7.65	7.65	7.65	7.65
Espacement (cm)					20	20	20	20

Tableau VII.49: Récapitulatif des résultats d'armature du radier (ELU et ELS).

VII.6. Étude du débord du radier :

VII.6.1. Armatures longitudinales :

Le débord du radier est assimilé à une console d'une longueur de 100cm. Le calcul du ferrailage se fait pour une bande de largeur égale à un mètre linière.

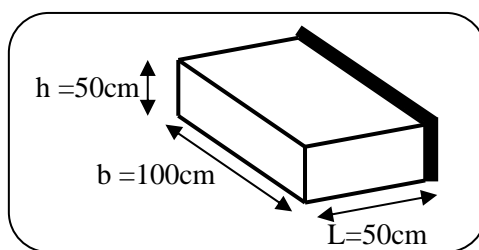


Figure VII.22 : Vue en 3D du débord.

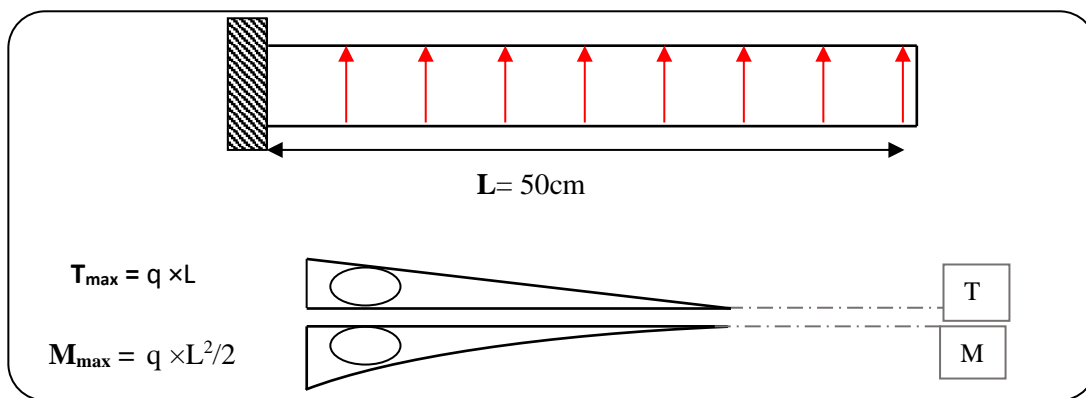


Figure VII.23: Schéma isostatique et sollicitations du débord.

b(cm)	h (cm)	d(cm)	L(cm)	q _u KN/m	q _s KN/m
100	50	45	50	310.96	216.3

$A_{BAEL} = 0.0025 \times b \times h = 12.50 \text{ cm}^2$

-Condition de non fragilité: $A_{smin} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$

	M(KN.m)	μ	α	β	A _s (cm ²)	A _{smin} (cm ²)	A _{BAEL} (cm ²)	A _{max} (cm ²)
ELU	38.87	0,014	0,017	0,993	2.50	5.43	12.50	12.50

ELS	27.03	0,009	0,011	0,996	2.99	5.43	12.50	12.50
-----	-------	-------	-------	-------	------	------	-------	-------

Tableau VII.50: Récapitulatif des résultats du ferrailage débord du radier.

Donc on choisit $A = 12.60 = 6HA16 / m\ell$ avec un espacement **15 cm**.

VII.6.2. Vérification au cisaillement :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28}$$

$$T_u = q_u \times L = 310.96 \times 0.5 = 155.48 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{155.48 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0.345 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.345 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \dots \text{C.V.}$$

Note : On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

VII.6.3. Armature de répartition : BAEL91 (art.A.8.2, 41)

$$A_r = \frac{A}{4} = 3.15 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit 6HA12 = 6.79 cm² avec un espacement **15 cm**.

VI.8. Présentation du ferrailage :

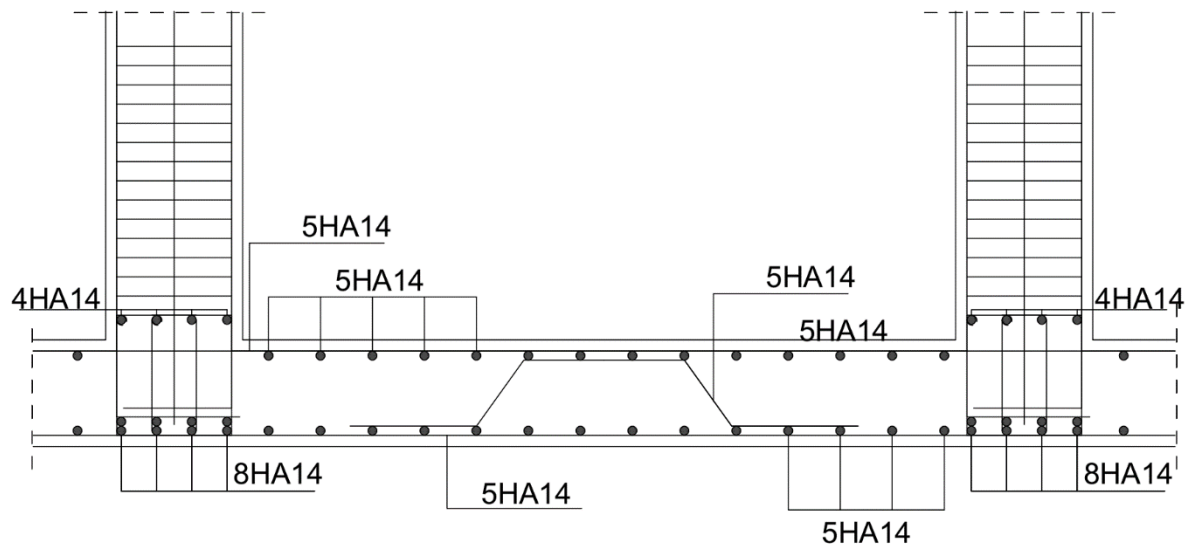


Figure VI.24: Schéma du ferrailage du radier.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

L'étude des structures constitue une étape majeure en amont du projet de construction. Pour cela nous avons effectué ce travail dont l'objectif principal est la mise en application des connaissances acquises durant notre cursus universitaire.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé comportant un RDC + 08 étages (R+8), doté d'un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques. Après une descente de charges et un prédimensionnement des éléments structuraux, une étude dynamique est effectuée pour déterminer les paramètres dynamiques de l'ouvrage et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations, respectivement, normales et accidentelles.

L'utilisation de l'outil informatique à savoir le logiciel « ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS » a été d'un grand apport dans la modélisation tridimensionnelle de la structure et l'automatisation de la méthodologie de calcul. A cet effet, nous avons procédé à la détermination des caractéristiques dynamiques de l'ouvrage ainsi que les efforts internes sollicitant chaque élément de la structure.

Les efforts engendrés dans les éléments de la structure sont ensuite utilisés pour le calcul des sections d'acier suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par la réglementation en vigueur dans le domaine du bâtiment à savoir les Règles Parasismiques

Algériennes "RPA99/Version 2003" et les Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé "CBA 93".

L'aboutissement de ce travail est un projet qui répond à la fois aux normes de stabilité (normes parasismiques) et de résistance dans le but de minimiser les dégâts tout en prenant en considération l'aspect économique afin d'éviter le coût exorbitant du projet.

Finalement, le travail présenté est une synthèse des connaissances acquises pendant notre parcours universitaire et le fruit de cinq années d'études pleines de persévérance et de bonne volonté.

BIBLIOGRAPHIE

Règlements :

- RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes.
- BAEL91 : Béton armé aux états limites.
- DTR B.C. 2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation.
- CBA93 : Règles de conception et calcul des constructions en béton armé

Logiciels et programmes :

- Logiciel d'analyse des structures ROBOT version 2020.
- Expert B.A : Vérification des armatures pour le ferrailage.
- AUTO CAD 2020. (Dessin).
- Word 2016 . (Traitement de texte).
- Excel 2016(Calculs et tableaux).

Résumé

Dans le but de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil, j'ai procédé à la réalisation de ce mémoire qui présente une étude détaillée d'UN bâtiment à usage d'habitation constitué de 9 niveaux, rez-de-chaussée + 8 étages, implanté dans la wilaya Bejaïa, région classée selon le RPA99/v2003 en zone III et à forte sismicité.

En utilisant les règlements de calcul et de vérification en béton armé le BAEL.91 & RPA99 et le CBA 9, cette étude a été entamée par la présentation générale du projet et des caractéristiques des matériaux, le pré dimensionnement des éléments de la structure et la descente des charges,

L'étude des éléments secondaires (escalier, balcon, acrotère et plancher), l'étude dynamique de la structure et les vérifications de stabilité vis-vis des effets sismiques afin de déterminer les

Différentes sollicitations dues aux charges (permanentes, d'exploitations et sismiques) pour ensuite procéder au calcul de ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles et fondation).

La modélisation de la structure est effectuée par le logiciel d'analyse et calcul

ROBOT 2020 qui nous a facilité la tâche pour obtenir le comportement de la structure ainsi que les sollicitations créées dans les différents éléments pour assurer la stabilité, la résistance et la durabilité de la construction.