

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de La Recherche Scientifique



Université A. MIRA – BEJAIA



Faculté de Technologie

Département de Génie civil

Mémoire de fin de cycle

En vue de l'obtention du diplôme de

Master

Filière : Génie civil

Option : Structures

Thème

Étude d'un bâtiment (R+9+entre sol) à usage d'habitation contreventé par un Système Mixte (Voiles-Portiques).

Devant les membres du jury composé de :

M^r BOUZEROURA Mansour

M^{me} HAMOUCHE Samia

M^r BOUKLOUDA Hafid

Présenté par :

KEBBOUCHE Elhadi

SEBBANE Saadia

Année universitaire : 2020-2021

Remerciements

On tient d'abord à remercier ALLAH le tout puissant, de m'avoir donné la patience et le courage pour réaliser ce modeste travail.

On a l'honneur et le grand plaisir d'exprimer ma profonde gratitude à mon promoteur *Monsieur BOUZROURA*, d'avoir accepté de nous encadrer, pour sa confiance, pour l'intérêt qu'il a porté à mon travail, pour ses conseils et ses orientations, sans oublier ses encouragements et surtout sa disponibilité qui nous a accompagnées tout au long de notre travail.

Nous adressons nos remerciements les plus vifs aux membres de jury d'avoir accepté d'examiner et évaluer ce travail.

Nos remerciements les plus vifs et sincères à toutes les personnes qui nous ont aidé de près ou de loin pour la réalisation de ce travail et pour leur amitié que nous n'oublierons jamais.

Dédicaces

Pour chaque évènement dans ma vie, je ne manquerai pas d'avoir une pensée à toutes les personnes qui m'ont donné le courage et l'enthousiasme.

Je dédie ce modeste travail :

À mes chers parents :

Aucun mot, aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, ma considération et l'amour éternel pour les sacrifices que vous avez déployés pour mon instruction et mon bien être dans les meilleures conditions. Je souhaitais seulement que Dieu vous garde et vous bénisse de bonne santé et de longue vie.

À mon cher frère : Younes et ma belle sœur Radia.

À mes chères sœurs : Karima, Saliha, Hakima, Soraya, Sonia et leurs époux.

A Wassim et Raouf

À mes neveux et nièces.

À ma binôme Cylia et toute sa famille surtout Djamel .

À toutes les personnes qui ont affecté ma vie par un geste ou une parole.

À toute personne qui m'a accordé aide ou conseil.

Dédicaces

Pour chaque évènement dans ma vie, je ne manquerai pas d'avoir une pensée à toutes les personnes qui m'ont donné le courage et l'enthousiasme.

Je dédie ce modeste travail :

À mes chers parents :

Aucun mot, aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, ma considération et l'amour éternel pour les sacrifices que vous avez déployés pour mon instruction et mon bien être dans les meilleures conditions. Je souhaitais seulement que Dieu vous garde et vous bénisse de bonne santé et de longue vie.

À la mémoire de ma grand-mère Louisa que Dieu l'accueille dans son vaste paradis.

À ma chère sœur : Wafaa.

À mon cher frère : Tahar.

À mes chers oncles : Bilal, Hocine, Dada Tibouche, Hamou Hamidouche, Lyes, Aissa, Djelloul, Mourad et leurs épouses.

À mes chères tantes : Nouara, Djegdjiga, Manina, Kahina, Saida, Zahia, Wahiba, Fadila, Nadia, Samia leurs époux.

À ma grand mère Zoubida.

A tous mes enseignants, précisément **M^R KADDOUR Abd El Aziz**.

À mes chers cousins et cousines : Moumouh, Kamel, Nesrine, Celia, Thiziri, Sarah, Lynda, Linda, Amazigh, Foufou, Souhila, Siham, Hania, Houda, Chaimaa, Hadjer, Kouka, Amira, Maram, Mehdi, Syfaxe, Sofia.

À mon binôme Elhadi et toute sa famille.

À tout mes amis (es) : Nadjat, Kenza, Djamila, Lynda, Tassadit, Byna, Lamia, Djohra Liza, Tima, Merieme, Kamel, Moumouh, Faycel, Halim, Walid, Omar, Yano

À toutes les personnes qui ont affecté ma vie par un geste ou une parole.

À toute personne qui m'a accordée aide ou conseil.

Saadia

Symboles et notations

A_{ser} : Section d'aciers calculée à l'ELS

A_t : Section d'un cour d'armatures transversales

A: Coefficient d'accélération de zone

B: Aire d'une section de béton

B_r : section réduite

B,b: La largeur (m)

C_γ : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

C_u : La cohésion du sol (KN/m²)

D: Facteur d'amplification dynamique moyen

ELS: Etat limite de service

ELU: Etat limite ultime

E: Module d'élasticité longitudinale E_i : Module d'élasticité instantanée E_s : Module d'élasticité de l'acier e_v : épaisseur du voile

F: force ou action générale

F_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa)

F_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa)

F_{ji} : La flèche correspondant à j F_{gi} : La flèche correspondant à g F_{pi} : La flèche correspondant à p F_{gv} : La flèche correspondant à g

ΔF_i : La flèche totale

\bar{F} : La flèche admissible

G: Action permanente

H: Hauteur d'une section , hauteur d'ancrage d'une fondation (m)

h_t : Hauteur totale du plancher

h_0 : Epaisseur de la dalle de compression

h_e : Hauteur libre d'étage

I: Moment d'inertie (m^4)

If_{ji}: Moment d'inertie correspondant à j If_{gi}: Moment d'inertie correspondant à g If_{pi}: Moment d'inertie correspondant à p If_{gv}: Moment d'inertie correspondant à v Q: Charge variable

q_u: Charge ultime

q_s: Charge de service M: Moment en général Ma: Moment sur appui Mu: Moment ultime

M_{ser}: Moment de calcul de service

M_t: Moment en travée M₀: Moment isostatique M_i: Moment à l'appui i

M_g et M_d: Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes

M_j: Moment correspondant à j M_g: Moment correspondant à g M_q: Moment correspondant à q N_s: Effort normal de service Nu: Effort normal ultime

N: Effort normal du aux charges verticales

R: Coefficient de comportement globale

S: Section, surface

S_r: Surface du radier (m^2)

S_t: Espacement des armatures

V: Effort tranchant

T₂: Période caractéristique

W: Poids propre de la structure

W_{Qi}: Charges d'exploitation

X, Y et Z: Coordonnées en général

b₀: Epaisseur brute de l'arme d'une section ,largeur de la nervure

d: Hauteur utile

e: Excentricité ,épaisseur

f: Flèche

f_{bu}: Contrainte de compression du béton : n à l'ELU

f_c: Limite d'élasticité

F_{cj}: Résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours exprimée en (MPa)

F_{ct} : Résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours exprimée en (MPa)

h_t : Hauteur totale du radier

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

σ_b : Contrainte de compression du béton σ_s : Contrainte de compression dans l'acier ν : Coefficient de poisson

σ_j : Contrainte correspondant à j σ_g : Contrainte correspondant à g σ_q : Contrainte correspondant à q γ_b : Coefficient de sécurité

γ_s : Coefficient de sécurité

φ : Angle de frottement interne du sol (en degrés)

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars)

q : Chargement KN/ml

τ_{adm} : Valeur de cisaillement limite donnée par le BAEL (MPa)

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa)

η : Facteur d'amortissement

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et la durée d'application de la charge d'exploitation

λ_i : Coefficient instantané

λ_v : Coefficient différé

Chapitre I : Généralités

I.1 Présentation de l'ouvrage.....	1
I.2 Caractéristique de la structure.....	1
I.2.1.Caractéristiques géométriques.....	1
I.2.3 Description structurale.....	1
I.2.2 Données de site.....	1
I.2.3Description structurale.....	2
I.3 Règlements et normes utilisés.....	2
I.4 Hypothèses fondamentales de calcul aux états limites.....	2
I.4.1 Les hypothèses de calcul à l'ELU	3
I.4.2 Les hypothèses de calcul à l'ELS.....	4
I.5 Actions et sollicitations.....	4
I.5.1 Les actions.....	4
I.5.1.1 Combinaisons d'actions à l'ELU.....	5
I.5.1.2 Combinaisons d'actions à l'ELS.....	5
I.5.1.3. Combinaisons de calcul.....	5
I.5.2 Les sollicitations.....	6
I.6 Caractéristique des matériaux.....	6
I.6.1 Le béton.....	6
I.6.1.1 Définition.....	6
I.6.1.2 Composition du béton.....	6
I.6.1.3.Résistance caractéristique du béton.....	6
I.6.1.4Module de déformation longitudinale du béton.....	8
I.6.1.5 Coefficient de poisson.....	9
I.6.1.6 Module d'élasticité transversale.....	9
I.6.1.7 Contrainte limite.....	9
I.6.2 L'acier.....	10
I.6.2.1.Définition.....	10
I.6.2.2Résistance caractéristique de l'acier.....	10
I.6.2.3Contrainte limite.....	10
I.7 Hypothèses de calcul	11

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1 Introduction.....	12
II.2 Pré dimensionnement des éléments.....	12
II.2.1 Plancher.....	12
II.2.1.1 Plancher à corps creux.....	12
II.2.1.2 Les poutrelles.....	13
II.2.1.3 Planchers en dalle pleine	15
II.2.2 Les Escaliers.....	16
II.2.2.1 Pré-dimensionnement des escaliers.....	17
II.2.3 L'acrotère.....	19
II.3 Eléments principaux	19
II.3.1 Les poutres.....	19
II.3.1.1 Poutres principales.....	19
II.3.1.2 Poutres secondaires.....	20
II.3.2. Les voiles.....	20
II.4 Evaluation des charges et des surcharges.....	21
II.4.1. Plancher	21
II.4.2 Les balcons.....	22
II.4.3 Murs extérieurs (doubles parois en briques creuses)	22
II.4.4 L'acrotère.....	22
II.4.5 Escaliers	23
II.5 Descente des charges.....	25
II.6 Conclusion.....	34

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1 Introduction.....	35
III.2 Étude des planchers	35
III.2.1 Définition.....	35
III.2.2 Étude des poutrelles	35
III.2.1 Les Différents types de poutrelles	36
III.2.2 Introduction	47
III.2.2.1 Calcul des sollicitations.....	47

III.3 Étude de l'escalier.....	53
--------------------------------	----

Chapitre IV : Étude Dynamique

IV.1 Introduction	67
IV.2 Étude de la structure au séisme.....	67
IV.3 Méthodes de calcul	67
IV.3.1 Méthode statique équivalente.....	68
IV.3.1.1 Calcul de la force sismique totale.....	68
IV.3.1.2 Estimation de la période fondamentale de la structure T.....	69
IV.4 Méthode dynamique modale spectrale.....	71
IV.4.1 Principe.....	71
IV.4.2 Analyse du comportement de structure la.....	71
IV.5 Vérification de la résultante des forces sismique	75
IV.5.1 Vérification vis à vis des déplacements.....	75
IV.5.2 Justification vis à vis de l'effet P- Δ	76
IV.5.3 Vérification de l'effort normal réduit.....	77

Chapitre V : Étude des éléments structuraux

V.1 Étude des poteaux.....	79
V.2 Recommandations du RPA99/2003.....	79
V.2.1 Les armatures longitudinales.....	79
V.2.2 Armatures transversales.....	81
V.3 Ferrailage des poteaux.....	82
V.3.1 Sollicitations de calcul.....	82
V.3.2 Calcul des armatures longitudinales.....	82
V.4 Disposition constructive des poteaux.....	85
V.5 Schémas de ferrailage des poteaux.....	86
V.6 Etude des poutres.....	87

V.6.1 Calcul du ferrailage.....	87
V.6.1.1 Armatures longitudinales	87
V.6.1.2 Vérification des armatures selon le RPA99.....	87
V.6.1.3 Armatures transversales	88
V.6.2 Vérification à l'ELU.....	88
V.6.2.1 Condition de non fragilité	88
V.6.2.2 Vérification des contraintes tangentielles	89
V.6.3 Vérification des zones nodales.....	91
V.6.3.1 Détermination du moment résistant dans les poteaux.....	91
V.6.3.2 Détermination du moment résistant dans les poutres.....	91
V.7 Etude des voiles.....	92
V.7.1 Introduction.....	92
V.7.2 Recommandation du RPA99/2003.....	92
V.7.2.1 Armatures verticales.....	92
V.7.2.2 Armatures horizontales.....	93
V.7.2.3 Armatures transversales	93
V.7.2.4 Règles communes aux armatures verticales et horizontales.....	93
V.7.3 Ferrailage.....	93
V.7.3.1 Voiles sens yy	94
V.7.3.2 Voiles sens xx	100

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1 Etude des fondations	103
VI.2.1 Vérification des semelles filantes	105
VI.2.2 Radier général.....	105
VI.2.3 Caractéristiques géométriques du radier.....	106
VI.2.4 Vérifications nécessaires	107

VI.3 Ferrailage du radier générale.....	109
VI.4 Etude des nervures	112
VI.4.1 Définition des charges qui revient sur les nervures.....	112
VI.5 Ferrailage.....	114
VI.5.1 Vérification nécessaire	115
VI.6 Le voile périphérique.....	116
VI.6.1 Dimensionnement des voiles périphériques.....	116
VI.6.2 Caractéristiques prise de tout venant.....	116
VI.6.3 Evaluation des charges et surcharges.....	117
VI.6.4 Ferrailage.....	117
conclusion	120
Conclusion générale	121

Liste des tableaux

Chapitre I : Généralités

Tableau I.1 Fe en fonction du type d'acier	08
--	----

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Tableau II.1 Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.....	21
Tableau II.2 Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant.....	22
Tableau II.3 Evaluation des charges dans les balcons.....	22
Tableau II.4 Evaluation des charges dans les murs extérieurs.....	23
Tableau II.5 Evaluation des charges dans l'acrotère.....	23
Tableau II.6 Evaluation des charges sur les volées.....	23
Tableau II.7 Evaluation des charges sur le palier.....	24
Tableau II.8. Résumé de la descente de charge pour poteau C-3	26
Tableau II.9 Résumé de la descente de charge pour poteau D-2	29
Tableau II.10 Vérification à la compression de tous les niveaux	33
Tableau II.11 Vérification au flambement du poteau C3 aux différents niveaux...	34

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III.1 Les types de poutrelles des étages courants	36
Tableau III.2 Les types de poutrelles des étages + Terrasse	36
Tableau III.4 Sollicitations maximales dans les différents étages.....	39
Tableau III.4 Sollicitations maximales dans la terrasse inaccessible	41
Tableau III.5 Ferrailage des poutrelles de plancher étage courant.....	41
Tableau III.6 Ferrailage des poutrelles (terrasse accessible).....	45

Tableau III.7 Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.....	45
Tableau III.8: Ferrailage de la dalle pleine D1.....	51
Tableau III.9 Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.....	52
Tableau III.10 Sollicitation et schémas représentatifs des escaliers.....	54
Tableau III.11 Sollicitation dans les escaliers	55
Tableau III.12 Ferrailage des escaliers	55
Tableau III.13 Vérification des contraintes.....	56
Tableau III.14 Ferrailage de la poutre palière.....	58
Tableau III.15 Section d'armature de la poutre palière.....	60
Tableau III.16 Ferrailage de la poutre de chaînage.....	62
Tableau III.17 Vérification de l'état limite de compression du béton.....	62
Tableau III.18 Tableau des combinaisons de l'acrotère.....	64

Chapitre IV : Etude Dynamique

Tableau IV.1. Valeur des pénalités.....	70
Tableau IV.2 Périodes de vibration et taux de participation massique.	74
Tableau IV.3 Interaction sous charge verticale.....	74
Tableau IV.4 Interactions sous charge horizontales.....	75
Tableau IV.5 Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.....	75
Tableau IV.6 Vérifications des déplacements relatifs.....	76
Tableau IV.7 Vérification de vis à vis de l'effet P- Δ	77
Tableau IV.9 Vérification de L'effort normale réduit des poteaux.....	77

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

Tableau V.1 Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	80
---	----

Tableau V.2 Les sollicitations dans les poteaux.....	82
Tableau V.3 Ferrailage des poteaux.....	83
Tableau V.4 Calcul des armatures transversales pour les poteaux	83
Tableau V.5 Vérification du flambement.....	84
Tableau V.6 Vérifications des contraintes dans le béton des poteaux.....	84
Tableau V.7 Vérifications aux sollicitations tangentes pour les poteaux.....	85
Tableau V.8 Armatures longitudinales dans les poutres.....	87
Tableau V.9 Vérification des contraintes tangentielles.....	89
Tableau V.10 Vérification de l'état limite de compression du béton.....	89
Tableau V.11 Moment résistant dans les poteaux.....	91
Tableau V.12 Vérification de la zone nodale.....	92
Tableau V.13 Sollicitations maximales du voile $V_{y1}=1,95m$	94
Tableau V.14 Sollicitations maximales du voile $V_{y2}=1,45m$	94
Tableau V.15 Sollicitations maximales du voile $V_{y3}=1,3m$	94
Tableau V.16 Ferrailage du voile $V_{y3}=1.3m$	98
Tableau V.17 Ferrailage du voile $V_{y2}=1.4m$	99
Tableau V.18 Ferrailage du voile $V_{y1}=1.95m$	99
Tableau V.19 Sollicitations maximales des voiles $V_{x1}=2,05 m$	100
Tableau V.20 Sollicitations maximales du voile $V_{x2}=1.45 m$	101
Tableau V.21 Sollicitations maximales du voile $V_{x3}=1 m$	101
Tableau V.22 Ferrailage des voiles V_{x1}, V_{x2} et V_{x3}	101

Chapitre VI Etude de l'infrastructure

Tableau VI.1. Section d'armature du radier	110
Tableau VI.2. Vérification des contraintes a l'ELS.....	110
Tableau VI.3. Sollicitation dans les nervures selon des deux sens....	114

Tableau VI.4. Ferrailage des nervures.....	114
Tableau VI.5. Vérification des contraintes a l'ELS.....	115
Tableau VI.7. Ferrailage du voile périphérique.....	118
Tableau VI.8. Vérification des contraintes dans le voile périphérique.....	119

Liste des figures

Chapitre I : Généralités

Figure I.1 Façade principale	01
Figure I.2 Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	07
Figure I.3 Diagramme des contraintes du béton.....	08
Figure I.4 Diagramme des contraintes limite du béton	09
Figure I.5 Diagramme contrainte déformation de l'acier	10

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Figure. II.1 Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	13
Figure. II.2 Coupe transversale d'une poutrelle.....	13
Figure .II.3 Schéma de la disposition des poutrelles.....	14
Figure. II.4 Dalles pleines sur 3 appuis.....	16
Figure II.5 escalier droit à 2 volées.....	16
Figure. II.6 Schéma d'escalier Des étages courants.....	17
Figure. II.7 Coupe de l'acrotère	19
Figure. II.8 Illustration d'un voile en élévation	21
Figure II.9 Surface afférente du poteau C3.....	24
Figure II.10 Surface afférente du poteau D2.....	28

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Figure.III.1 Schéma statique de la poutrelle T1.....	37
Figure.III.2 Diagramme des moments fléchissant	37
Figure.III.3 Diagramme du moment fléchissant poutrelle T1	38
Figure.III.4 Diagramme des efforts tranchants des poutrelles T1.....	39

Figure.III.5 schémas de ferrailages des poutrelles étage courant	46
Figure.III.6 schémas de ferrailages des poutrelles terrasse inaccessible	46
Figure.III.7 Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	46
Figure.III.8 Section de ferrailage de la dalle pleine	47
Figure III.9 ferrailage de la dalle pleine D1.....	53
Fig.III.10 Schéma de la volée et palier d'escalier EC.....	53
Figure.III.11 Schéma statique	54
Figure.III.12 Schéma de ferrailage de l'escalier	57
Figure.III.13 Schéma statique poutre palière	57
Figure.III.14 Schéma de ferrailage de la poutre palière	61
Figure.III.15 Schéma statique de la poutre de chaînage.....	61
Figure III 16 Schémas de ferrailage de la poutre de chaînage.....	63
Figure.III.17 Schéma de l'acrotère.....	63
Figure.III.18 Schéma statique de l'acrotère.....	64
Figure.III.19 Schémas de ferrailage de l'acrotère.....	66

Chapitre IV : Etude Dynamique

Figure. IV.1 Schéma de la disposition des voiles	71
Figure. IV.2 Vue en 3 D	72
Figure. IV.3 Mode de déformation (translation suivant y-y).(1 ^{er} mode).....	73
Figure. IV.4 Mode de déformation (translation suivant x-x) (2 ^{eme} mode)	73
Fig. IV.5 mode de déformation (torsion autour de z-z)(3 ^{eme} mode)	73

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

Figure V.1 zone nodale.....	80
Figure V.2 section du poteau.....	84
Figure V.3 Exemple de schéma de Ferrailage des poteaux 60×60.....	86

Figure V.4 Exemple de schéma de Ferrailage des poteaux 45×45	86
Figure V.5 Zone de recouvrement.....	86
Figure V.6 Schéma de ferrailage des poutres principales.....	90
Figure V.7 Schéma de ferrailage des poutres secondaire	90
Figure V.8 Les moments dans la zone nodale.....	91
Figure V.9 Schéma de ferrailage de V_{y1}	100

Chapitre VI Etude de l'infrastructure

Figure VI.1 Schéma d'une semelle isolée	104
Figure VI.2 Semelle filante.....	105
Figure VI.3 Panneau de dalle	106
Figure VI.4 Schéma de ferrailage du radier	111
Figure VI.5 Schéma des lignes de rupture du transfert des charges sur le radier.....	112
Figure VI.6 Schéma statique équivalent y-y	113
Figure VI.7 Schéma statique équivalent x-x	113
Figure VI.8 Schéma de ferrailage des nervures dans le sens y-y.....	115
Figure VI.9 Schéma de ferrailage des nervures dans le sens xx.....	116
Figure VI.10 Diagramme des contraintes à L'ELU.....	117
Figure VI.11 Diagramme des contraintes à l'ELS.....	118
Figure VI.12 Schéma de ferrailage du voile Périphérique.....	119

***Introduction
générale***

Introduction générale

La construction est le fait d'assembler différents éléments d'un édifice en utilisant des matériaux et des techniques appropriées. Elle a été parmi les plus grandes préoccupations de l'homme depuis toujours, à cause du développement et l'industrie, l'explosion démographique et les risques sismiques. Pour cela il faut respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure, et ici intervient le Génie Civil avec ses règlements pour assurer la sécurité qui précède l'économie.

En Algérie durant les derniers séismes vécus les experts du domaine sont menés à revoir et modifier le RPA en publiant le (RPA 99 version 2003) , dans lequel les règles de conception et de calcul sont spécifiés . Par ailleurs le RPA99/2003, les différents éléments constructifs de notre projet sont dimensionnés et calculés tout en respectant les différents règlements : BAEL 91/99 ; CBA et différents DTR.

L'ouvrage qui est l'objet de notre étude est un bâtiment en béton armé R+9 à usage d'habitation qui se situe à Tichy , classé en groupe d'usage 2 d'après le RPA99/2003 (règlement parasismique algérien) . D'après le classement des wilayas algériennes, notre projet est d'une zone de moyenne sismicité (II a).

Le travail réalisé est divisé en 6 chapitres comme suite :

- ❖ **Premier chapitre** : Présentation du projet et hypothèse de calcul.
- ❖ **Deuxième chapitre** : Contient le pré dimensionnement des éléments structuraux du bâtiment.
- ❖ **Troisième chapitre** : Réservé au calcul des éléments secondaires (plancher, escalier dalle pleine ect) .
- ❖ **Quatrième chapitre** : Présentation de l'étude dynamique en utilisant ETABS 2016 comme logiciel
- ❖ **Cinquième chapitre** : Étude des éléments structuraux en exploitant les résultats obtenus par ETABS 2016
- ❖ **Sixième chapitre** : Étude d'infra structure qui se base sur une étude géotechnique, suivi d'une conclusion générale

Chapitre I

Généralités

I.1 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment **R+9** avec un entre sol à usage d'habitation classé selon **RPA99/version 2003** en groupe d'usage **2** de moyenne importance (la structure ne dépasse pas **48 m** de hauteur).

L'ouvrage est situé à Tichy wilaya de Bejaia d'où la zone sismique est **IIa** (zone de moyenne sismicité) selon la classification de RPA 99

La structure est irrégulière en plan et en élévation car elle présente des décrochements aux niveaux des étages.

I.2 Caractéristique de la structure

I.2.1. Caractéristiques géométriques

Largeur en plan.....**17.25m.**

Longueur en plan.....**15.71m.**

Hauteur totale du bâtiment**33.84m.**

Hauteur du RDC.....**4.08m.**

Hauteur des étages : 1^{er} ; 2eme ; 3eme ;

8eme ; 9eme.....**3.06m.**

Hauteur des étages : 4^{ème} ;

5^{ème} ; 6eme ; 7eme**2.89m.**

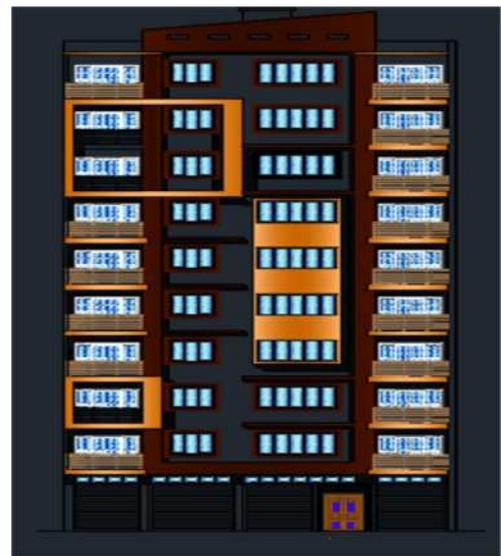


Figure I.1 : Façade principale

I.2.2 Données de site

D'après l'étude géotechnique (essai laboratoire, sondage carotté) qui a été effectuée par le bureau d'étude et leurs résultats obtenus on peut baser sur les recommandations suivantes :

Le site est classé dans la catégorie **S2** (site ferme) ;

La contrainte admissible du sol : $\sigma = 2.2 \text{ bars}$;

L'ancrage minimal des fondations : $D=3 \text{ m}$.

I.2.3 Description structurale

La structure étudiée comporte :

➤ **Plancher** : constitué de corps creux (hourdis) sur lequel on coule une petite dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission et la répartition des forces agissantes dans son plan aux éléments de résistance verticaux ;

➤ **Escaliers** : sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre ;

➤ **Maçonnerie** : Les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 15 et 10 cm séparées par une lame d'air de 5cm , Les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10cm ;

➤ **Acrotère** : c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est inaccessible ;

➤ **Balcon** : Les balcons sont réalisés en dalle pleine ;

➤ **Infra structure** : Elle assure les fonctions suivantes :

- ❖ transmission des charges verticales et horizontales au sol ;
- ❖ limitation des tassements différentiels.

I.3 Règlements et normes utilisés

Les règlements et normes utilisés sont :

- **RPA99 /version 2003** : règles parasismique algériennes ;
- **CBA93** : code du béton armé ;
- **DTR B.C.2.2** : documents techniques de référence (charges permanentes et d'exploitations) ;
- **BAEL91/version 99** : béton armé aux états limites ;
- **DTR BC2.33.2** : règles de calcul des fondations superficielles .

I.4 Hypothèses fondamentales de calcul aux états limites

On appelle un état limite, un état particulier au-delà du quel une structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue. Les ouvrages et les éléments d'ouvrages doivent être conçus et calculés de manière à pouvoir résister avec une sécurité appropriée à toutes les sollicitations prévues, et à présenter une durabilité satisfaisante durant toute la période d'exploitation. Un état limite est donc atteint lorsque une condition requise

d'une construction est strictement satisfaite, et cesserait de l'être au cas de modification dans le sens défavorable d'une des actions agissantes sur elle, on distingue :

➤ **Etats Limites de Service (ELS)** : Sont ceux qui mettent en cause le comportement de la construction en exploitation, on distingue deux cas: Ouverture des fissures et Déformation des éléments ;

➤ **Etats Limites Ultime (ELU)** : Sont ceux qui mettent en cause la sécurité de l'ouvrage. Ils ne désignent pas nécessairement l'effondrement, mais la plastification des matériaux et les grandes déformations résultantes sont souvent considérées comme une ruine ; On distingue :

- ❖ Equilibre statique ;
- ❖ Résistance d'un élément de la construction ;
- ❖ Stabilité de forme (flambement) ;
- ❖ La fatigue.

I.4.1 Les hypothèses de calcul à l'ELU

CBA93 (article A.4.3.2)

- Conservation des sections planes ;
- Pas de glissement relatif entre l'acier et le béton ;
- Le béton tendu est négligé dans les calculs ;
- L'aire des aciers n'est pas déduite de celle du béton ;
- L'aire des aciers est concentrée en son centre de gravité ;
- Le comportement de l'acier est défini par le diagramme contrainte-déformation de calcul ;
- Pour le comportement du béton, on adoptera le diagramme rectangulaire simplifié (Car la section n'est que partiellement comprimée) ;
- L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰ ;
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à 3.5‰ dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.

I.4.2 Les hypothèses de calcul à l'ELS

BAEL91 (article IV.1)

- Les sections planes restent planes après déformation ;
- Il n'y a pas de glissement à l'interface béton-armatures ;

- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux élastiques ;
- Le béton tendu est négligé ;
- L'aire des aciers n'est pas déduite de celle du béton ;
- L'aire des aciers est concentrée en son centre de gravité ;
- Le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton est égal à 15.

I.5. Actions et sollicitations

I.5.1 Les actions

On appelle actions, les forces et les couples de forces dues aux charges appliquées et aux déformations imposées à une construction, on distingue :

- **Les actions permanentes notées G** : dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie dans le même sens en tendant vers une limite, tel que :
 - Le poids propre de la structure ;
 - La poussée des terres et liquides ;
 - Les poids volumiques et surfaciques des différents matériaux.
- **Les actions variables, notées Q** : dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps tel que :
 - Les charges d'exploitations ;
 - Les charges climatiques (neige, vent) ;
 - Les charges dues à l'effet de température ;
 - Les charges appliquées en cours d'exécution ;
 - Les actions accidentelles, notées FA provenant de phénomènes rares, tels que les séismes et chocs.

Valeurs de calcul des actions: Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

I.5.1.1 Combinaisons d'actions à l'ELU

➤ **Situation durable ou transitoire:** On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + 1,5 Q_1 + \sum 1,3 \psi_{0i} Q_i$$

Avec : $\psi_{0i} = 0,77$ pour les bâtiments à usage courant (coefficient de pondération).

➤ Situation accidentelle

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + FA + \psi_{1i} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i \quad (i > 1).$$

- FA : Valeur nominale de l'action accidentelle.
- $\psi_{1i} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.
- $\psi_{2i} Q_i$: Valeur quasi-permanente d'une action variable.

$$\psi_{1i} = \begin{cases} 0,15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0,50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0,20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

I.5.1.2 Combinaisons d'actions à l'ELS

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} Q_i \quad \psi_{0i} = 0,6 \quad \text{pour l'effet de la température. Avec}$$

- G_{\max} : l'ensemble des actions permanentes défavorables.
- G_{\min} : l'ensemble des actions permanentes favorables.
- Q_1 : action variable de base.
- Q_i : action variable d'accompagnement.

I.5.1.3 Combinaisons de calcul

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations ainsi que les déformations sont :

$$\text{➤ Situations durables : } \begin{cases} \text{ELU: } 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{cases}$$

$$\text{➤ Situations accidentelles : } \begin{cases} G + Q + E \\ 0,8G + E \end{cases}$$

I.5.2 Les sollicitations

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

I.6 Caractéristique des matériaux

I.6.1. Le béton

I.6.1.1 Définition

Le béton est un mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravillon) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant), le mélange obtenu est une pâte qui durcit rapidement.

I.6.1.2 Composition du béton

Pour un mètre cube du béton courant selon le **CBA93** est composé de :

350Kg de ciment (CPA 325) ;

400L Sable ($0 < D_g < 15\text{mm}$) ;

800L $\left\{ \begin{array}{l} - \text{Gravillons (} 5 < D_g < 15\text{mm} ; \\ - \text{Gravier (} 15 < D_g < 25\text{mm) ;} \end{array} \right.$

175 L eaux de gâché.

Le béton obtenu aura une masse volumique apparente qui varie entre 2200 Kg/m^3 et 2500 Kg/m^3 .

I.6.1.3 Résistance caractéristique du béton

Résistance caractéristique en compression : Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge notée « f_{c28} »).

Cette résistance (f_{cj} en MPa) est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à rupture sur une éprouvette cylindrique normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur.

Le durcissement étant progressif, f_{cj} est en fonction de l'âge du béton. Aussi, la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est f_{cj} .

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

$$F_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28 \text{ j} ; \quad F_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ j}$$

➤ Pour des résistances $f_{c28} > 40 \text{ Mpa}$

$$F_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28 \text{ j} ; \quad F_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ j}$$

Pour 1m^3 de béton courant dosé à 350 kg de ciment portland artificiel (CPA325), la résistance moyenne f_{c28} est comprise entre 22 et 25 MPa. On prend $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.

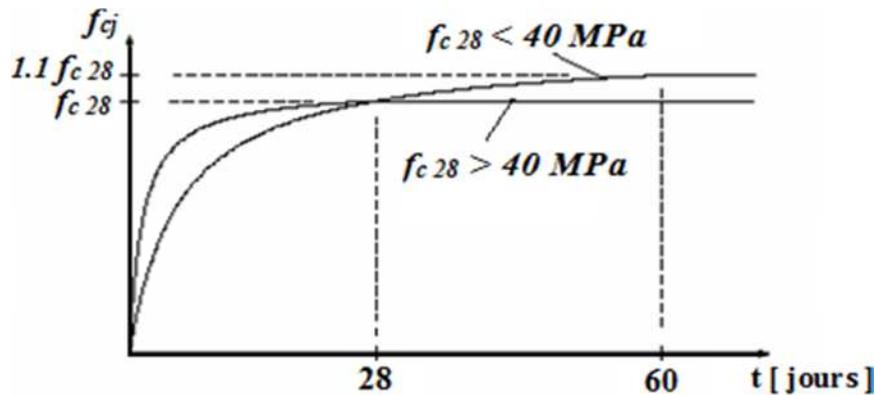


Figure I.2: Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

Résistance à la traction f_{ij} : La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien).

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

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} ; f_{ij} = 0,275 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.}$$

Pour $j=28$ jours et $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$: $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

I.6.1.4 Module de déformation longitudinale du béton

On distingue les module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures. Pour des Chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton. Celles-ci représentent approximativement deux fois les déformations instantanées, le module instantané est pris égal à trois fois le module différé

$$E_{ij} = 3E_{vj}.$$

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{Art A.2.1.2.1 CBA93}) .$$

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{Art A.2.1.2.2 CBA93}).$$

I.6.1.5 Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale. on prend $\nu=0$ pour un calcul de sollicitations à l'ELU et $\nu=0.2$ pour un calcul de déformations à l'ELS (Art A.2.1,3 BAEL91).

I.6.1.6 Module d'élasticité transversale

Il est donné par : $G = E / 2(1+\nu)$

Avec :

$$G = 0.4E \text{ pour le béton non fissuré (ELS).}$$

$$G = 0.5E \text{ pour le béton fissuré (ELU).}$$

I.6.1.7 Contrainte limite

1) Etat limite ultime

➤ Contrainte ultime de compression

Pour le calcul à l'ELU on adopte le diagramme parabole- rectangle suivant :

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

Avec :

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression.

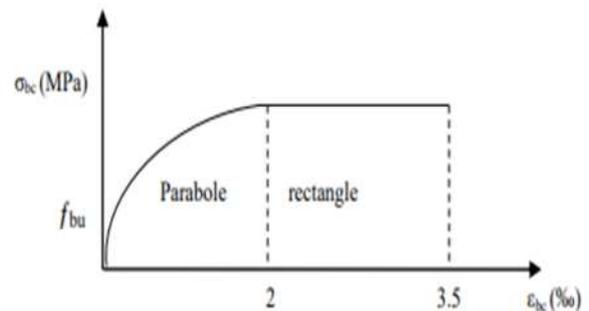


Figure I.3 : Diagramme des contraintes du béton.

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ en situations durables ou transitoires. $f_{bu} = 14,2$ MPa

$\gamma_b = 1,15$ en situations accidentelles. $f_{bu} = 18,4$ MPa

➤ Contrainte ultime de cisaillement

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

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}\right) \text{ pour une fissuration peu nuisible. } \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa\right)$ pour une fissuration préjudiciable. $\bar{\tau} = 2.5 MPa$

2) **Etat limite de service** : Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité. La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- \text{ avec } \sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 15 Mpa$$

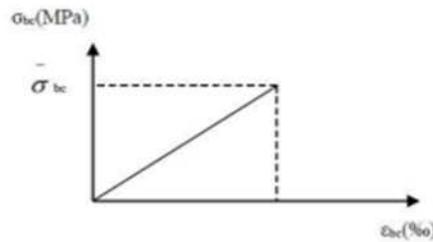


Figure I.4 : Diagramme des contraintes limite du béton

I.6.2.L'acier

I.6.2.1 Définition

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression, Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène. La valeur du module d'élasticité longitudinal de l'acier est : $E_s = 200000 \text{ MPa}$.

I.6.2.2 Résistance caractéristique de l'acier

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité F_c :

Tableau I.1 : Fe en fonction du type d'acier.

Armatures utilisées	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudé à haute adhérences
Désignations	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE 500	FeT 500
Fe (Mpa)	215	235	400	500	500	500

I.6.2.3 Contrainte limite

- **Etat limite ultime:** Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte- déformation suivant :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{et} \quad \epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

avec :

$E_s = 200\,000$ MPa.

γ_s : Coefficient de sécurité

- $\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles.
- $\gamma_s = 1,15$ cas de situations durable ou transitoire.

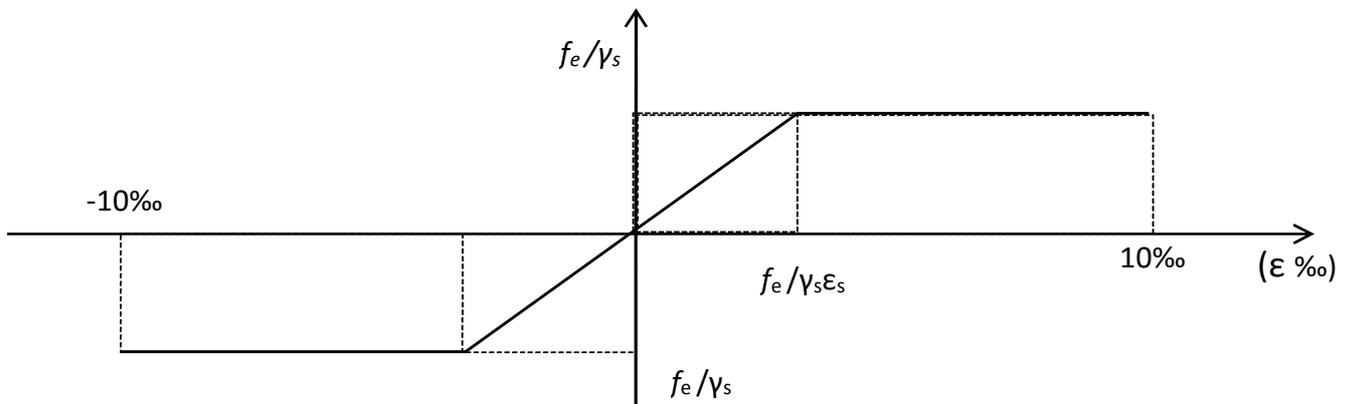


Figure I.5 :Diagramme contrainte déformation de l'acier.

b) Etat limite de service

Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible ;
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}} \right)$;
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\bar{\sigma}}_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e, 90\sqrt{\eta f_{tj}} \right)$;

η : Coefficient de fissuration.

- $\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).
- $\eta = 1,6$ pour les armatures de hautes adhérences (HA).

I.7 Hypothèses de calcul

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
- La résistance à la traction $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$;
- $E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$;
- $E_{ij} = 32456.60 \text{ MPa}$;
- $f_e = 400 \text{ MPa}$
- $f_e = 500 \text{ MPa}$.

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments

II.1 Introduction

Le pré-dimensionnement se fait conformément aux conditions exigé par le **RPA 99/ version 2003, BAEL 91/ modifié 99, CBA93**, et différent **DTR**.

Afin de déterminé les sections de différent éléments de la structure pour qu'ils puissent reprendre les actions et les sollicitations auxquelles ils sont soumis et la transmission des charges.

II.2 Pré dimensionnement des éléments

II.2.1 Plancher

Le plancher est un élément qui sépare entre deux niveaux, qui transmirent des charges et des surcharges qui lui sont appliquées aux éléments porteurs tout en assurant les fonctions de confort comme isolation phonique et thermique...Etc.

Pour notre bâtiment en utilise deux type de planchers :

- Plancher à corps creux ;
- Planchers à dalle pleine.

II.2.1.1 Plancher à corps creux

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation selon le CBA 93 :

$$ht \geq \frac{L_{max}}{22,5} \quad \text{CBA (article B.6.8.4.2.4).}$$

L_{max} : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles

$$\text{AN: } ht \geq \frac{5,3-0,4}{22,5} \rightarrow ht \geq 0.2177 \text{ m}$$

On opte pour un plancher $(20+4)= 24\text{cm}$.

Avec : $h_{cc} = 20 \text{ cm}$: Hauteur du corps creux.

$h_{dc} = 4 \text{ cm}$: Hauteur de la dalle de compression.

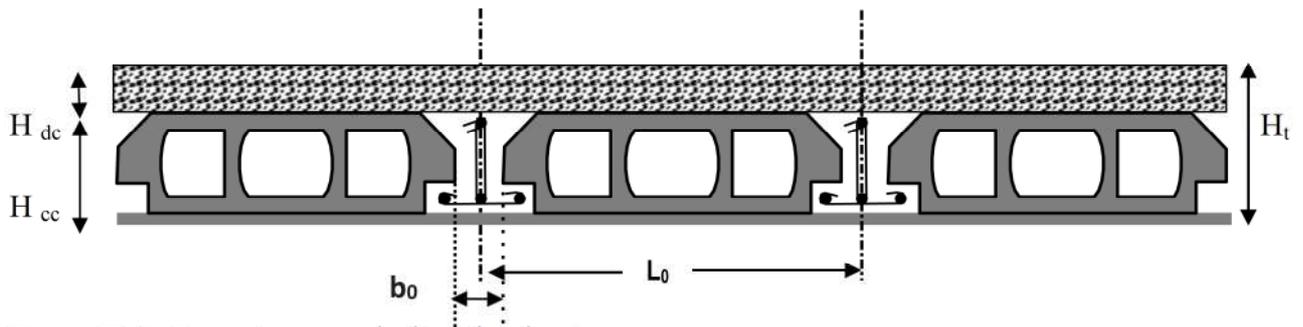


Figure II.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

L_0 : distance entre axe des poutrelles.

b_0 : largeur de la nervure.

II.2.1.2 Les poutrelles

Définition

Les poutrelles désignent des éléments porteurs d'un plancher béton, elles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher, les poutrelles se calculent comme des sections en T.

Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères.

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

Dimensionnement des poutrelles

Détermination de la largeur de la table de compression

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right) \quad (\text{CBA .Art 4.1.3})$$

b : Largeur de la table de compression

L_x : Distance entre nus des deux poutrelles.

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm.}$$

L_y : la longueur minimale d'une travée dans le

Sens parallèle aux poutrelles

$$. L_y = 305 - 30 = 275 \text{ cm.}$$

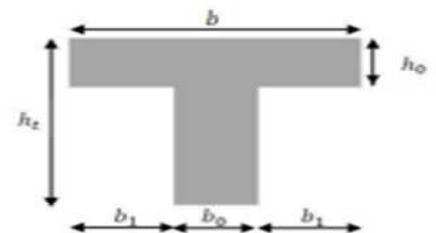


Figure II.2 : Coupe transversale d'une poutrelle.

$$b \leq \min\left(\frac{Lx}{2}, \frac{Ly}{2}\right)$$

$$\Rightarrow b \leq 27,5\text{cm} \quad b \leq 2 \times b + b_0$$

$$\Rightarrow b \leq 2 \times 27.5 + 10 = 55\text{cm. on prend } \mathbf{b = 65\text{cm}}$$

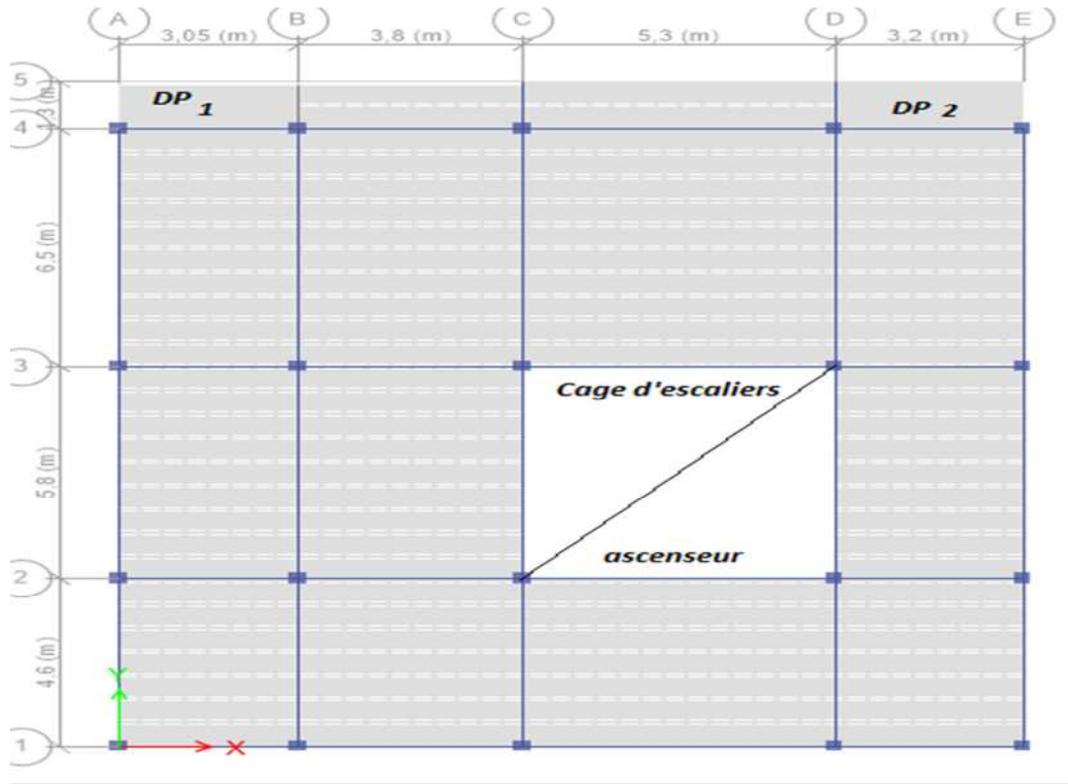


Figure II.3: Schéma de la disposition des poutrelles.

II.2.1.3 Planchers en dalle pleine

La dalle pleine est une structure horizontale porteuse en béton armé continue sans nervures.

Elle est dimensionnée suivant les critères qui sont :

➤ **Critère de résistance**

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre d'appuis sont les suivantes :

- ❖ Pour une dalle sur un seul ou deux appuis parallèles : $e \geq \frac{Lx}{20}$.
- ❖ Pour une dalle sur deux appuis perpendiculaires ou trois et quatre appuis avec :

$$\rho \leq 0.4 \rightarrow \frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$$

❖ Pour une dalle sur deux appuis perpendiculaires et quatre appuis avec :

$$\rho > 0.4 \rightarrow \frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{45}$$

$$\text{Avec } \rho = \frac{Lx}{Ly}$$

Lx : la petite portée entre nus d'appuis du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

Ly : la grande portée entre nus d'appuis du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

➤ Résistance au feu

- ❖ $e \geq 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu,
- ❖ $e \geq 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu.

Notre structure comporte un type de dalle pleine : Deux dalles sur 03 appuis

(DP1) :

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1,33-0,15}{3,05-0,3} = 0.429 > 0.4$$

(DP2) :

$$P = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1,45-0,15}{3,2-0,3} = 0.448 > 0,4$$

=> la dalle travaille selon 02 sens d'où :

=> la dalle travaille selon 02 sens d'où

$$\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$$

$$\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$$

$2,95 < e < 3,33$ on prend **e = 3 cm**

$3,22 < e < 3,63$ on prend **e = 3,5 cm**

Après application du critère de coupe feu (pour deux heures de coupe feu $e \geq 11\text{cm}$)

On prend **e=12 cm** pour les deux dalles pleins qui reposent sur 03 appuis.



Figure II.4 : Dalles pleines sur 3 appuis.

. II.2.2 Les Escaliers

Notre structure étudiée comporte un seul type d'escaliers, un escalier droit à deux volées

Avec un changement au nombre de marche selon les étages.

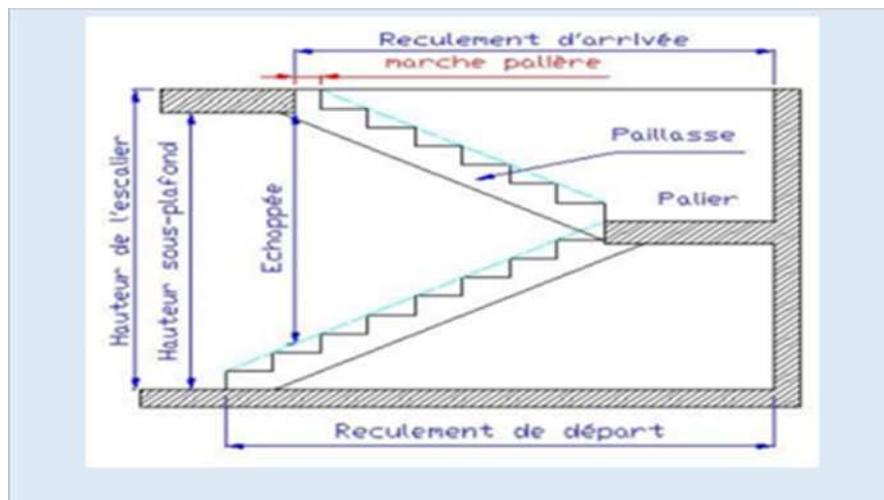


Figure II.5 : Escalier droit à 2 volées.

II.2.2.1 Pré-dimensionnement des escaliers

Pour garantir le fonctionnement de l'escalier dans les meilleures conditions de confort, ces conditions doivent être vérifiées :

-La hauteur h des contremarches entre 14 et 18 cm.

-La largeur g (giron) entre 25 et 32 cm.

-La formule empirique de **BLONDEL**: $60\text{cm} \leq 2h + g \leq 65\text{cm}$

$$\text{Avec : } g = \frac{L_0}{n-1} \quad \text{et } h = \frac{H}{n}$$

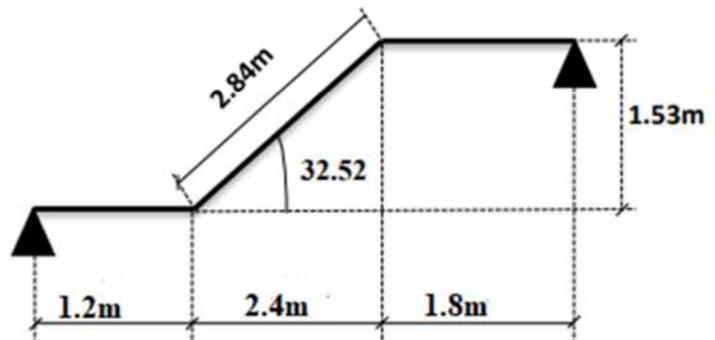
H : hauteur d'étage.

L_0 : longueur projetée de la volée.

$n-1$: nombre de marches

n : nombre de contre marches.

L : longueur de la volée



Type 1: Escalier d'étage courant

$H = 3.06 \text{ m}$; $h = 17 \text{ cm}$, $g = 30\text{cm}$

FigII.6.Schéma d'escalier 1 Des étages courant

$$\text{Nombre de contre marche } n = \frac{H_0}{h} \rightarrow \frac{306}{17}$$

$n = 18$ nombres de contre marches.

$n - 1 = 17$ nombre de marches.

Vérification de la relation de **Blondel** :

$$2h + g = 34 + 30 = 64 \quad \text{Vérfifiée}$$

Épaisseur de la paillasse :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \rightarrow \text{condition de flèche}$$

$$L = L_1 + L_2 = \sqrt{153^2 + 240^2} + 180 = 464\text{cm}$$

$$15,48 \leq e \leq 23,23$$

$e \geq 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu,

On prend $e = 18\text{ cm}$

Calcul de l'angle d'inclinaison de la volée : $\tan \alpha = \frac{153}{240}$

$\rightarrow \alpha = 32,52^\circ$

Type 2: Escalier reliant le RDC à étage 1

$$L = \sqrt{(153 \times 255) + (240 \times 450)} + 130 = 513\text{ cm. } ,H = 4.08\text{m, } h = 17\text{ cm, } g = 30\text{cm}$$

Nombre de contre marches

$$n = \frac{H}{h} \rightarrow n = \frac{408}{17} = 24 \text{ contremarches } , n-1 = 23 \text{ marches}$$

Vérification de la relation de **Blondel** :

$$2h + g = 34 + 30 = 64\text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Epaisseur de la paillasse :

$$L/30 \leq e \leq L/20 \rightarrow 17.1 \leq e \leq 25.65 \quad \text{On prend } e=18\text{ cm}$$

Calcul de l'angle d'inclinaison de la volée : $\tan \alpha = \frac{153}{240}$

$\rightarrow \alpha = 32,52^\circ$

II.2.3 L'acrotère

L'acrotère est un relief constitué par un muret situé en bordure de la toiture, généralement en béton armé et possède des passages pour l'évacuation des eaux pluviales.

L'acrotère est considéré comme une console encastré dans les planchers et soumis a son poids propre G et une force horizontale F_p .

Calcul de la section de l'acrotère

Terrasse inaccessible :

$$H=75\text{cm}$$

$$S = (0.75 \times 0.1) + (0.075 \times 0.1) + \frac{0.03 \times 0.1}{2}$$

$$S = 0.84 \text{ m}^2.$$

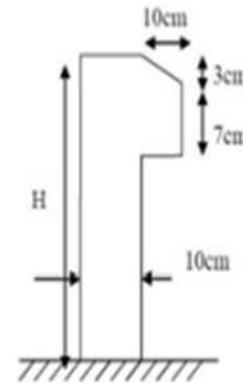


Figure II.7 : Coupe de l'acrotère.

II.3. Eléments principaux

II.3.1 Les poutres

II.3.1.1 Poutres principales

Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

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

h : hauteur de la poutre.

On suppose des poteaux de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

L_{\max} : distance maximale entre nu d'appuis

$$(L_{\max} = 650 - 40 = 610 \text{ cm})$$

$$\frac{610}{15} \leq h \leq \frac{610}{10} \rightarrow 40.66 \leq h \leq 61$$

On prend $(b \times h) = (35 \times 45) \text{ cm}^2$

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA qui sont les suivantes :

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

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

$$\frac{h}{b} = \frac{45}{35} = 1.28 < 4 \text{ condition vérifiée.}$$

II.3.1.2 Poutres secondaires

L_{max} : portée maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles

$$L_{\text{max}} = 530 - 40 = 490 \text{ cm}$$

$$\frac{490}{15} \leq h \leq \frac{490}{10}$$

$$\rightarrow 32.66 \leq h \leq 49$$

On prend: $(b \times h) = (35 \times 40) \text{ cm}^2$ Les dimensions vérifient les exigences du RPA.

II.3.2 les voiles

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$e > \max \left[\frac{e}{20}; 15 \text{ cm} \right] \quad (\text{Art 7.7.1 RPA 99/2003})$$

h_e : hauteur libre d'étage

$$e > \max \left[\frac{282}{20}; 15 \text{ cm} \right] \quad e > 15 \text{ cm pour les étages. } 1+2+3+8+9$$

$$e > \max \left[\frac{265}{20}; 15 \text{ cm} \right] \quad e > 15 \text{ cm pour les étages. } 4+5+6+7$$

$$e > \max \left[\frac{384}{20}; 15 \text{ cm} \right] \quad e > 19.2 \text{ cm pour le RDC}$$

On prend une épaisseur $e=15$ cm pour les étages courants

Et $e=20$ cm pour le RDC $L > 4e \rightarrow L > 0.8m$

On prend $L= 1m$

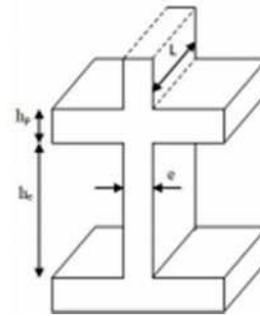


Fig. II.8 : Illustration d'un

Voile en élévation

I.4. Evaluation des charges et des surcharges

II.4.1.Plancher :

- **Plancher terrasse inaccessible : (toiture et la cage d'escalier)**

Tableau II.1 : Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.

Désignation des éléments	e (m)	γ (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	0.05	20	1
Multicouche d'étanchéité	0.02	6	0.12
Isolation thermique	0.04	0.25	0.01
Planchers a corps creux (20+4)	0.24	/	3.2
Enduit de plâtre	0.015	10	0.15
Forme de pente 1,5%	0.075	22	1.65

Les charges sont : **G=6.13 KN/m**

Q=1 KN/m

- **Plancher étage courant**

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

Désignation des éléments	e (m)	γ (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Cloison de séparation	0.1	10	1
Mortiers de pose	0.02	20	0.4

Lits de sable	0.02	18	0.36
Planchers a corps creux (20+4)	0.24	/	3.2
Enduit de plâtre	0.015	10	0.15
Carrelage	0.02	20	0.4

Les charges sont : **G=5.51 kn/m**

$$Q=1.5 \text{ kn/m}$$

II.4.2 Les balcons

Tableau II.3 : Evaluation des charges dans les balcons.

Désignation des éléments	e (m)	γ (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Dalle pleine	0.15	25	3.75
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortiers de pose	0.02	20	0.4
Lits de sable	0.02	18	0.36
Enduit de ciments	0.02	18	0.36

Les charges sont : **G=5.27 kn/m**

$$Q=3.5 \text{ kn/m}$$

II.4.3 Murs extérieurs (doubles parois en briques creuses)

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

Désignation des éléments	e (m)	γ (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Enduit d'éléments	0.015	18	0.15
Brique creuse	0.15	/	1.3
Lame d'air	0.05	/	00
Brique creuse	0.1	/	0.9
Enduit de ciments	0.02	18	0.36

La charge est : **G=2.71 kn/m**

II.4.4 L'acrotère

Tableau II.5 : Evaluation des charges dans l'acrotère.

Désignation des éléments	e (m)	S(m ²)	γ (KN/m ²)	Poids (KN/m ²)
Poids propre de l'acrotère	0.01	0.0785	25	1,96
Enduit de ciments intérieurs	0.015	0.0105	20	0.21
Enduit de ciment extérieur	0.02	0.014	20	0.28

La charge est : **G=2.45 kn/m**

II.4.5 Escaliers

➤ Charges des volées

Tableau II.6 : Evaluation des charges sur les volées.

Type	Désignation des éléments	e (m)	γ (KN/m ²)	Poids(KN/m ²)
RDC	Revêtement en carrelage horizontal	0.02	20	0,4
	Revêtement en carrelage vertical	0,02 h/g	20	0,23
	Mortiers de pose horizontale	0,02	20	0,4
	Mortiers de pose verticale	0,02 h/g	20	0,23
	Marches	h/2	22	1.87
	Paillasse	0.17/cos α	25	5.04
	Garde corps	/	/	0.6
	Enduit de plâtre	0.02/cos α	10	0.24
Total	/	/	/	9.01
EC	Revêtement en carrelage horizontal	0.02	20	0.4
	Revêtement en carrelage vertical	0,02h/g	20	0.22
	Mortiers de pose horizontale	0,02	20	0.4
	Mortiers de pose verticale	0,02h/g	20	0.22
	Marches	h/2	22	1.87
	Paillasse	0.17/cos α	25	5.04
	Garde corps	/	/	0.6
	Enduit de plâtre	0.02/cos α	10	0.24
Total	/	/	/	8.99

Avec : $Q_{\text{vollée}} = 2.5 \text{ kn/ml}$

➤ **Charge des paliers**

Tableau II.7 : Evaluation des charges sur le palier.

Type	Désignation des éléments	e(m)	γ (KN/m ²)	Poids (KN/m ²)
EC	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
	Mortiers de pose	0.02	20	0.4
	Lits de sable	0.02	18	0.36
	Dalle pleine	0.18	25	4.5
	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
total	/	/	/	5.86

Avec :

$Q_{\text{paliers}} = 2.5 \text{ kn/ ml .}$

II.5 Descente des charges

On suppose que nos poteaux sont de section carrée comme suite :

- RDC+1^{er} étage : $50 \times 50 \text{ cm}^2$
- 2^{eme}+3^{eme} étage : $45 \times 45 \text{ cm}^2$
- 4^{eme}+5^{eme} étage : $40 \times 40 \text{ cm}^2$
- 6^{eme}+7^{eme} étage : $35 \times 35 \text{ cm}^2$
- 8^{eme}+9^{eme} étage : $30 \times 30 \text{ cm}^2$

Pré dimensionnement du poteau C3

$S1 = 4.7 \text{ m}^2$

$S2 = 5.3 \text{ m}^2$

$S3 = 6.74 \text{ m}^2$

$S4 = 5.72 \text{ m}^2$

$S5 = 1.02 \text{ m}^2$ (escaliers)

Spoutres=

$(2.475 + 1.725 + 3.075 + 2.475) = 3.412 \text{ m}^2$

$S_{\text{aff.G}} = 22.46 \text{ m}^2 \text{ CC} + 1.02 \text{ m}^2 \text{ escalier}$

$S_{\text{aff Q}} = 26.84 \text{ m}^2 \text{ CC} + 1.02 \text{ m}^2 \text{ escaliers}$

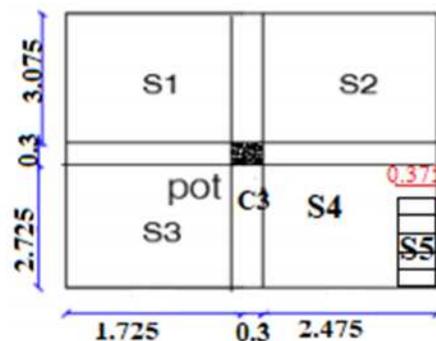


Figure II.9 : Surface afférente du poteau C3.

- Principales : $G_{pp} = 25 \times 0.45 \times 0.35 (3.075 + 2.725) = 22.84 \text{ KN}$
- Secondaires: $G_{ps} = 25 \times 0.40 \times 0.35 (1.725 + 2.475) = 14.7 \text{ KN}$

Poids du plancher :

- Terrasse inaccessible: $G_{ti} = 23.48 \times 6.13 = 143.93 \text{ kn}$
- Etage courant: $G_{ec} = (5.87 \times 22.46) + (1.02 \times 9.01) = 141.03 \text{ KN}$

La descente de charge consiste à s'assurer le bon cheminement des charge et des surcharge dans notre structure porteuse du haut vers le bas avant leurs transmission au sol , on effectuera la descente de charge pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente .

La loi de dégression

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit de la terrasse couvrant le bâtiment, (Q_1, Q_2, \dots, Q_n) les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment avec:

- $Q = 1 \text{ KN/m}^2$ (pour une terrasse inaccessible) .
- $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$ (pour un étage courant).
- $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ (pour l'escalier).
- $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$ (pour les balcons).

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

- sous la terrasse : Q_0 .
- sous le premier étage à partir du sommet ($i=1$) : $Q_0 + Q_1$.
- sous le deuxième étage ($i=2$) : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$.
- sous le troisième étage ($i=3$) : $Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- sous le quatrième étage ($i=4$) : $Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.
- Pour n étage ($n \geq 5$) : $Q_0 + \frac{3+n}{2 \cdot n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_n)$

Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau (C3) sont récapitulés dans le tableau ci-dessous .

Tableau II.8 : Résumé de la descente de charge pour poteau C-3.

Niveau	Eléments	G(kn)	Q(kn)
N10	Plancher (20+4) TI	143.93	Q ₀ .
	Poteaux (30×30)	6.89	
	Poutre P (35×45)	22.84	
	Poutre S (35×40)	14.7	
	Volée	/	
Total	/	188.36	27.86
N9	N10	188.36	Q ₀ +Q ₁ .
	Plancher(20+4) EC	123.75	
	Poteaux (30×30)	6.89	
	Poutre P (35×45)	22.84	
	Poutre S (35×40)	14.7	
	Volée	4.47	
Total	/	361.01	70.7
N8	N9	361.01	Q ₀ +0.95(Q ₁ +Q ₂).
	Plancher (20+4) EC	123.75	
	Poteaux (35×35)	8.85	
	Poutre P (35×45)	22.84	
	Poutre S (35×40)	14.7	
	Volée	4.47	
total	/	535.62	109.256
N7	N8	535.62	Q ₀ +0.9(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃).
	Plancher (20+4) EC	123.75	
	Poteaux (35×35)	8.85	
	Poutre P (35×45)	22.84	
	Poutre S (35×40)	14.7	
	Volée	4.47	
Total	/	710.23	143.528

N6	N7	710.23	$Q_0+0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$.
	Plancher (20+4) EC	123.75	
	Poteaux (40×40)	11.56	
	Poutre P (35×45)	22.84	
	Poutre S (35×40)	14.7	
	Volée	4.47	
Total	/	887.55	173.516
N5	N6	887.55	$Q_0+0.8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$.
	Plancher (20+4) EC	123.75	
	Poteaux (40×40)	11.56	
	Poutre P (35×45)	22.84	
	Poutre S (35×40)	14.7	
	Volée	4.47	
Total	/	1064.87	199.22
N4	N5	1164.87	$Q_0+0.75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_6)$.
	Plancher (20+4) EC	123.75	
	Poteaux (45×45)	15.49	
	Poutre P (35×45)	22.84	
	Poutre S (35×40)	14.7	
	Volée	4.47	
Total	/	1246.12	220.64
N3	N4	1246.12	$Q_0+0.714(Q_1+Q_2+Q_3+\dots+Q_7)$.
	Plancher (20+4) EC	123.75	
	Poteaux (45×45)	15.49	
	Poutre P (35×45)	22.84	
	Poutre S (35×40)	14.7	
	Volée	4.47	
Total	/	1427.37	241.97
	N3	1427.37	
	Plancher (20+4) EC	123.75	

N2	Poteaux (50×50)	19.13	$Q_0+0.687(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+\dots+Q_8)$
	Poutre P (35×45)	22.84	
	Poutre S (35×40)	14.7	
	Volée	4.47	
Total	/	1612.26	263.31
N1	N2	1612.26	$Q_0+0.611(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_9)$
	Plancher (20+4) EC	123.75	
	Poteaux (50×50)	25.5	
	Poutre P (35×45)	22.84	
	Poutre S (35×40)	14.7	
Volée	4.47		
TOTAL	/	1803.52	263.44

Pré dimensionnement du poteau D2

Pour EC

$$S1=3.9 \text{ m}^2$$

$$S2=3.05 \text{ m}^2$$

$$S3= 2.51 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{palliers}}= 2.124 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{volée}}= 1.097 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{poutres}}= 0.35(1.18+2.13+2.73+1.43)=2.61\text{m}^2$$

$$S_{\text{aff.G}}= 9.46 \text{ m}^2 \text{ CC} + 2.124 \text{ m}^2 \text{ palier} + 1.097 \text{ m}^2 \text{ volée}$$

$$S_{\text{aff.Q}}= 12.07 \text{ m}^2 \text{ CC}+2.124 \text{ m}^2 \text{ palier} + 1.097 \text{ m}^2 \text{ volée}$$

- Principales : $G_{pp}= 25 \times 0.45 \times 0.35(2.13+2.73)=19.14 \text{ KN}$
- Secondaires: $G_{ps}= 25 \times 0.40 \times 0.35(1.18+1.43)= 9.14 \text{ KN}$

Poids du plancher :

➤ Terrasse inaccessible: $G_{ti}= 12.681 \times 6.13=98.66 \text{ kn}$

➤ Etage courant: $G_{ec}=(5.87 \times 9.46)+(2.124 \times 5.86)+(1.097 \times 8.99)=77.84 \text{ KN}$

Pour le RDC :

$$S1=3.9 \text{ m}^2$$



Figure II.10 : Surface afférente du poteau D2.

$$S_2 = 3.05 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1.18 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{palliers}} = 2.34 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{volée}} = 3.22 \text{ m}^2$$

➤ Etage RDC: $G_{\text{rdc}} = (5.87 \times 8.13) + (2.34 \times 5.86) + (3.22 \times 8.99) = 90.38 \text{ KN}$

Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau (D2) sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.9. Résumé de la descente de charge pour poteau D-2

Niveau	Eléments	G(kn)	Q(kn)
N10	Plancher (20+4) TI	71.73	Q ₀ .
	Poteaux (30*30)	6.89	
	Poutre P (35*45)	22.84	
	Poutre S (35*40)	9.14	
	Escalier	/	
total	/	112.9	27.86
N9	N10	112.9	Q ₀ +Q ₁ .
	Plancher(20+4) EC	77.84	
	Poteaux (30*30)	6.89	
	Poutre P (35*45)	19.4	
	Poutre S (35*40)	9.14	
	Escalier	22.31	
total	/	248.22	70.7
N8	N9	248.22	Q ₀ +0.95(Q ₁ +Q ₂).
	Plancher (20+4) EC	77.84	
	Poteaux (35*35)	8.85	
	Poutre P (35*45)	19.14	
	Poutre S (35*40)	9.14	
	Escalier	22.31	
total	/	385.5	109.256
	N8	385.5	
	Plancher (20+4) EC	77.84	
	Poteaux (35*35)	8.85	

N7	Poutre P (35*45)	19.14	$Q_0+0.9(Q_1+Q_2+Q_3)$.
	Poutre S (35*40)	9.14	
	Escalier	22.31	
Total	/	522.78	143.528
N6	N7	522.78	$Q_0+0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$.
	Plancher (20+4) EC	123.75	
	Poteaux (40*40)	11.56	
	Poutre P (35*45)	19.14	
	Poutre S (35*40)	9.14	
	Escalier	22.31	
Total	/	662.77	173.516
N5	N6	662.77	$Q_0+0.8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$.
	Plancher (20+4) EC	123.75	
	Poteaux (40*40)	11.56	
	Poutre P (35*45)	19.14	
	Poutre S (35*40)	9.14	
	Escalier	22.31	
Total	/	802.76	199.22
N4	N5	802.76	$Q_0+0.75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_6)$.
	Plancher (20+4) EC	123.75	
	Poteaux (45*45)	15.49	
	Poutre P (35*45)	19.14	
	Poutre S (35*40)	9.14	
	Escalier	22.31	
Total	/	946.68	220.64
N3	N4	946.68	$Q_0+0.714(Q_1+Q_2+Q_3+\dots+Q_7)$.
	Plancher (20+4) EC	123.75	
	Poteaux (45*45)	15.49	
	Poutre P (35*45)	19.14	
	Poutre S (35*40)	9.14	
	Escalier	22.31	
Total	/	1090.6	241.97
	N3	1090.6	
	Plancher (20+4) EC	123.75	

N2	Poteaux (50*50)	19.13	$Q_0+0.687(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+\dots+Q_8)$
	Poutre P (35*45)	19.14	
	Poutre S (35*40)	9.14	
	Escalier	22.31	
Total	/	1238.16	263.31
N1	N2	1238.16	$Q_0+0.611(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_9)$
	Plancher (20+4) EC	123.75	
	Poteaux (50*50)	25.5	
	Poutre P (35*45)	19.14	
	Poutre S (35*40)	9.14	
	Escalier	22.31	
TOTAL	/	1424.98	263.44

D'après la descente de charge, on constate que le poteau le plus sollicité est « C3 »

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{G=1803.52 \text{ kn/m .}} \\ \mathbf{Q=263.44 \text{ kn/m .}} \end{array} \right.$$

$$\text{d'ou } \mathbf{Nu = 1.35G + 1.5Q \rightarrow (1.35 \times 1803.52) + (1.5 \times 263.44)}$$

$$\mathbf{Nu = 2829.912 \text{ kn/m}}$$

Afin de prendre en considération la continuité des portiques, le **CBA (Art B.8.1.1)** nous exige de majorer l'effort Nu comme suit :

10 % ... poteaux internes voisin de rive dans le cas d'un bâtiment comportant au moins 3 travées.

15 % ... poteaux centraux dans le cas d'un bâtiment à 2 travées.

Dans notre cas, le portique a plus de deux travées, donc l'effort Nu sera majoré de **10 %**

$$\mathbf{Nu = 1.1N'u = 1.1 \times 2829.912 = 3112.9 \text{ KN.}}$$

Vérifications:➤ **Vérification à la compression simple**

On vérifie la condition suivante :

$$\frac{Nu}{B} \leq 0,85 \times f_{c28}$$

Avec B : Section du béton

$$B \geq \frac{Nu}{f_{bu}} \quad \rightarrow B \geq \frac{3170.43}{0.85 \times 25} \times 10^{-3} = 0.211 \text{ m}^2$$

On compare la section calculée a celle choisie lors du pré-dimensionnement

$$B = 0.5 \times 0.5 = 0.25 \text{ m}^2$$

$$B_{\text{adopté}} = 0.25 \text{ m}^2$$

Ce tableau résume les vérifications à la compression de tous les niveaux

Tableau II.10 : Vérification à la compression de tous les niveaux.

Niveaux	Nu(Kn)	Section (m ²)	Condition B _{ado} > B _{calculé}		observation
			B _{adopté} (m ²)	B _{calculé} (m ²)	
RDC + 1 ^{er}	2902.84	50×50	0.25	0.193	vérifiée
2 ^{eme} +3 ^{eme}	2289.9	45×45	0.2025	0.153	vérifiée
4 ^{eme} +5 ^{eme}	1736.4	40×40	0.16	0.115	vérifiée
6 ^{eme} +7 ^{eme}	1174.1	35×35	0.1225	0.078	vérifiée
8 ^{eme} +9 ^{eme}	593.41	30×30	0.09	0.0395	vérifiée

➤ **Vérification au flambement**

D'après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante :

$$Nu \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

Br : Section réduite du béton . As : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité du béton. γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α / coefficient fonction de l'élanement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \Rightarrow 0 < \lambda \leq 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \Rightarrow 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

On calcule l'élanement : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : Longueur de flambement, L_0 : Longueur du poteau, i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I: Moment d'inertie : $I = \frac{b^3}{12}$

$$L_F = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.68 = 2.58 \text{ m}$$

$$B = 0.5 \times 0.5 = 0.25 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = 5.21 \times 10^{-3} \text{ m}^4 \qquad i = \sqrt{\frac{5.21 \times 10^{-3}}{0.25}} = 0.144 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{2.856}{0.144} = 19.89 \quad \rightarrow 0 < \lambda \leq 50 \quad \rightarrow \quad \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{19.89}{35}\right)^2} = 0.798$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier que :

$$B_{\text{rcal}} = \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right]} = \frac{2902.84 \times 10^{-3}}{0.798 \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]}$$

Avec : $B_r = (B - 2) \times (H - 2)$

$$B_r = (0.50 - 0.02) \times (0.50 - 0.02) = 0.230 \text{ m}^2$$

$0.230 \text{ m}^2 > 0.180 \text{ m}^2$ donc le poteau ne risque pas de flamber

Ce tableau résume les vérifications au flambement :

Tableau II.11 Vérification au flambement du poteau C3 aux différents niveaux

Niveaux	B (m ²)	L ₀ (m)	L _f (m)	λ	α	Br(m ²)	Nu(Kn)	Br _{cal} (m ²)
RDC	0.5 × 0.5	4.08	2.856	19.87	0.798	0.230	2902.84	0.165
1 ^{er}	0.5 × 0.5	3.06	2.142	14.88	0.82	0.230	2594.57	0.143
(2+3) ^{eme}	0.45 × 0.45	3.06	2.142	16.6	0.813	0.185	2289.9	0.127
(4+5) ^{eme}	0.4 × 0.4	2.89	2.023	17.59	0.809	0.144	1736.4	0.097
(6+7) ^{eme}	0.35 × 0.35	2.89	2.023	20.03	0.797	0.109	1174.1	0.066
(8+9) ^{eme}	0.3 × 0.3	3.06	2.124	24.62	0.773	0.078	593.41	0.0348

D'après le tableau précédent, la condition de résistance au flambement est satisfaite.

➤ Vérification des conditions du RPA 99 / 2003

Le projet est implanté à Bejaia zone **IIa**, la section des poteaux doit répondre aux exigences suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b, h) = 35\text{cm} > 25\text{cm} \quad \rightarrow \text{vérifiée} \\ \min(b, h) = 35\text{cm} > \frac{He}{20} = 21.5\text{cm} \quad \rightarrow \text{vérifiée} \\ \frac{l}{4} \leq \frac{b}{b} = 1 \leq 4 \quad \rightarrow \text{vérifiée.} \end{array} \right.$$

II.6 Conclusion

D'après les résultats obtenus dans ce chapitre nous avons opté pour les sections suivantes : plancher à corps creux (16+5) cm, les dalles pleines (e= 12 cm), épaisseur des paillasses e=20 cm, épaisseur des voiles e=15 cm pour tous les etages courants, poutres principales (35×45) cm², poutres secondaires (35×40) cm², les poteaux entre-sol et 1^{er} (50×50) 2^{eme} et 3^{eme} étage (45×45) 4^{eme} et 5^{eme} (40×40) 6^{eme} et 7^{eme} étage (35×35) 8^{eme} et 9^{eme} étage (30×30)

Chapitre III

Étude des éléments secondaires

III.1 Introduction

Les éléments non structuraux autrement dit secondaires peuvent être définis comme étant des éléments d'ouvrage d'un bâtiment qui n'ont aucune fonction porteuse ou de contreventement. Le calcul de ces derniers se fait sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitations, en général. Cependant certains doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique (verticale ou horizontale) comme ils doivent répondre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique algérienne (CBA 93, RPA 2003 ...).

Dans ce chapitre, on fera le calcul des éléments secondaires suivants : plancher à corps creux (poutrelle et dalle de compression), acrotère, poutre de chaînage, dalle pleine et escaliers, ascenseur . .

III.2 Étude des planchers

III.2.1 Définition

Un plancher est une surface horizontale séparant deux niveaux successifs dans une construction et recueillant les surcharges de fonctionnement du bâtiment il doit :

- Supporter leur poids propre et les surcharges d'exploitations.
- Participer à la résistance aux efforts horizontaux et transmettre les charges et surcharges.
- Présenter une isolation thermique et phonique.

Il existe plusieurs types de planchers en béton armé: Plancher à corps creux, plancher à dalle pleine, plancher champignon.

Le plancher à corps creux est plus utilisé dans les bâtiments courants (habitations, administratifs,...). Il est constitué des corps creux qui ne sont des éléments de remplissage (aucun rôle de résistance) et des nervures en béton armé qui constituent l'élément résistant de plancher.

L'ensemble est surmonté par une dalle mince (4 à 6 cm) qu'on appelle dalle de compression. Donc on opte pour des planchers à corps creux.

III.2.2 Étude des poutrelles

Les poutrelles sont des structures horizontales métalliques qui servent à supporter les charge entre et au-delà des points d'appuis. Elles sont des sections en **T** calculées en flexion simple tout en respectant le critère d'inertie constante.

➤ Méthode de calcul

Pour le calcul des moments sur les poutrelles, il existe trois méthodes :

- Méthode forfaitaire ;
- Méthode de CAQUOT ;
- Méthode des trois moments.

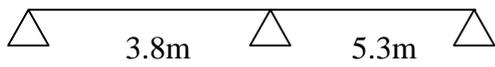
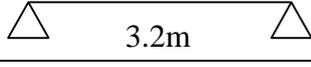
➤ Méthode de Caquot minorée (Annexe E.2 du BAEL 91)

lorsque cette méthode est applicable le calcul des moments sur appuis dus aux charges permanentes se fait avec $G' = \frac{2G}{3}$ (seulement le calcul des moments aux appuis) par contre, on reprend la totalité du G pour les le calcul des moments en travées.

III.2.1 Les Différents types de poutrelles

Le tableau ci dessous récapitule les différents types de poutrelles obtenus après avoir effectué la disposition des poutrelles.

Tableau III.1 : Les types de poutrelles des étages courants.

Type	Schémas statique
T1	
T2	
T3	
T4	

Pour la terrasse inaccessible y'aura en plus de ses 4 type un type 5 :

Tableau III.2 : Les types de poutrelles de plus en Terrasse.

Type	Schémas statique
T5	

➤ **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire**

On vérifie les conditions suivantes: (pour le type **T1**)

- ❖ $Q \leq \min(2 \times G; 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2$ → **Vérifiée**
- ❖ I et A sont constants tout au long de la poutrelle → **Vérifiée**
- ❖ $\frac{L_i}{L_{i+1}} \in [0.8; 1.25] \rightarrow \frac{3.8}{5.3} = 0.716 \notin [0.8; 1.25]$ → **Non vérifiée**
- ❖ FPN → **Vérifiée**

Puisque la troisième condition n'est pas satisfaite on appliquera la méthode de **Caquot minorée**. On remplacera G par G' avec $G' = \frac{2}{3} \times G$ afin de calculer les moments aux appuis.

Plancher étage courant

$$G = 5.51 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 6.3 \text{ KN/ml} \quad P_s = 4.56 \text{ KN/ml} \quad G' = \left(\frac{2}{3} \times G\right) = 3.67 \text{ KN/m}^2$$

Calcul des charges revenant aux poutrelles

A l'ELU : $q'_u = (1.35 \times G' + 1.5 \times Q) \times l_0$

$$q'_u = 4.685 \text{ KN/m}$$

A l'ELS : $q'_s = (G' + Q) \times l_0$

$$q'_s = 3.36 \text{ KN/m.}$$

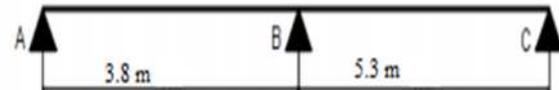


Figure.III.1: Schéma statique de la poutrelle T1.

$$M_a = M_c = 0 \quad (\text{appuis de rive})$$

Sauf que le BAEL nous exige a faire des aciers de fissuration : $M_a = M_c = -0.15M_0$

$$\text{ELU : } \begin{cases} M_0 = \frac{P_u \times l^2}{8} = \frac{4.685 \times 5.3^2}{8} = 16.43 \text{ Kn.m} \\ M_a = M_c = -0.15M_0 = -2.46 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS : } \begin{cases} M_0 = \frac{P_s \times l^2}{8} = \frac{3.36 \times 5.3^2}{8} = 11.8 \text{ Kn.m} \\ M_a = M_c = -0.15M_0 = -1.77 \text{ kn.m} \end{cases}$$

D'où les moments aux appuis de rive sont

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } M_a=M_c= \mathbf{-2.46 \text{ kn.m}} \\ \text{ELS : } M_a=M_c= \mathbf{-1.77 \text{ kn.m}} \end{array} \right.$$

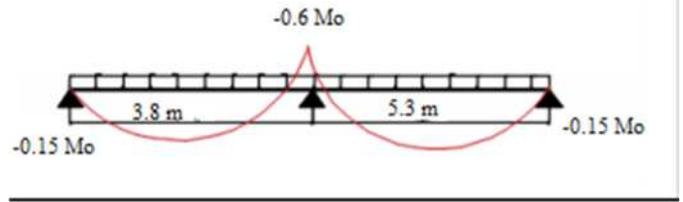


Figure.III.2 : Diagramme des moments Fléchissant

Appuis intermédiaire

$$M_B = - \frac{q_0 \times l_g^3 + q_0 \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)}$$

$$q_g = q_d = q'$$

$$\left\{ \begin{array}{l} l_d = l'_d = 3.8\text{m} \\ l_g = l'_g = 5.3\text{m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } M_B = - \frac{4.685 \times 3.8^3 + 4.685 \times 5.3^3}{8.5 \times (3.8 + 5.3)} = \mathbf{-12.33 \text{ kn.m}} \\ \text{ELS : } M_B = - \frac{3.36 \times 3.8^3 + 3.36 \times 5.3^3}{8.5 \times (3.8 + 5.3)} = \mathbf{-11.24 \text{ kn.m}} \end{array} \right.$$

Calcul des moments en travée :

$$M_{AB} = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_D \left(\frac{l}{2}\right); M_0(x) = \frac{p \times x}{2} (l - x); X = \frac{li}{2} - \frac{Mg - Md}{p \times li}$$

La travée [AB] :

$$M_{AB} = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_D \left(\frac{l}{2}\right)$$

$$X = \frac{li}{2} - \frac{Mg - Md}{p \times li} = \frac{3.8}{2} - \frac{0 - (+7.66)}{6.3 \times 3.8} = \mathbf{2.42 \text{ m}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } M_0(x) = \frac{6.3 \times 2.42}{2} (3.8 - 2.42) = 10.52 \text{ kn.m} \\ \text{ELS : } M_0(x) = \frac{4.56 \times 2.42}{2} (3.8 - 2.42) = 7.44 \text{ kn.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } M_{AB} = 10.52 + \left(12.33 \times \frac{2.42}{3.8}\right) = 18.37 \text{ kn.m} \\ \text{ELS : } M_{AB} = 7.44 + \left(8.85 \times \frac{2.42}{3.8}\right) = 11.87 \text{ kn.m} \end{array} \right.$$

La travée [BC]

$$X = \frac{li}{2} - \frac{Mg - Md}{p \times li} = \frac{5.3}{2} - \frac{7.66 - 0}{6.3 \times 5.3} = \mathbf{2.82 \text{ m}}$$

$$\text{ELU} : M_0(x) = \frac{6.3 \times 2.42}{2} (5.3 - 2.42) = \mathbf{21.69 \text{ kn.m}}$$

$$\text{ELS} : M_0(x) = \frac{4.56 \times 2.42}{2} (5.3 - 2.42) = \mathbf{15.89 \text{ kn.m}}$$

$$\text{ELU} : M_{BC} = 21.95 + 7.66 \times \left(1 - \frac{2.42}{5.3}\right) = \mathbf{28.72 \text{ kn.m}}$$

$$\text{ELS} : M_{BC} = 15.89 + 8.85 \times \left(1 - \frac{2.42}{5.3}\right) = \mathbf{20.69 \text{ kn.m}}$$

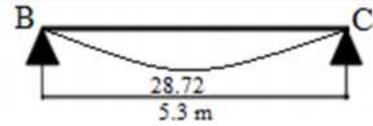


Figure.III.3 : Diagramme du moment fléchissant poutre T1.

• Effort tranchant

La travée [AB]

$$V_A = \frac{Pu \times Li}{2} + \frac{Md - Mg}{Li} = \frac{6.3 \times 3.8}{2} + \frac{0 - (-12.33)}{3.8} = 15.21 \text{ kn}$$

$$V_B = \frac{Pu \times Li}{2} + \frac{Md - Mg}{Li} = \frac{6.3 \times 3.8}{2} + \frac{-1.26 + 12.33}{3.8} = -16.37 \text{ kn}$$

La travée [BC]

$$V_B = \frac{Pu \times Li}{2} + \frac{Md - Mg}{Li} = \frac{6.3 \times 5.3}{2} + \frac{-1.26 + 12.33}{5.3} = 19.83 \text{ kn}$$

$$V_C = \frac{Pu \times Li}{2} + \frac{Md - Mg}{Li} = -\frac{6.3 \times 5.3}{2} + \frac{1.26}{5.3} = -18.03 \text{ kn}$$

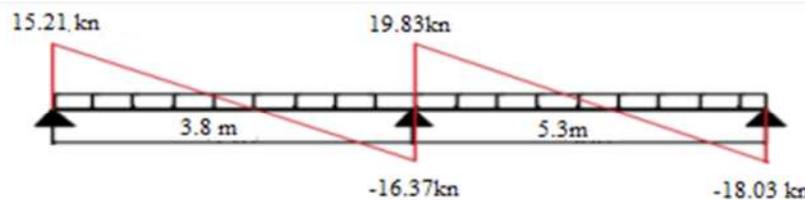


Figure.III.4 : Diagramme des efforts tranchants des poutres T1.

Les résultats de calculs de tout les types des poutres de planchers terrasses et planchers étages sont représentés dans les tableaux ci-dessous.

❖ Plancher Etage courant

Tableau III.3 : Sollicitations maximales dans les différents étages.

type	Travée	L (m)	M _g (kn.m)		M _d (kn.m)		X ₀ (m)	M _t ^u (kn.m)	M _t ^s (kn.m)	V _u (kn)	V _u ['] (kn)
			ELU	ELS	ELU	ELS					
T1	AB	3.8	-1.26	-0.9	-12.33	-11.24	2.42	18.37	4.39	15.21	-16.3
	BC	5.3	-12.33	-11.2	-2.46	-1.77	2.28	28.72	11.87	19.83	-18.0
	AB	3.05	-	-05.8	-2.72	-1.96	1.25	4.99	3.62	7.92	-11.2

T2			0.816								
	BC	3.8	-3.38	-2.42	-4.71	-4.63	1.78	4.905	3.58	11.28	-16.6
	CD	5.3	-4.71	-4.63	-5.89	-5.79	2.64	14.12	10.26	16.66	-16.7
	DE	3.2	-5.89	-5.79	-0.83	-0.43	2	4.52	3.29	16.72	-7.55
T3	AB	3.05	-1.27	-0.90	-6.69	-4.8	1.17	4.35	3.168	7.4	-13.7
	BC	3.8	-6.69	-4.8	-1.27	-0.909	2.18	8.26	5.99	13.72	-10.2
T4	AB	3.2	-1.21	-0.87	-1.21	-0.875	/	8.064	5.84	16.37	-16.3

❖ Plancher terrasse inaccessible

Tableau III.4 : Sollicitations maximales dans la terrasse inaccessible.

Type	Travée	L (m)	M _g (kn.m)		M _d (kn.m)		X ₀ (m)	M ^u _t (kn.m)	M ^s _t (kn.m)	V _u (kn)	V' _u (kn)
			ELU	ELS	ELU	ELS					
T1	AB	3.8	-2.64	-1.9	-12.01	-8.7	1.402	6.24	4.57	8.91	-19.1
	BC	5.3	-12.01	-8.7	-5.14	-3.75	3.007	16.7	12.21	19.1	-14.5
T2	AB	3.05	-1.7	-1.2	-4.97	-3.6	1.26	5.11	3.73	8.05	-11.3
	BC	3.8	-4.97	-3.6	-7.68	-5.57	1.78	5.17	3.8	11.35	-16.8
	CD	5.3	-7.68	-5.5	-7.86	-5.69	2.64	14.53	10.63	16.8	-16.8
	DE	3.2	-7.68	-5.5	-1.87	-1.36	1.98	4.67	3.42	16.87	7.71
T3	AB	3.05	-1.7	-1.2	-6.52	-4.7	1.18	4.48	3.28	7.55	-13.7
	BC	3.8	-6.52	-4.7	-2.64	-1.93	2.17	8.44	6.17	13.78	-10.3
T4	AB	3.2	-1.87	-1.3	-6.52	-4.72	1.6	8.13	5.93	10.16	-10.1
T5 (TI)	AB	5.3	-5.14	-3.75	-11.46	-8.31	2.3	16.74	12.38	14.67	-19.0
	BC	3.2	-11.46	-8.31	-1.87	-1.36	2.16	3.41	2.5	19.02	-6.53

Ferrailage des poutrelles (Etage courant)

❖ Niveau EC (travée 5.3 m)

Moment max en travée: 28.72 KN.m Moment max en appui de rive: 2.46 KN.m

$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$; $b=0.65\text{m}$; $d=0.23\text{m}$

Calcul du moment de compression équilibré par la table de compression M_{tu} :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \left(d - \frac{a}{2} \right) = \mathbf{73.84 \text{ kn.m}}$$

$M_{tu} = 73.84 > M_t = 28.72$: l'axe neutre passe par la table de compression

Dou si un calcul d'une section rectangulaire $b \times h$

➤ En travée

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{28.72 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.064 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} < \mu_1 \Rightarrow \mathbf{A}' = \mathbf{0}; \epsilon_{st} = 10\text{‰}; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ mpa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.064}) = 0.083; z = 0.22 (1 - 0.4 \times 0.083) = 0.21 \text{ m}$$

$$A = \frac{28.72}{0.21 \times 348} = 3.93 \text{ cm}^2; A_{\min} = 0.23 \times 0.65 \times 0.22 \times \frac{2.1}{400} = 1.73 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec A_{cal} on adopte : **4HA12 = 4.52 cm²**

❖ Aux appuis intermédiaires

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12.33 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.179 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} < \mu_1 \Rightarrow \mathbf{A}' = \mathbf{0}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.179}) = 0.25; z = 0.22 (1 - 0.4 \times 0.25) = 0.198 \text{ m}$$

$$A = \frac{12.33 \times 10^{-3}}{0.198 \times 348} = 1.78 \text{ cm}^2; A_{\min} = 0.23 \times 0.1 \times 0.22 \times \frac{2.1}{400} = 2.65 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec A^{cal} on adopte : **1HA12+1HA10 = 2.26 cm²**

❖ appuis de rive

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.46 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.035 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} < \mu_1 \Rightarrow \mathbf{A}' = \mathbf{0}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.035}) = 0.044; z = 0.22 (1 - 0.4 \times 0.044) = 0.22 \text{ m}$$

$$A = \frac{2.46 \times 10^{-3}}{0.198 \times 348} = 0.321 \text{ cm}^2; A_{\min} = 0.23 \times 0.1 \times 0.22 \times \frac{2.1}{400} = 1.73 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec A^{\min} on adopte : **1HA10 = 0.79 cm²**

Tableau III.5 : Ferrailage des poutrelles de plancher étage courant.

Elément	Moment (Kn. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)
Travée	28.72	0.064	0.083	0.21	3.93	1.73	4HA12=4.52
Intermédiaire	-12.35	0.172	0.25	0.198	1.78	1.73	1HA12+1HA10=1.92
Rive	-2.46	0.035	0.044	0.22	0.321	1.73	1HA12+1HA10=1.92

❖ Vérification du cisaillement

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} = \frac{19.83 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.22} = 0.901 \text{ Mpa} < \tau^- = \min \left[\frac{0.2 \times f_{c28}}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau^- \rightarrow$ pas de risque de rupture par cisaillement

❖ **Ferrailage transversale**

$$\varnothing t \leq \min \left(\frac{ht}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \varnothing l \right) ; \varnothing t \leq \min \left(\frac{240}{35} ; \frac{100}{10} ; 8 \right)$$

$\varnothing l$: diamètre minimale des armatures longitudinales

Donc la section d'armatures transversales est: $A_t = 2\varnothing 8 = 1.01 \text{ cm}^2$

❖ **Espacement**

On vérifie les 03 conditions suivantes afin de prendre le min:

$$St \leq \min (0.9d ; 40\text{cm}) \rightarrow St \leq \min (0.9 \times 22 ; 40\text{cm}) \rightarrow St \leq 19.8 \text{ cm} \dots (1)$$

$$St \leq \frac{A_t \times 0.8f_e}{b \times (\tau_u - 0.3f_{t28})k} \rightarrow St \leq 119.26\text{cm} \dots (2)$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} K=1 \text{ car on n'a pas de reprise de bétonnage} \\ \text{Une fissuration peu nuisible (FPN).} \end{array} \right.$

$$S_t \leq \frac{A_t \times F_e}{0.4 \times b} \rightarrow 101\text{cm} \dots (3)$$

$St = \min [1 ; 2 ; 3]$ on prend $St = 15 \text{ cm}$

❖ **Vérification du cisaillement à la jonction table nervure**

$$\tau_u = \frac{b \times v_u}{0.9 \times b \times d \times h_0} = 0.424\text{MPa} < \tau_u^- = \min \left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{b} ; 5\text{MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement

❖ **Vérification des armatures longitudinales vis à vis des efforts tranchants**

$$\text{On vérifie que } A_s \geq \gamma_s \times \frac{v_u}{f_e} \rightarrow A_s = 7.23 \text{ cm}^2 \geq 0.057 \text{ cm}^2$$

Pas de risque de cisaillement des armatures longitudinales.

❖ **Vérification de la bielle**

$$\sigma_{bc} = \frac{V_u}{a \times b_0} \leq \frac{0.8 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$a = 0.9 \times d = 0.9 \times 22 = 0.198 ; b_0 = 0.1 ;$$

$$\sigma_{bc} = \frac{19.83 \times 10^{-3}}{0.198 \times 0.1} = 1.001 \text{ Mpa} \leq 13.33\text{Mpa} \rightarrow \text{vérifié}$$

❖ Vérifications à l'ELS

✓ Etat limite de compression du béton

On commence par chercher la position de l'axe neutre

$$H = b \times \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) \dots \text{BAEL 91}$$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 3.93 \times 10^{-4} (0.22 - 0.04) = -5.41 \times 10^{-4} < 0$$

D'où l'axe neutre est dans la nervure c'est donc une section en T

✓ Calcul de Y

Cela revient à résoudre l'équation de second degré qui suit :

$$b_0 \times y^2 + [2 \times (b - b_0) \times h_0 + 30A].Y - [(b - b_0).h_0^2 + 30.d.A] = 0$$

$$10y^2 + [2(65 - 10).4 + 30 \times 3.93]y - [55 \times 4^2 + 30 \times 22 \times 3.93] = 0$$

$$10y^2 + 557.9y - 3473.8 = 0 \quad \text{après résolution } y = 5.65 \text{ cm}$$

✓ Calcul de l'inertie I

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0 \times \left(y - \frac{h_0}{2}\right) + 15A(d - y)^2 = 17456.2 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{20.69 \times 10^{-3}}{192915.75 \times 10^{-8}} \times 0.0565 = 0.605 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ Vérification de la flèche

on doit vérifier les conditions suivantes : $f_{adm} > 5 \text{ m}$

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} = 0.037 > 0.0625 \text{ Pas vérifié}$$

1^{er} condition Non vérifié donc on doit faire une vérification de la flèche

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

La flèche admissible pour une poutre supérieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{530}{500} = 1.06 \text{ cm}$$

- ✓ $f_{gv}; f_{gi}$: Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.
- ✓ f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

✓ f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

➤ Evaluation des moments en travée

$Q_{jser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$Q_{gser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle

$Q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

Evaluation des chargements

Evaluation des moments

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65(5.51 - 0.4) = 3.32 \text{ kn/m} \\ Q_{gser} = 0.65 \times 5.51 = 3.58 \text{ kn/m} \\ Q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 4.56 \text{ kn/m} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 8.74 \text{ kn.m} \\ M_g = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 9.42 \text{ kn.m} \\ M_p = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 12 \text{ kn.m} \end{array} \right.$$

Propriétés géométriques de la section :

Pour l'axe neutre : $y = 5.65 \text{ cm}$

$$Y(g) = \frac{b_0 \times \left(\frac{h^2}{2}\right) + (b - b_0) \frac{h^2}{2} + (A \cdot d + A' \cdot d')}{b_0 \times h + (b - b_0) + (A + A')} = 8.14 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times h^3 + b_0 h \left(\frac{h}{2} - y_g\right)^2 + (b - b_0) h_0 \left(y_g - \frac{h_0}{2}\right)^2 + (b - b_0) \times \frac{h}{12} + [A(d - y_g) + A'(y_g - d')]$$

$$I_0 = 69567.42 \text{ cm}^4$$

coefficients λ et μ

Les coefficients λ et μ sont définis par le BAEL pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = 2.51 & \text{Déformation instantané} & \text{Avec } \rho = \frac{A_s}{b_0 \times b} \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1.3 = 1.003 & \text{déformation différé} & = \frac{3.93}{10 \times 22} = 0.017 = 1.7\% \end{cases}$$

Calcul des contraintes

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{stg} = 15 \times \frac{M_g \times (d-y)}{I} = 132.34 \text{ Mpa} \\ \sigma_{stj} = 15 \times \frac{M_j \times (d-y)}{I} = 122.79 \text{ Mpa} \\ \sigma_{stp} = 15 \times \frac{M_p \times (d-y)}{I} = 168.59 \text{ Mpa} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}} = 0.66 \\ \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}} = 0.64 \\ \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}} = 0.72 \end{array} \right.$$

Inertie fictives If

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fij} = \frac{1.1 \times i_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 29360.09 \text{ cm}^4 \\ I_{fig} = \frac{1.1 \times i_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 28805.3 \text{ cm}^4 \\ I_{fvg} = \frac{1.1 \times i_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 46043.97 \text{ cm}^4 \\ I_{fvp} = \frac{1.1 \times i_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 27259.96 \text{ cm}^4 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} f_{ij} = M_{jser} \times \frac{l^2}{10 \times E \times I_f^{ij}} = 2.59 \times 10^{-3} \text{ m} \\ f_{ig} = M_{gser} \times \frac{l^2}{10 \times E \times I_f^{ig}} = 2.85 \times 10^{-3} \text{ m} \\ f_{gv} = M_{gser} \times \frac{l^2}{10 \times E \times I_f^{gv}} = 6.82 \times 10^{-3} \text{ m} \\ f_{pi} = M_{gser} \times \frac{l^2}{10 \times E \times I_f^{pi}} = 3.84 \times 10^{-3} \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 6.82 - 2.59 + 3.84 - 2.85 = 5.22 \text{ mm}$$

$$\Delta f = 0.522 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{530}{500} = 1.06 \text{ cm} \quad (\text{Vériefie})$$

La flèche est vérifiée

Tableau III.7 Ferrailage des poutrelles (terrasse accessible)

	M(kn.m)	μ_{bu}	α	Z	A (cm ²)	A (cm ²)	A _{min}	A _{choisi}
En travée	16.74	0.034	0.047	0.215	0	2.23	1.68	3HA10
intermdiaire	-11.64	0.026	0.033	0.217	0	1.54	1.7	1HA10+ 1HA12
rive	-2.42	0.0054	0.0067	0.22	0	0.31	1.7	1HA10+ 1HA12

Ferrailage de la dalle de compression

On utilise des ronds lisses de nuance Fe= 235 MPa.

$$\text{Armatures perpendiculaires aux poutrelles: } A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} = \mathbf{1.106 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

$$\text{Armatures parallèles aux poutrelles: } A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \mathbf{0.55 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

On prend :

III.2 Étude des dalles pleines

III.2.2 Introduction

Une dalle pleine est une plaque horizontale mince en béton armé qui peut reposer sur 2, 3 ou 4 appuis dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions.

On appelle :

L_x : la plus petite dimension du panneau ;

L_y : la plus grande dimension du panneau.

Dans notre structure on a un seul type de dalle pleine

Qui se reposent sur 03 appuis

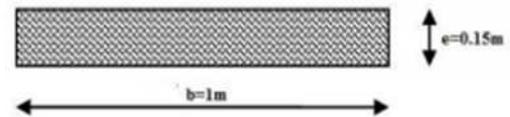


Figure.III.8 : Section de ferrailage de la dalle pleine

On calcul pour la plus défavorable

$L_x = 1.275$ m, $L_y = 2.85$ m, $e = 15$ cm, $\rho = 0.447$

III.2.2.1 Calcul des sollicitations

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section ($b \times h$) cm^2

Pour les moments fléchissant on distingue deux cas :

1^{er} cas : $L_x < \frac{L_y}{2}$

$$\begin{cases} M_{0x}^{\mu} = \frac{p \times L_x^2 \times L_y}{2} - \frac{2 \times p \times L_x^2}{3} \\ M_{0y}^{\mu} = \frac{p \times L_x^3}{6} \end{cases}$$

2^{eme} cas : $L_x \geq \frac{L_y}{2}$

$$\begin{cases} M_{0x}^{\mu} = \frac{p \times L_y^3}{24} \\ M_{0y}^{\mu} = \frac{p \times L_y^2}{8} \times \left(L_x - \frac{L_y}{2} \right) + \frac{p \times L_y^3}{48} \end{cases}$$

$L_x = 1.275$ m ; $\frac{L_y}{2} = 1.425$ m

$L_x = 1.275 < \frac{L_y}{2} = 1.425$.

Notre panneau vérifié le 1^{er} cas

$$M_{0x}^{\mu} = \frac{12.36 \times 1.275^2 \times 2.85}{2} - \frac{2 \times 12.36 \times 1.275^2}{3} = 11.55 \text{ kn.m}$$

$$M_{0y}^{\mu} = \frac{12.36 \times 1.275^3}{6} = 4.27 \text{ kn.m}$$

En travée

$$M_t^x = 0.85 \times M_t^x = 0.85 \times 11.55 = 9.82 \text{ kn.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_t^y = 0.85 \times 4.27 = 3.63 \text{ kn.m}$$

En appui

❖ Appuis de rive :

$$M_a^x = M_a^y = -0.3 \times M_0^x = 0.3 \times 11.55 = \mathbf{3.47 \text{ kn.m}}$$

❖ Appuis intermédiaires :

$$\begin{aligned} M_a^x &= -0.5 \times M_0^x \\ &= -0.5 \times 11.55 = \mathbf{-5.775 \text{ kn.m}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_a^y &= -0.5 \times M_0^y \\ &= -0.5 \times 4.27 = \mathbf{-2.125 \text{ kn.m}} \end{aligned}$$

Calcul de ferrailage

La dalle pleines se calcul à la flexion simple ($b \times h$) cm^2 :

✓ **En travée selon (xx)**

$$B=1 \quad ; \quad d = e - 2 = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$M_t^x = 9.82 \text{ kn.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d \times f_{bu}} = \frac{9.82 \times 10^{-3}}{0.13 \times 1 \times 14.2}$$

$$\mu_{bu} = 0.0409 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} < \mu_1 \rightarrow \mathbf{A}' = \mathbf{0}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times (0.0409)}) = 0.05$$

$$z = 0.13(1 - 0.4 \times 0.05) = 0.127 \text{ m}$$

$$A = \frac{9.82}{0.127 \times 348} = 2.22 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 0.13 \times 1 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On ferraille avec A^{cal} on adopte : **2HA12 = 2.26 cm²/ml**

✓ **En travée selon (yy)**

$$B=1 ; d = e - 2 = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$M_t^x = 3.63 \text{ kn.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d \times f_{bu}} = \frac{3.63 \times 10^{-3}}{0.13 \times 1 \times 14.2}$$

$$\mu_{bu} = 0.015 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} < \mu_1 \rightarrow \mathbf{A}' = \mathbf{0}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times (0.015)}) = 0.019$$

$$z = 0.13 (1 - 0.4 \times 0.019) = 0.129 \text{ m}$$

$$A = \frac{3.63}{0.129 \times 348} = 0.808$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 0.13 \times 1 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2 \text{ d'où : } A^{\min} > A^{\text{cal}}$$

On ferraille avec A^{\min} on adopte : **4HA10 = 3.14 cm²/ml**

✓ **Ferraillages aux appuis**

❖ Rive : (x-x)

$$M_a^x = 3.47 \text{ kn.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d \times f_{bu}} = \frac{3.47 \times 10^{-3}}{0.13 \times 1 \times 14.2}$$

$$\mu_{bu} = 0.0145 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} < \mu_1 \rightarrow \mathbf{A}' = \mathbf{0}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times (0.0145)}) = 0.018$$

$$z = 0.13 (1 - 0.4 \times 0.018) = 0.129 \text{ m}$$

$$A = \frac{3.47}{0.129 \times 348} = 0.773$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 0.13 \times 1 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2 \text{ d'où : } A_{\min} > A^{\text{cal}}$$

On ferraille avec A^{\min} on adopte : **4HA10 = 3.14 cm²/ml**

❖ Rive (y-y) :

$$M_a^x = 3.47 \text{ kn.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d \times f_{bu}} = \frac{3.47 \times 10^{-3}}{0.13 \times 1 \times 14.2}$$

$$\mu_{bu} = 0.0145 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} < \mu_1 \rightarrow \mathbf{A}' = \mathbf{0}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times (0.0145)}) = 0.018$$

$$z = 0.13 (1 - 0.4 \times 0.018) = 0.129 \text{ m}$$

$$A = \frac{3.47}{0.129 \times 348} = 0.773$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 0.13 \times 1 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2 \text{ d'où : } A_{\min} > A^{\text{cal}}$$

On ferraille avec A^{\min} on adopte : **4HA10 = 3.14 cm²**

❖ Intermédiaire

Selon (x-x) :

$$M_a^x \text{ int} = 5.775 \text{ kn.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d \times f_{bu}} = \frac{5.775 \times 10^{-3}}{0.13 \times 1 \times 14.2} = 0.024$$

$$\mu_{bu} = 0.024 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow \mu_{bu} < \mu_1 \rightarrow \mathbf{A}' = \mathbf{0}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times (0.024)}) = 0.0304$$

$$z = 0.13 (1 - 0.4 \times 0.018) = 0.128 \text{ m}$$

$$A = \frac{3.47}{0.128 \times 348} = 1.29 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 0.13 \times 1 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2 \text{ d'où : } A_{\min} > A^{\text{cal}}$$

On ferraille avec A^{\min} on adopte : **4HA10 = 3.14 cm²**

Selon (y-y)

$$M_a^x = 2.125 \text{ kn.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d \times f_{bu}} = \frac{2.125 \times 10^{-3}}{0.13 \times 1 \times 14.2}$$

$$\mu_{bu} = 0.00885 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} < \mu_1 \rightarrow \mathbf{A}' = \mathbf{0}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times (0.00885)}) = 0.011$$

$$z = 0.13 (1 - 0.4 \times 0.011) = 0.129 \text{ m}$$

$$A = \frac{2.125}{0.129 \times 348} = 0.0473 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 0.13 \times 1 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2 \text{ d'où : } A_{\min} > A^{\text{cal}}$$

On ferraille avec A^{\min} on adopte : **4HA10 = 3.14 cm²**

Tableau III.8: Ferrailage de la dalle pleine D1.

		M (kn.m)	μ_{bu}	A	Z(m)	A^{cal} (cm ²) /ml	A^{\min} (cm ²)/ml	$A_{\text{adopté}}$
En Travée	x-x	9.82	0.0409	0.05	0.127	2.22	1.57	2HA12
	y-y	3.63	0.015	0.019	0.129	0.808	1.57	4HA10
En appuis Intermédiaires	x-x	3.47	0.024	0.0304	0.128	1.29	1.57	4HA10
	y-y	3.47	0.0088	0.011	0.129	0.0473	1.57	4HA10
En appuis de Rive	x-x	5.775	0.0145	0.018	0.129	0.773	1.57	4HA10
	y-y	2.125	0.0145	0.014	0.017	0.773	1.57	4HA10

❖ Calcul des espacements

$St \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) = \min(45,33)$ Soit : $St = 33 \text{ cm}$ (Sens principal x)

$St \leq \min(4e ; 45 \text{ cm}) = \min(45,45)$ Soit : $St = 45 \text{ cm}$ (Sens secondaire y)

❖ Vérification de la condition de non Fragilité

Pour une dalle de $e \geq 12 \text{ cm}$ et $\rho > 0.4$

$$A_x^{\min} = \rho \times \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times e = 0.0008 \times \left(\frac{3 - 0.447}{2} \right) \times 1 \times 0.15 = 1.53 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = \rho \times b \times e = 0.0008 \times 1 \times 0.15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28}$$

$$V_u^{\max} = \frac{Q_u \times L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{12.36 \times 1.275}{2} \times \frac{1}{1 + 0.2235} \rightarrow V_u^{\max} = 6.44 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{6.44 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} ; \tau_{adm} = \frac{0.07}{1.5} \times 25 = 1.67 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.0429 \leq \tau_{adm} = 1.67 \rightarrow \text{verifié}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

❖ Vérification à l'ELS

➤ Etat limite de compression du béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15A \times y - 15A \times D = 0 \rightarrow y = 2.86 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15A \times (d - y)^2 \rightarrow 4713.2 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (D - y) \leq \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_t 28} \right]$$

$$\sigma_{st} = 99.55 \text{ MPa} < 201.63 \text{ mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

Tableau III.9 Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.

	M _{ser} (kn.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ⁻ (mpa)	σ _{st} (mpa)	σ _{st} ⁻ (m pa)
Appuis x	2.46	3917.85	2.43	1.53	15	99.55	201.63
Appuis y	2.46	3917.85	2.43	1.53	15	99.55	201.63
Travée int x	4.0985	3917.85	2.43	2.54	15	165.5	201.63
Travée int y	1.515	3917.85	2.43	0.94	15	61.12	201.63
Travée rive x	6.97	3917.85	2.43	4.32	15	182.12	201.63
Travée rive y	2.58	3917.85	2.43	1.6	15	104.41	201.63

Etat limite de déformation on vérifie les 3 conditions suivantes :

Sens x

$$\frac{h}{l} = \frac{0.15}{1.275} = 0.117 > \frac{3}{80} = 0.037$$

$$\frac{h}{l} = \frac{0.15}{1.275} = 0.117 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.085$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{1.57 \times 10^{-4}}{1 \times 0.1} = 0.00157 > \frac{4.2}{f_e} = 0.105$$

Sens y

$$\frac{h}{l} = \frac{0.15}{2.85} = 0.052 > \frac{3}{80} = 0.037$$

$$\frac{h}{l} = \frac{0.15}{2.85} = 0.052 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.085$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{1.57 \times 10^{-4}}{1 \times 0.1} = 0.00157 > \frac{4.2}{f_e} = 0.105$$

Toutes les conditions sont vérifiées selon xx

La vérification de la flèche n'est donc plus nécessaire.

Selon (y-y) : évaluation de la flèche :

$$f_{gv} = 0.45\text{mm} ; f_{ji} = 0.106\text{mm} ; f_{pi} = 0.249 ; f_{gi} = 0.15\text{mm}$$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.443\text{mm} < f_{adm} = 2.8\text{mm}$$

La flèche est vérifiée

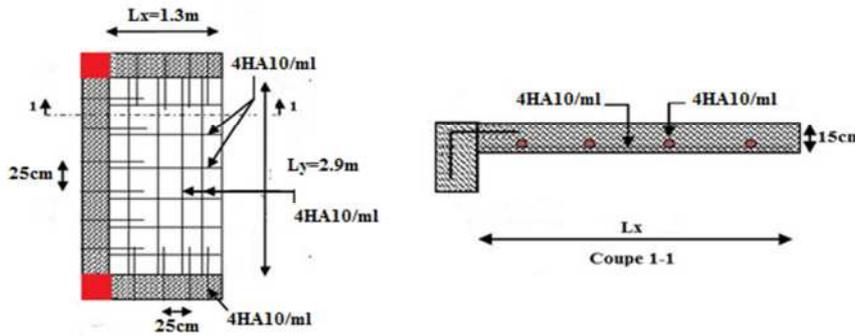


Figure III.9 : Schéma de ferrailage D1.

III.3 Étude de l'escalier

Définition

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois. Dans notre structure nous avons un seul type d'escalier à deux volées.

3.1. Type 01 (escalier étage courant)

$$\text{Volée: } \begin{cases} G=9.21 \text{ KN/m}^2, \\ Q=2.5 \text{ KN/m}^2, \end{cases} \quad \text{palier: } \begin{cases} G=5.86 \text{ KN/m}^2 \\ Q=2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Combinaison de charges

$$\text{Volée: } \begin{cases} q_u = 1.35G + 1.5Q = 16.18 \text{ KN/m} \\ q_s = G + Q = 11.71 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{Palier: } \begin{cases} q_u = 11.66 \text{ KN/m} \\ q_s = 8.36 \text{ KN/m} \end{cases}$$

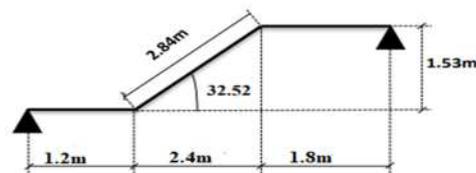


Fig.III.10.Schéma de la volée et palier d'escalier

Calcul des Sollicitations

le calcul se fera pour une poutre isostatique avec la méthode RDM :

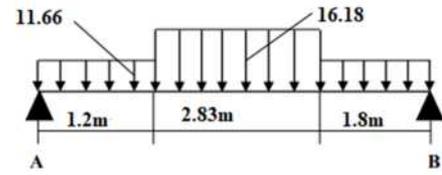


Figure.III.11 Schéma statique

A l'ELU: $\Sigma f = 0$

$$\rightarrow RA + RB = (11.66 \times 1.2) + (16.18 \times 2.84) + (11.66 \times 1.6) = 80.76 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow RB = \mathbf{44.38 \text{ KN}}$$

$$RA = \mathbf{36.37 \text{ KN}}$$

A l'ELS:

$$\Sigma f = 0 \rightarrow RA + RB = (11.7 \times 2.84) + (8.36 \times 1.8) + (8.36 \times 1.2) = 58.08 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow RB = \mathbf{32 \text{ KN}}$$

$$RA = \mathbf{26.08 \text{ KN}}$$

Tableau III.10 sollicitation et schémas représentatifs des escaliers.

Traçons	EL	Effort tranchant (kn)	Moments (kn.m)	Schéma
$0 \leq x \leq 1.2$	Elu	$T(x) = 11.66x - 36.37$ $T(0) = -36.37$ $T(1.2) = -22.38$	$M_z = R_a x - q_v \frac{x^2}{2}$ $M(0) = 0$ $M(1.2) = 35.25$	
	Els	$T(x) = 8.36x - 26.08$ $T(0) = -26.08$ $T(1.2) = -16.04$	$M_z = R_a x - q_v \left(\frac{x^2}{2}\right)$ $M(0) = 0$ $M(1.2) = 25.27$	
$1.2 \leq x \leq 4.03$	Elu	$T(1.2) = -22.38$ $T(4.03) = -51.21$	$M(1.2) = 133.66$ $M(4.03) = 53.96$	
	Els	$T(1.2) = -16.04$ $T(4.03) = -31.15$	$M(1.2) = 0$ $M(4.03) = 25.27$	

$0 \leq x \leq 1.8$	Elu	$T(x) = -11.66x + 26$ $T(0) = +26$ $T(1.8) = 5.01$	$M_z = R_B x - q_p \left(\frac{x^2}{2}\right)$ $M(0) = 0$ $M(1.8) = 36.85$	
	Els	$T(x) = -8.36x + 22.3$ $T(0) = +22.3$ $T(1.8) = 7.25$	$M_z = R_B x - q_p \left(\frac{x^2}{2}\right)$ $M(0) = 0$ $M(1.8) = 26.59$	

Calcul du moment max

à l'ELU $\frac{dM}{dx} = 0 \rightarrow x = 2.66\text{m}$; $M_Z(2.4) = 41.13 \text{ KN.m}$

à l'ELS: $M_Z(2.66) = 29.77 \text{ KN.m}$

Les moments réels

$$M_t = 0.75 \times M_0^{max}; M_a = -0.5 \times M_0^{max}$$

Tableau III.11 sollicitation dans les escaliers

Etat	M_0^{max} ; (kn.m)	M_a (kn.m)	M_t (kn.m)	V(kn)
ELU	41.13	20.57	59.25	33.47
ELS	29.77	14.89	22.33	24.15

Calcul du ferrailage

Le ferrailage se fera en F.S pour une section rectangulaire ($b \times h$) = (100×18)

Soit : FPN :

$$e = 15\text{cm}; c = 2\text{ cm}; d = 16\text{ cm}$$

Tableau III.12 Ferrailage des escaliers.

	M (kn.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	$A_{adopté}$
En travée	30.85	0.084	0.109	0.153	5.49	1.93	5HA12 =5.65
En appuis	20.57	0.061	0.072	0.155	3.81	1.93	5HA10 = 3.93

❖ **Calcul des armatures de répartition**

En travée : $A_{rt} \geq \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.4125$ on prend : **4HA8= 2.01 cm²/ml**

En appuis : $A_{ra} \geq \frac{A_t}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.1775$ on prend : **4HA8= 2.01 cm²/ml**

❖ **Vérification de l'espacement des armatures**

- En travée : les armatures principales : $St = 25\text{cm} \leq \min(3e; 33\text{cm}) = 33\text{ cm}$

Les armatures secondaire : $St = 25\text{cm} \leq \min(4e; 45\text{cm}) = 45\text{ cm}$

- En appuis : les armatures principales : $St = 25\text{cm} \leq \min(3e; 33\text{cm}) = 33\text{ cm}$

Les armatures secondaire : $St = 25\text{cm} \leq \min(4e; 45\text{cm}) = 45\text{ cm}$

❖ **Vérification a l'ELU**

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{ Mpa}\right)$$

$$0.209 < 3.33 \rightarrow \text{verifié}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement

❖ **Etat limite de compression du béton**

Tableau III.13 : Vérification des contraintes.

	M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc}^- (mpa)
En travée	22.33	4.43	11976.57	8.26	15
En appuis	14.89	4.98	13122.21	5.65	15

❖ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne soient pas vérifiées

➤ $e > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{Mt}{20M_0}\right) \times L \rightarrow e=18\text{ cm} \geq 17.4$ **vérifié**

➤ $At < \frac{2b \times d}{f_e} = \frac{2 \times 100 \times 16}{400} = 8\text{ cm}^2 \rightarrow At=5.65\text{ cm}^2 < 8$ **vérifié**

➤ $L = 1.8 + 2.84 = 4.64 < 8\text{ cm} \rightarrow$ **vérifié**

D'où la vérification de flèche n'est pas nécessaire

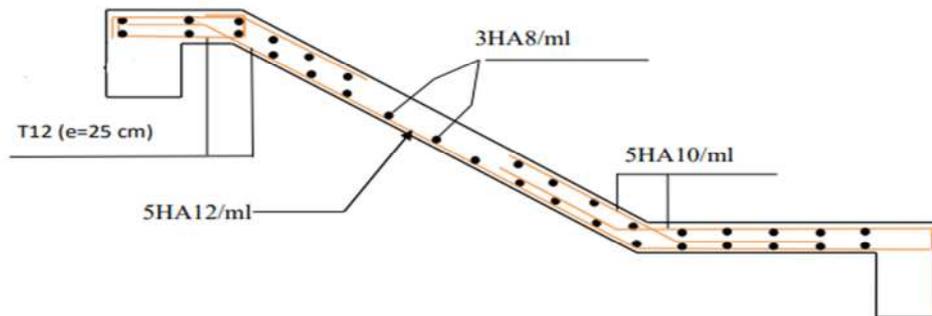


Figure.III.12 : Schéma de ferrailage de l'escalier.

Étude de la poutre palière



Figure.III.13 : Schéma statique poutre palière.

$$\text{Dimensionnement : } \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10} \rightarrow 20 \leq h \leq 30$$

Exigence de RPA/99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \geq 4 \end{array} \right. \quad \text{on prend } b \times h = (30 \times 35) \text{ cm}^2$$

Définition des charges

$$\text{Poids de la poutre : } g_0 = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2.526 \text{ kn/m}$$

$$\text{Charge transmise de la paillasse : } g_m = 2.71 \left(\frac{2.7-0.3}{2} \right) = 3.252 \text{ kn/ml}$$

Calcul des sollicitations

$$\text{Elu : } p_u = 1.35 \times (3.252 + 2.625) + 1.5 \times 2.5 = 11.68 \text{ kn/ml}$$

$$\text{Els : } p_s = (3.525 + 2.625) + 2.5 = 8.38 \text{ kn/ml}$$

Les réactions d'appuis :

Elu

$$\sum fv=0 \rightarrow R_a+R_b = 11.68 \times 3 = 35.04 \text{ kn/m} \quad \sum M/a=0 \rightarrow M = 11.68 \times \frac{3^2}{2} - 3R_b = 0$$

$$R_b = 17.52 \text{ kn} \quad R_a = 17.52 \text{ kn}$$

$$\text{Els : } R_a = R_b = 12.57 \text{ kn/m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Elu : } p_u = 1.35 \times (3.252 + 2.625) + 17.52 = 25.45 \text{ kn/ml} . \\ \text{Els : } p_s = (3.525 + 2.625) + 12.57 = 18.45 \text{ kn/ml} . \end{array} \right.$$

Les moments réels :

$$\text{Elu : } \left\{ \begin{array}{l} M_t = \frac{25.45 \times 3^2}{24} = 9.54 \text{ kn/ml} \\ M_a = -\frac{25.45 \times 3^2}{12} = -19.09 \text{ kn/ml} \end{array} \right.$$

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = \frac{24.45 \times 3}{2} = 38.175 \text{ kn}$$

$$\text{Els : } \left\{ \begin{array}{l} M_t = \frac{18.45 \times 3^2}{24} = 6.92 \text{ kn.m} \\ M_a = -\frac{18.45 \times 3^2}{12} = -4.61 \text{ kn.m} \end{array} \right.$$

Calcul de la section d'armature a la flexion simple.

En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d \times f_{bu}} = \frac{9.54 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.33^2 \times 14.2}$$

$$\mu_{bu} = 0.0 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times (0.02)}) = 0.026$$

$$z = 0.13 (1 - 0.4 \times 0.026) = 0.129 \text{ m}$$

$$A = \frac{9.54 \times 10^{-3}}{0.129 \times 348} = 8.41 \times 10^{-5} m^2$$

Le RPA nous exige : $A_{min} = 0.5\% b \times h$ (**article 7.5.2.1**)

$$A_{min} = 0.23 \times b \times h = 5.25 \text{ cm}^2$$

En appuis :

Tableau III.14 : Ferrailage de la poutre palière.

	M (kn)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A choisit
Appuis	19.09	0.041	0.052	0.323	1.698	4.25	4 HA 14
travée	9.54	0.02	0.026	0.13	0.841	4.25	4 HA14

❖ vérification a l'ELU

$$V_u = \frac{24.45 \times 3}{2} = 38.175 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{38.175 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.33} \leq \tau_u^- = \min(0.15 \frac{f_{t28}}{y_b} ; 4 \text{ mpa}) .$$

$$0.0.385 < 2.5 \text{ vérifié}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement

❖ Vérification des armatures longitudinales

$$A > (38.175 \times 10^{-3} + \frac{19.09 \times 10^{-3}}{2 \times 0.9 \times 0.33}) \times \frac{1.15}{400} = 2.95 \text{ cm}^2$$

$$A = 5.25 \text{ cm}^2 > 2.95 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{vérifié}$$

❖ Calcul de l'Espacement

$$St \leq \min(0.9d ; 40\text{cm}) \rightarrow St \leq 29.7 \text{ cm}$$

On opte : st= 15 cm en travée

$$St = 10 \text{ cm en appuis}$$

Calcul de la section d'armature

le moment de torsion provoque sur la poutre palière est transmis par la volée, c'est a dire le moment d'appuis de l'escalier M^{torsion} , $M_b = 20.57 \text{ kn.m}$

pour une section pleine , on remplace la section réelle par une creuse équivalente dont l'épaisseur de la parois est egale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contours de la section . (BAEL 91)

μ : périmètre de la section ; Ω : aire du contour tracée a mi-hauteur , e : épaisseur de la parois

A_L : section d'acier ;

$$e = \frac{\phi}{6} = \frac{b}{6} = 5 \text{ cm ;}$$

$$\Omega = (b-e) \times (h-e) = 0.0924 \text{ m}^2 ;$$

$$\mu = 2([b - e] + [h - e]) = 1.22 \text{ m ;}$$

$$A_L = \frac{M_{tu} \times \mu \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{20.57 \times 10^{-3} \times 1.22 \times 1.15}{2 \times 0.0924 \times 400} = 3.9 \text{ cm}^2 ;$$

Section d'armature finale

➤ En travée

Soit :

$$A_t = A_{\text{flexion}} + \frac{A_{\text{torsion}}}{2} = 8.41 \times 10^{-4} + \frac{3.81 \times 10^{-4}}{2} = 2.74 \text{ cm}^2 < A_{\text{min}}$$

$$= 5.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_t = 5 \text{ HA } 12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

➤ En appuis

Soit :

$$A_t = A_{\text{flexion}} + \frac{A_{\text{torsion}}}{2} = 1.698 \times 10^{-4} + \frac{3.81 \times 10^{-4}}{2} = 3.602 \text{ cm}^2$$

$$< A_{\text{min}} = 5.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_t = 5 \text{ HA } 12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

Vérification de la contrainte de cisaillement : $\tau_u \leq \tau_u^-$

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{\text{torsion}}^2 + \tau_{\text{flexion}}^2} \dots\dots\dots \text{BAEL 99.}$$

$$\text{On as } V_{\text{max}} = 38.175 \text{ kn}$$

$$\tau_{\text{flexion}} = 0.385 \text{ mpa}$$

$$\tau_{\text{torsion}} = \frac{20.57 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0924 \times 0.05} = 2.226 \text{ mpa}$$

$$\text{D'où } \tau_u = 2.226 < \tau_u^- = \min(0.15 \frac{f_{t28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ mpa}) = 2.5 \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

Calcul des armatures transversal a la torsion

$$A_t^{min} = 0.003 \times st \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{tu} \times st \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{36.85 \times 10^{-3} \times 15 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 385 \times 10^{-8} \times 348} = 1.32 \text{ cm}^2$$

D'où $A_t = 1.35 + 1.32 = 2.67 \text{ cm}^2$.

Tableau III.15 :Section d'armature de la poutre palière.

	Flexion simple		torsion	A total (cm ²)		A adopté (cm ²)	
	travée	Appuis		travée	appuis	travée	appuis
Longitudinale	5.25	5.25	3.9	10.36	3.648	5HA16+1HA10 =10.84	4HA12 =4.52
transversale	1.32		1.35	1.92		4HA8 = 2.01	

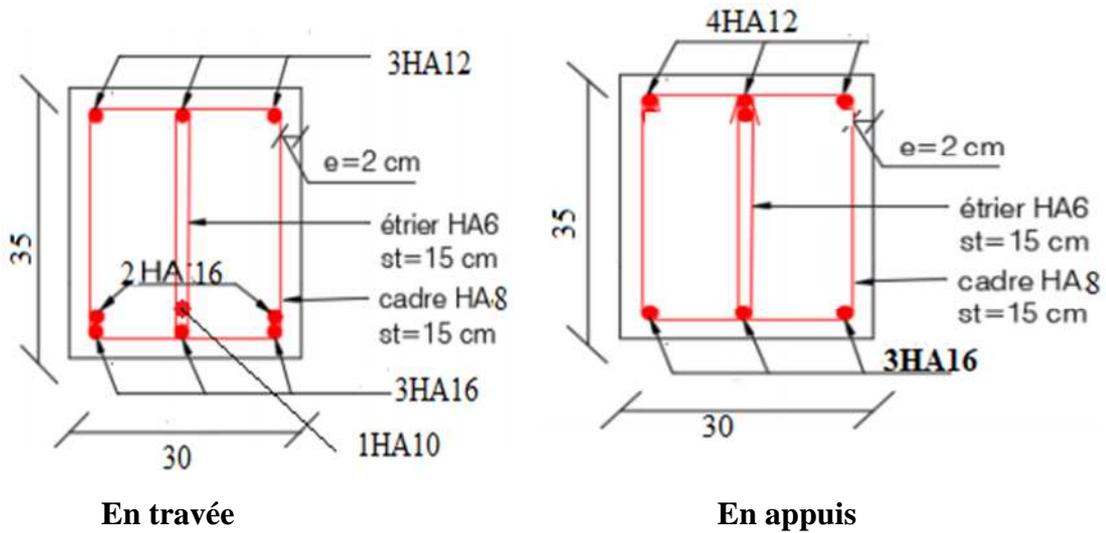


Figure.III.14 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

Étude de la poutre de chaînage

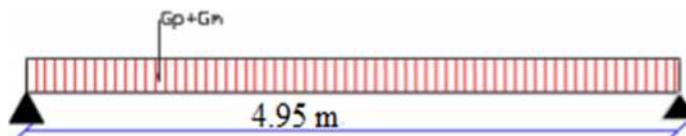


Figure.III.15: Schéma statique de la poutre de chaînage.

Dimensionnements RPA99(Art 9.3.3)

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{15} \quad \text{tel que } L_{max} = 4.95 \text{ m} \quad 33 \text{ cm} \leq h \leq 49.5 \text{ cm}$$

On opte : $(b \times h) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$

Calcul des sollicitations

La poutre de chaînage est conçue pour reprendre son poids propre et le poids de mur qui reprendre :

$$G_{\text{plancher}} = 25 \times 0.35 \times 0.35 = 3.0625 \text{ KN/ml} ; G_{\text{mur}} = 2.71 \times 1 = 2.71 \text{ KN/ml}$$

Calcul des moments

$$\text{ELU: } q_u = 1.35 \times (G_p + G_m) = 7.78 \text{ KN/ml} ;$$

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = 23.85 \text{ KN/ml} ; V_u = \frac{q_u \times l}{2} = 19.26 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = G_p + G_m = 5.77 \text{ KN/ml} ; M_s = \frac{q_s \times l^2}{8} = 17.67 \text{ KN/ml}$$

Correction des moments

$$\text{Travée : } M_{tu} = 0.85 \times M_u = 20.27 \text{ KN/ml} ; M_{ts} = 0.85 \times M_s = 15.01 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Appuis : } M_{au} = -0.5 \times M_u = -11.82 \text{ KN/ml} ; M_{as} = -0.5 \times M_s = -8.83 \text{ KN/ml}$$

Tableau III.16 : Ferrailage de la poutre de chaînage.

	$M_u(\text{kn.m})$	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{\text{calculé}}(\text{cm}^2)$	A_{min}	$A_{\text{choisi}}(\text{cm}^2)$
En Travée	20.27	0.039	0.05	0.31	1.85	1.35	3HA12 =3.39
En Appuis	-11.82	0.023	0.029	0.316	1.07	1.35	3HA10 =2.36

Vérification a l'ELU

❖ Effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{23.85 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.32} \leq \tau_u = \min(0.2 \frac{f_{t28}}{y_b} ; 5 \text{ mpa}) .$$

0.212 < 3.33 vérifié → Pas de risque de rupture par cisaillement.

❖ Calcul des armatures transversales

On fixe $st = 15 \text{ cm}$ puis on calcul A_{trans}

$$\text{a) } A_{\text{trans}} \geq \frac{0.4 \times b \times st}{f_e} \Rightarrow A_{\text{trans}} \geq 0.52 \text{ cm}^2 ; \text{ b) } A_{\text{trans}} \geq \frac{b \times st (\tau_u - 0.3 f_{c28})}{0.9 f_e} < 0$$

Soit un cadre $\emptyset 8$ + un étrier $\emptyset 8 \Rightarrow A_{\text{trans}} = 4 \emptyset 8 = 2.1 \text{ cm}^2$

Vérification à L'ELS

Tableau III.17 : Vérification de l'état limite de compression du béton.

	Mser (KN. m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc}^- (Mpa)	Observation
En Travée	15.01	8.44	37687	3.36	15	Vérifié
En appuis	8.83	7.22	27918	2.28	15	Vérifié

État limite de déformation

- ✓ $\frac{h}{l} = 0.0707 > \frac{1}{16} = 0.0629$ **vérifie**
- ✓ $\frac{h}{l} = 0.0707 > \frac{Mt}{10 \times M_0} = 0.0629$ **vérifie**
- ✓ $\frac{A}{b \times d} = 4.92 \times 10^{-3} > \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$ **vérifie**

D'où la vérification de flèche n'est pas nécessaire

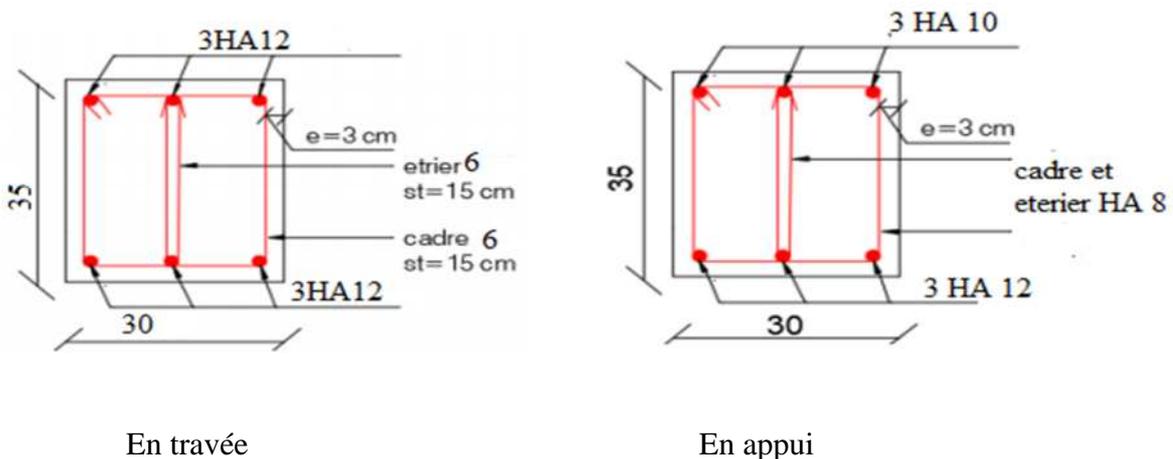


Figure 16 : Schémas de ferrailage de la poutre de chaînage.

Étude de l'acrotère

❖ Hypothèses de calcul :

L'acrotère est sollicité en flexion composée.

La fissuration est considérée comme préjudiciable. (H=0.75m)

❖ Evaluation des charges

$S=0.0785 \text{ m}^2$; $G=2.45 \text{ KN}$; $Q=1 \text{ KN}$

La force sismique: $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_P \dots$ (RPA art 6.2.3)

A : Coefficient d'accélération de zone (zone IIa A=0.15)

Cp: Facteur de force horizontale, (Cp=0.8)

WP : Poids de l'élément considéré.

$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.45 = 1.176 \text{ KN}$

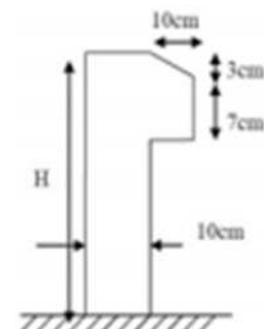


Figure.III.17: Schéma de l'acrotère.

Calcul du CDG de la section

La section de calcul en flexion composée sera de $(100 \times 10) \text{cm}^2$, et le calcul se fait pour une bonde de 1ml.

$$X_G = \frac{\sum A_i \times X_i}{\sum A_i} = 6.05 \text{ cm} \text{ et } Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = 38.17 \text{ cm}$$

Moment engendré par les efforts normaux

$$N_G = 2.45 \text{ KN}$$

$$M_G = 0$$

$$N_Q = 0 \text{ KN}$$

$$M_Q = Q \times h = 0.75 \text{ KN.m}$$

$$N_{FP} = 0 \text{ KN}$$

$$M_{FP} = FP \times Y_G = 0.449 \text{ KN.m}$$

KN.m

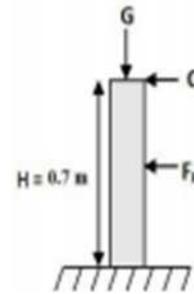


Figure.III.18 : Schéma statique de l'acrotère.

Sollicitation de calcul :

Tableau III.18 : Tableau des combinaisons de l'acrotère.

	ELA	ELU	ELS
Comb de charge	G+Q+FP	1.35G+1.5Q	G+Q
N (KN)	2.45	3.31	2.45
M(KN.m)	1.149	1.05	0.75

$$\text{Calcul de l'excentricité : } e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.149}{2.45} = 0.469 \text{ m}$$

$\frac{H}{e} = 0.1166 \text{ m} < e_1 \rightarrow$ le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central, la section est partiellement comprimée et le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

- Pour la justification vis à vis de l'ELU de stabilité de forme, nous allons remplacer "e1" par "e" qui est l'excentricité réelle de calcul $e = e_1 + e_2 + e_a$ avec

e_1 : excentricité structurale.

e_2 : excentricité due aux effets de second ordre liés à la déformation de la structure.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$$e_a = \max \left(2\text{cm}; \frac{L}{250} \right) = \max \left(2\text{cm}, \frac{75}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3L^3(2+\alpha\phi)}{10^4 \times h}$$

Avec :

h: hauteur de la section

\emptyset : le rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

α : le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi-permanentes au moment total du premier ordre.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0 \quad \text{RPA(art A.4.3.5)}$$

L_f : longueur de flambement.

$$L_f = 2 \times l_0 = 1.4 \text{ m.}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 1,4^2 \times 2}{10^4 \times 0,1} = 0,01176 \text{ m} \quad \text{D'ou : } e = 0,5 \text{ m.}$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul sont :

$$N_u = 3,31 \text{ KN} ; M_u = N_u \times e = 1,65 \text{ KN.m} ; h = 10 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm.}$$

$$\text{selon le BAEL91: } M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1,71 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0,0246 < 0,392 \Rightarrow A' = 0 ; \alpha = 0,031 ; Z = 0,069 \text{ m} ; \\ A = 0,71 \text{ cm}^2$$

$$\text{Ainsi la section à la flexion composée sera : } A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0,614 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELU

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,85 \text{ cm}^2 > A \rightarrow \text{on ferraille avec } A_{min}$$

$$\text{On adopte : } 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Les armatures de répartitions: } A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$\text{on adopte: } 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Espacement: Armatures principales: } st \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{on adopte } st = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Armatures de répartitions: } st \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{on adopte } st = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Vérification au cisaillement: } \bar{\tau} \leq \min(0,1 f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = F_p + Q = 1,176 + 1 = 2,176 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \cdot d} = 0,031 \text{ Mpa} < \bar{\tau} \rightarrow \text{pas de risque de cisaillement.}$$

$$\text{Vérification de l'adhérence } \tau_s = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum \mu_i} \quad \text{avec}$$

$\sum \mu_i$: la somme des périmètres des barres

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \varphi = 4 \times 3,14 \times 8 = 100,48 \text{ mm}$$

$$\tau_s = \frac{2,176 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,07 \times 100,48 \times 10^{-3}} = 0,343 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \times \Psi_2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,52 \times 2,1 = 2,83 \text{ Mpa}$$

Avec : $\Psi = 1,5$ pour des aciers HA

$\tau_s < \bar{\tau}_s$ d'où pas de risque par rapport à l'adhérence

Vérifications à l'ELS

On a $d = 0.07 \text{ m}$; $N_{ser} = 2.45 \text{ KN}$; $M_{ser} = 0.7 \text{ KN.m}$

Vérification des contraintes : $\sigma_{bc} = \frac{N^{ser} \times y^{ser}}{\mu t}$; $\sigma_s = \frac{15 \times N^{ser} \times (d - y^{ser})}{\mu t}$;

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 150\eta \right) \rightarrow \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

Position de l'axe neutre

$C = d = e_1$ avec e_1 : distance du centre de pression (c) à la fibre la plus comprimée de la section .

$$e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.3057 \text{ m} > d \rightarrow (c) \text{ est à l'intérieur de la section}$$

$$c = 0.07 - 0.3057 = -0.24 \text{ m} ; y_{ser} = yc + c$$

$$y_c^3 + Pyc + q = 0 \quad \dots \textcircled{1}$$

$$q = 0.029 \text{ m}^3 ; P = -0.167 \text{ m}^2$$

On remplace «P» et «q» par leurs valeurs respectives dans l'équation ① on obtient :

$$yc = +0.47 \text{ m} ; y_{ser} = -0.23 \text{ m} ; \mu t = 0.0269$$

$$\sigma_{bc} = 0.021 \text{ MPa} < \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPa} ; \sigma_s = 0.41 \text{ MPa} < \sigma_{bc}^- = 201.66 \text{ MPa}$$

Schéma de ferrailage

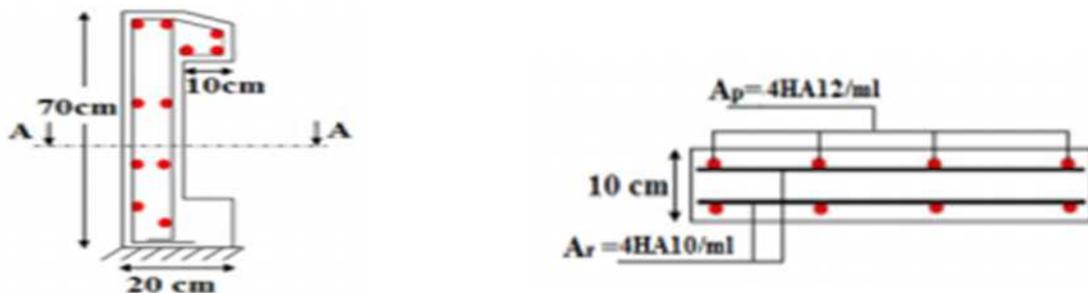


Figure.III.19 : Schémas de ferrailage de l'acrotère.

Chapitre IV

Étude dynamique

IV.1 Introduction

L'étude dynamique sous le chargement sismique, est complémentaire à l'étude statique, elle est nécessaire pour mieux savoir le comportement, afin d'aboutir à structure plus rigide et résistante, ceci nous conduise à limiter les dégâts (matériels et humains).

Selon le RPA99/ version 2003 (Art 3. 4. A. 1. a), tout ouvrage dépassant (14m) de hauteur dans la zone **IIa**, devra être contreventée par des voiles, le dimensionnement doit être fait conformément aux règles de conception parasismique algérienne, c'est le cas de notre structure en se référant à l'article (3. 4. A. 1. a) du RPA99/ version 2003, la structure sera mixte (voiles + portiques), par conséquent elle présente un aspect favorable du point de vue économique.

IV.2 Étude de la structure au séisme

➤ Modélisation de la structure à l'aide du logiciel ETABS

ETABS un logiciel de calcul et de conception de structures du génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages et bâtiments avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Pour la modélisation de notre projet nous avons commencé par la définition des différents éléments principaux et secondaires (Poutres, poteaux, voiles, planchers...), ainsi que les différents matériaux utilisés avec leur caractéristiques, puis modéliser ces éléments en leur assignant leur différents chargements (combinaisons de charges). Puis on passe au choix de la bonne disposition des voiles afin d'avoir le bon comportement de la structure en respectant toutes les exigences du RPA2003.

IV.3 Méthodes de calcul

Le RPA offre trois méthodes.

- La méthode statique équivalente ;
- la méthode d'analyse modale spectrale .

IV.3.1 Méthode statique équivalente

Cette méthode consiste à substituer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Cette méthode est utilisable sous certaines conditions (art 4.1.2 du RPA 99/2003)

➤ Condition d'application

la méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivante :

- ❖ Le bâtiment étudié respecte les condition de régularité en plans et en élévation avec une hauteurs au plus de 30 m dans notre cas (zone **IIa**)
- ❖ Le bâtiment étudié présente une configuration régulière tout en respectant outre les conditions énoncées en haut et d'autres conditions complémentaires énumérées dans le **RPA 99 (article 4.1.2)**

IV.3.1.1 Calcul de la force sismique totale RPA Art (4.2.3)

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

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

Avec :

- **A: Coefficient d'accélération de zone:** qui dépend de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment :

Groupe d'usage : groupe **2** (importance moyenne)

Zone sismique : zone **IIa** **A = 0.15** **RPA Tableau (4.1)**

- **R: Coefficient de comportement global de la structure:** il est en fonction du système de contreventement, dans notre cas on a un contreventement mixte avec justification de l'interaction

→ **R = 5** RPA Tableau (4.3) (on a un sol rigide, il est plus judicieux d'avoir un système souple et ductile afin d'éviter que notre bâtiment entre en résonance avec le sol).

- **D: Facteur d'amplification dynamique moyen:** il est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

Avec : η : Facteur de correction de l'amortissement, donnée par la formule suivante .

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0.882 \quad (\xi : \text{taux d'amortissement critique donné par le (Tableau 4.2 RPA)})$$

$T1$ et $T2$: période caractéristique relative au sol, est donnée par le tableau 4.7 (RPA99/2003). Compte tenu de la nature géologique de la formation de sol qui n'est pas sédimentaire (dépôt constitué essentiellement d'argiles schisteuses marron et des schistes, et présentant une contrainte de sol de 2.2 bar, ce dernier est jugé incompressible (tassement de consolidation négligeable), ce qui justifie sa classification en catégorie **S2** (site ferme) donc :

$$T1 = 0.15 \text{ s}; T2 = 0.4 \text{ s}$$

IV.3.1.2 Estimation de la période fondamentale de la structure T

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du (RPA99/Version2003) suivantes: $T = C_T \times H_n^{\frac{3}{4}}$

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times H_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \quad \text{Avec}$$

H_n : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$H_n = 30.94 \text{ m.}$$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage donnée par le tableau 4.6 du RPA99 version 2003, le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé d'où : $C_T = 0.05$

$$T = 0.05 \times (30.94)^{\frac{3}{4}} = 0.655 \text{ (s)}$$

$$\begin{cases} T_X = \frac{0.09 \times H_n}{\sqrt{L_x}} = 0.702 \text{ (s)} \\ T_Y = \frac{0.09 \times H_n}{\sqrt{L_y}} = 0.607 \text{ (s)} \end{cases}$$

$L_{x,y}$: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$\begin{cases} L_x = 15.71 \text{ m,} \\ L_y = 17.25 \text{ m} \end{cases}$$

D'où : - la période suivant l'axe (x) : $T_x = \min(T; T_x) = 0.655 \text{ (s)}$

-la période suivant l'axe (y) : $T_y = \min(T; T_x) = 0.655 \text{ (s)}$

D'après le RPA99/Version2003 art (4.2.4.4) 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% soit:

$$T_{sx} = 1.3T_x = 0.851 (s)$$

$$T_{sy} = 1.3T_y = 0.851 (s)$$

Q : facteur de qualité: $Q = 1 + \sum_{i=6}^6 Pq$

Pq est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée par le **tableau 4.4 de RPA99/ Version 2003**

Tableau IV.1 : Valeur des pénalités.

Critère Q	XX		YY	
	observée	Pq	observée	Pq
Conditions minimales sur les fils de contreventements	Non	0.05	Non	0.05
Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle qualité des mâtereaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de qualité de l'exécution	oui	0	oui	0

On aura : $Q_x = 1.2$; $Q_y = 1.2$

- W : poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

β : coefficient de pondération qui dépend de la nature de la charge d'exploitation

$$\beta = \begin{cases} 0.2 & \text{pour les étages à usage d'habitation} \\ 0.3 & \text{pour les étages à usage commercial} \end{cases}$$

Tableau 4.5 du RPA99/ Version2003

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes

W_{Qi} : charges d'exploitation.

A partir des résultats du logiciel ETABS on a trouvé : $W_{tot} = 29617,75 \text{ KN}$

Après calcul de tous les paramètres, la force sismique totale à la base de la structure est

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = 1670.53 \text{ KN}; \quad V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = 1670.53 \text{ KN}$$

IV.4 Méthode dynamique modale spectrale

IV.4.1 Principe

Le principe de cette méthode est d'estimer les efforts sismiques engendrés pour chacun des modes ainsi établir un spectre de réponse en se servant des expressions suivantes:

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

Disposition des voiles

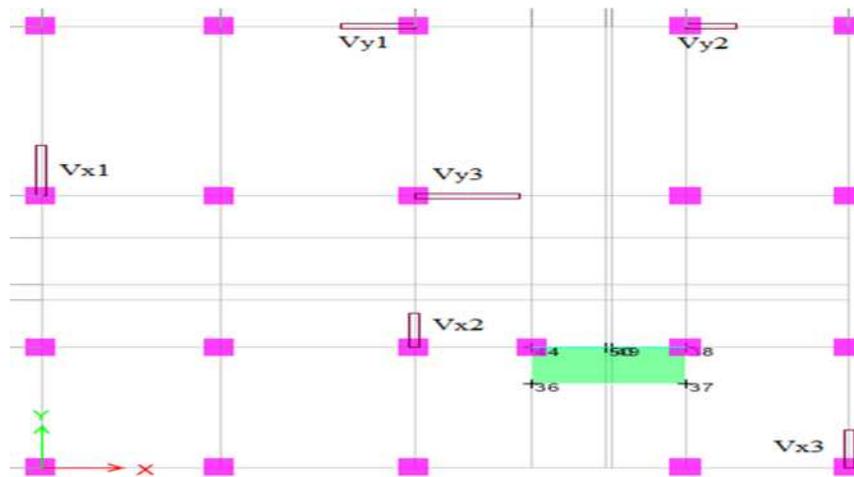


Figure. IV.1 : Schéma de la disposition des voiles étages courants.

IV.4.2 Analyse du comportement de la structure

Après la modélisation de notre structure (disposition symétrique des voiles pour rapprocher le centre de masse du centre de rigidité, la majorité des voiles ont été disposé sur les extrémités afin de maximiser la surface exploitable de la structure), nous avons obtenus les résultats suivants :

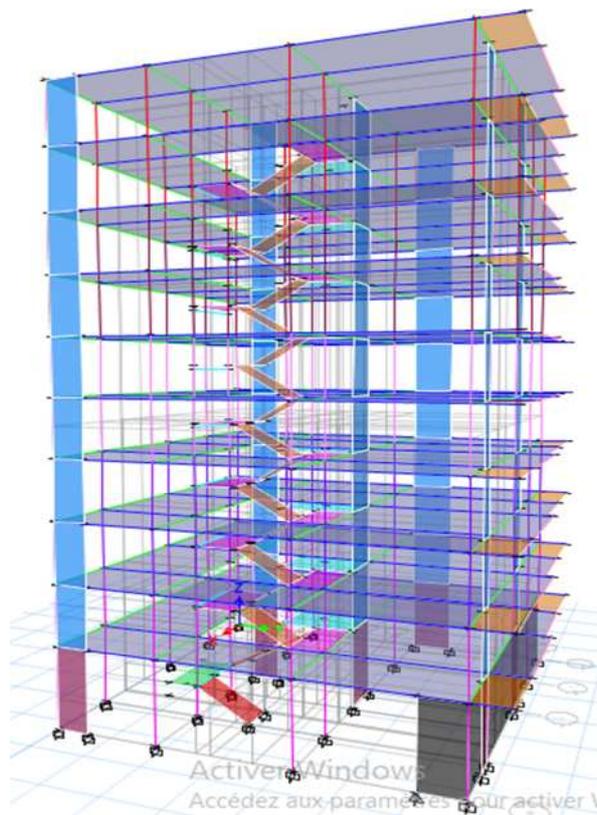


Figure. IV.2 : Vue en 3 D.

Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par ETABS

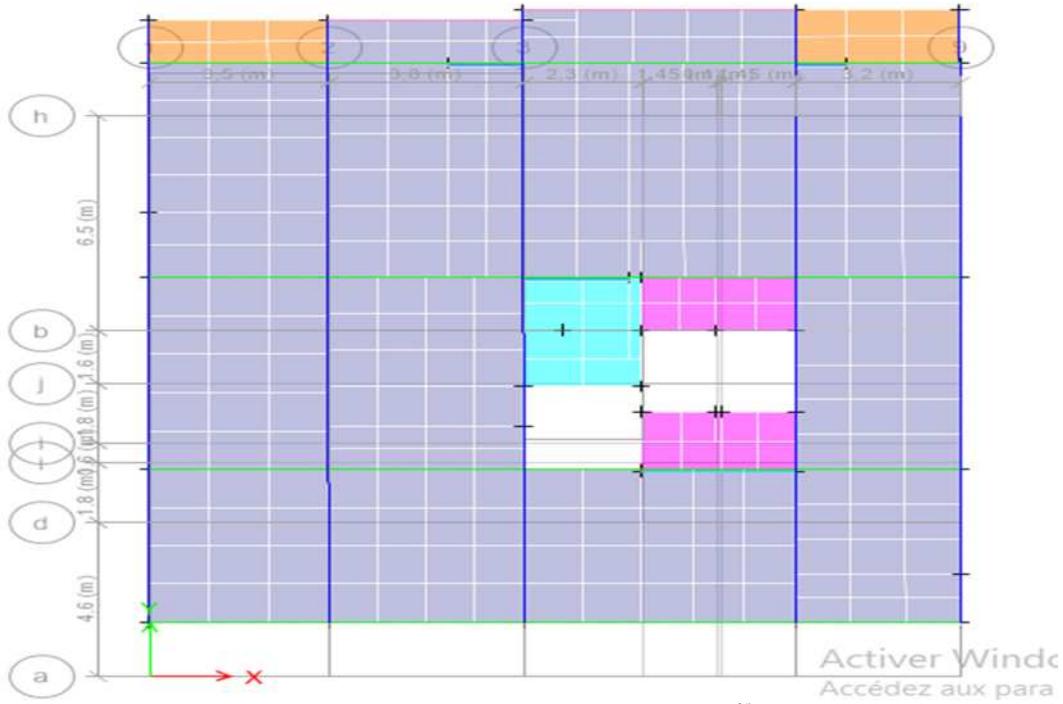


Figure. IV.3: Mode de déformation (translation suivant y-y). (1^{er} mode)

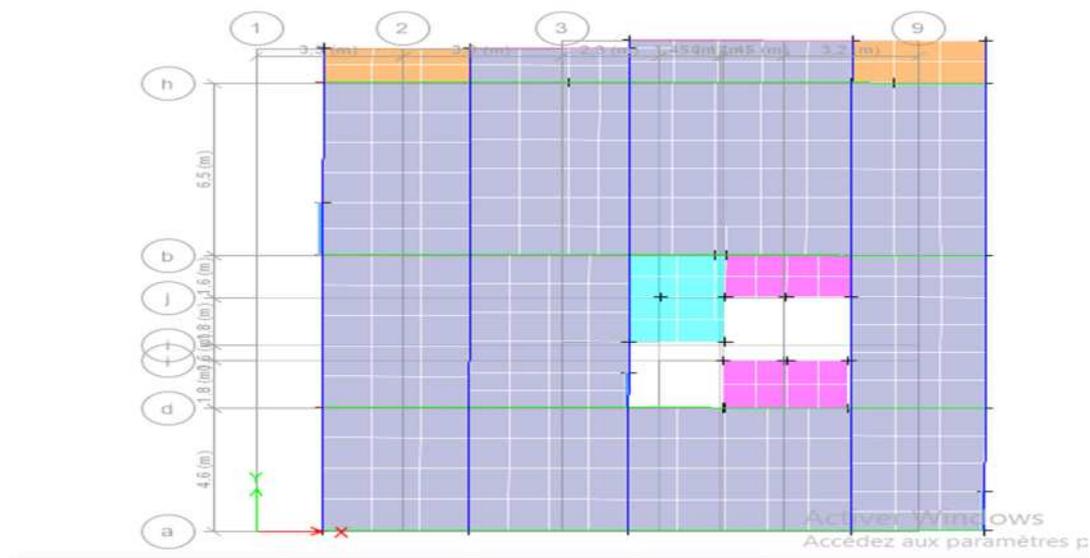


Figure. IV.4 : Mode de déformation (translation suivant x-x) (2^{eme} mode) .

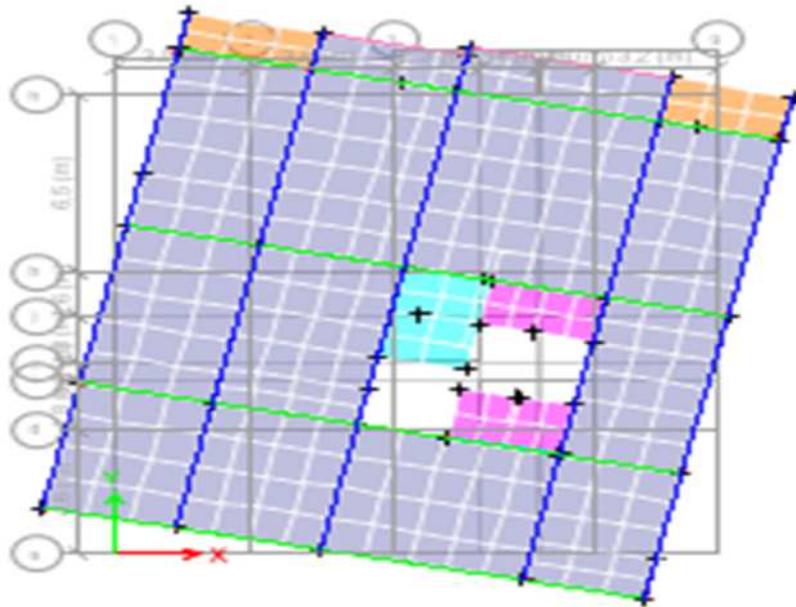


Figure IV.5 : mode de déformation (torsion autour de z-z) (3^{ème} mode).

• Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Les modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doivent être tel que la somme des masses modales pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure RPA (art4.3.4).

Tableau IV.2 : Périodes de vibration et taux de participation massique.

mode	Periode (s)	Masses cumulées %		Masses modal %	
		U _x	U _y	U _x	U _y
1	0.845	0.0002	0.7796	0.0002	0.7796
2	0.777	0.7881	0.0001	0.7889	0.7797
3	0.705	0.0002	0.000227	0.7885	0.7797
4	0.267	0.0000166	0.1116	0.7885	0.8913
5	0.248	0.1092	0.0000872	0.8977	0.8913
6	0.223	0.0044	0.0005	0.9021	0.8918
7	0.144	0.0009	0.0445	0.903	0.9363

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le taux de participation massique selon l'axe X atteint les 90% au bout du 6^{ème} mode, et selon l'axe Y au bout du 7^{ème} mode.

Justification de l'interaction voiles-portiques

A) Sous charges verticales

Les voiles doivent reprendre au plus de 20% des sollicitations, les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations **RPA99/2003 (Art 3.4.a)**

Tableau IV.3 : Interaction sous charge verticale.

Étages	Charge reprise		Pourcentage %	
	portique	Voile	portique	Voile
Etage 9	2302.045	608.38	79.1	20.9
Etage 8	4851.04	1212.48	80	20
Etage 7	7523.69	1736.90	81.24	18.76
Etage 6	10202.06	2265.13	81.83	18.17
Etage 5	12989.59	2723.54	82.67	17.33
Etage 4	15743.69	3215.89	83.04	16.96
Etage 3	18674.77	3622.72	83.75	16.25
Etage 2	21532.4	4091.92	84.03	15.97
Etage 1	24474.34	4511.05	84.44	15.56
Entre sol (rdc)	26870.42	5868.76	82.09	17.91

On remarque que l'interaction voiles-portiques sous charges verticales est vérifiée dans tout les niveaux mis à part le dernier niveau où l'écart est minime (négligeable) .

B) Sous charges horizontales

les voiles doivent reprendre au plus de 75% des sollicitation, les portique doivent reprendre au moins 25% des sollicitation **RPA99/2003 (Art 3.4.a)**

Tableau IV.4. Interactions sous charges horizontales

	Charge reprise KN				Pourcentage repris %			
	Portique		voiles		portique		Voile	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Etage 9	204.54	224,40	65.13	81,34	75.89	73.4	24.15	26.6
Etage 8	294.21	290,82	137.45	112,67	68.16	72.08	31.84	27,92
Etage 7	451.63	413,13	162.97	180,83	73.48	69.56	26.52	30.44
Etage 6	539.11	496,25	230.21	230,59	70.08	68.27	29.92	31.73
Etage 5	645.55	625,99	257.96	230,03	71.45	73.13	28.55	26.87
Etage 4	710.04	688,71	311.79	283,97	69.49	70.81	30.51	29.19
Etage 3	797.41	742,06	321.56	303,42	71.26	70.98	28.74	29.02
Etage 2	814.17	763,99	383.44	375,14	67.98	67.07	32.02	32.93
Etage 1	865.45	904,87	382.84	355,90	69.33	71.77	30.67	28.23
Entre S +Rdc	575.18	681.39	781.67	758.46	41.63	42.37	58.37	57.63

On remarque que l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales est vérifiée dans tout les niveaux selon les deux sens X et Y

IV.5 Vérification de la résultante des forces sismique

Selon l'article 4.3.6 du RPA99/version2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} 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_{st} .

Tableau IV.5 : Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.

	V_{dyn}	$0.8 \times V_{st}$	observation
X-X	1354,8223	1336.53	Vérifié
Y-Y	1354,8223	1336.53	Vérifié

IV.5.1 Vérification vis à vis des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par:

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA(art 4.4.3)} ; \text{ avec : } R: \text{ Coefficient de comportement (R=5)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i

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

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

Le RPA99/2003(art 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur d'étage ,

$$\Delta_k < 1\%h_e ;$$

avec h_e : hauteur d'étage.

Tableau IV.6 : Vérifications des déplacements relatifs.

Niv	h_k (cm)	Sens X-X					Sens Y-Y				
		δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$
E.S	408	0.121	0.608	0	0.61	0.149	0.190	0.954	0	0.95	0.234
1	306	0.276	1.383	0.608	0.78	0.253	0.283	1.416	0.954	0.46	0.151
2	306	0.443	2.216	1.383	0.83	0.272	0.475	2.378	1.416	0.96	0.314
3	306	0.604	3.022	2.216	0.81	0.263	0.668	3.344	2.378	0.97	0.316
4	289	0.747	3.739	3.022	0.72	0.248	0.842	4.212	3.344	0.87	0.301
5	289	0.876	4.381	3.739	0.64	0.222	1.006	5.003	4.212	0.79	0.274
6	289	0.989	4.945	4.381	0.56	0.195	1.141	5.708	5.003	0.70	0.244
7	289	1.095	5.479	4.945	0.53	0.185	1.259	6.296	5.708	0.59	0.204
8	306	1.191	5.958	5.479	0.48	0.156	1.358	6.794	6.296	0.50	0.163
9	306	1.268	6.344	5.958	0.39	0.126	1.437	7.186	6.794	0.39	0.128

D'après les résultats obtenu dans le Tableau on peut dire que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieure au centime de la hauteur des d'étage. Ce qui signifie que les conditions sont vérifiées.

IV.5.2 Justification vis à vis de l'effet P-Δ

Selon le RPA99/ version 2003 (Art 5.9), Les effets du second ordre (où effet P - Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{Pk \times \Delta_k}{Vk \times hk} \leq 0.10$$

Pk : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k

Vk : Effort tranchant d'étage au niveau k

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau $(k-1)$

hk : hauteur de l'étage k

- Si $0.10 \leq \theta_k \leq 0.20$

Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta_k}$

- Si $\theta_k > 0.20$

la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

$$Vk = \sum_{i=k}^n Fi$$

Tableau IV.7 : Vérification de vis à vis de l'effet P-Δ.

Niv	h _k (cm)	Pk (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ _k (m)	V _k (KN)	Θ _k	Δ _k (m)	V _k (KN)	Θ _k
E.S	408	29238.753	0.61	1220.90	0.036	0.95	1159.86	0.059
1	306	25891.694	0.78	1248.30	0.053	0.46	1260.77	0.031
2	306	22885.944	0.83	1197.61	0.052	0.96	1139.14	0.063
3	306	19924.561	0.81	1118.97	0.047	0.97	1045.48	0.06
4	289	16963.178	0.72	1021.84	0.041	0.87	972.69	0.052
5	289	14083.322	0.64	903.51	0.035	0.79	856.02	0.045
6	289	11203.466	0.56	769.51	0.028	0.7	726.85	0.038
7	289	8361.5066	0.53	614.60	0.025	0.59	593.96	0.029
8	306	5519.547	0.48	431.67	0.02	0.50	403.49	0.022
9	306	2684.194	0.39	269.67	0.013	0.39	305.75	0.011

On remarque que les valeurs de θ_k sont inférieures à 0.1, donc l'effet (P-Δ) n'a pas d'influence sur la structure et peut être négligé.

IV.5.3 Vérification de l'effort normal réduit

Pour éviter ou limiter le risque de rupteur fragile sous sollicitation dues au séisme, le **RPA99/2003 (Art 7.4.3.1)** exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limitée par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30 \quad \text{avec :}$$

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B: Aire de la section transversale du poteau considéré.

Tableau IV.9. Vérification de L'effort normale réduit des poteaux

Niveaux	section adopté			N_d	v	Observation
	b(cm)	h(cm)	B(cm ²)			
E.S+1	60	60	3600	2434.4633	0.270	Vérifié
2+3	55	55	3025	1810.8226	0.239	Vérifié
4+5	50	50	2500	1254.6202	0.201	Vérifié
6+7	45	45	2025	760.9227	0.150	Vérifié
8+9	40	40	1600	405.1014	0.101	Vérifié

Le ratio ne dépasse pas ($v = 0.3$), donc les sections de coffrage des poteaux sont satisfaisantes

Conclusion

La modélisation de la structure est réalisé par le logiciel ETABS V16 cela nous as permis de faire un calcul tridimensionnel afin de pronostiquer le comportement de notre structure face à un choc (séisme) éventuel.

L'étude dynamique est faite tout en respectant les précipitations du **RPA 99/2003**. La structure est modélisée avec un système de contreventement mixte voile-portique avec justification d'interaction, tout les différents éléments et combinaison de charges sont définit sur le logiciel.

Après plusieurs essais de disposition des voiles on a opté à une disposition qui contient trois voiles selon chacun des deux sens (X-X et Y-Y).

Après l'analyse, des résultats obtenus ont montré un comportement satisfaisant tel que la période de vibration numérique ne dépasse pas la période empirique, ainsi les modes de vibration montrent un bon comportement de la structure (translation X-X et Y-Y) et (torsion Z-Z). Le taux de participation massique atteint ses 90% en (6eme mode selon XX et 7^{eme} mode selon YY). Ces résultats signifient que les interactions sont vérifiées (verticales et horizontales), les déplacement relatifs des niveaux sont inferieurs à 1 % de la hauteur d'étage, ce qui montre que les conditions sur les déplacements sont verifiées et les efforts $P\Delta$ peuvent être négligés.

En conclusion le modèle satisfait globalement les exigences d'un bon comportement, et afin que les interactions soient satisfaites un redimensionnement des poteaux a été proposé.

Les poteaux entre-sol et 1^{er} (60×60) 2^{eme} et 3^{eme} étage (55×55) 4^{eme} et 5^{eme} (50×50) 6^{eme} et 7^{eme} étage (45×45) 8^{eme} et 9^{eme} étage (40×40)

Chapitre V

Étude des éléments principaux

Introduction

Une construction résiste aux charges gravitaires et sismiques grâce à ses éléments porteurs principaux. Pour cela, ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés, armés (ferrillés) et bien disposés pour qu'ils puissent prendre toutes les sollicitations qui sont tirées de l'analyse statique et dynamique de la structure réalisée par logiciel ETABS2016.

V.1 Étude des poteaux

Les poteaux sont calculés en flexion composée sous selon les combinaisons des sollicitations les plus défavorables suivant les exigences du CBA et les recommandations de RPA99/2003.

- $1.35 G + 1.5 Q$
- $G + Q$
- $G + Q \pm Ex$
- $G + Q \pm Ey$
- $0.8 G \pm Ex$
- $0.8 G \pm Ey$

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

- ❖ $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- ❖ $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- ❖ $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

V.2 Recommandations du RPA99/2003

V.2.1 Les armatures longitudinales (art 7.4.2)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal sera de : $0.8\% \times b_1 \times h_1$ en zone IIa
- Le pourcentage maximal sera de : 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de $40 \emptyset$ (zone IIa).
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (\emptyset cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (IV.1)

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right).$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : La hauteur d'étage h_1

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau

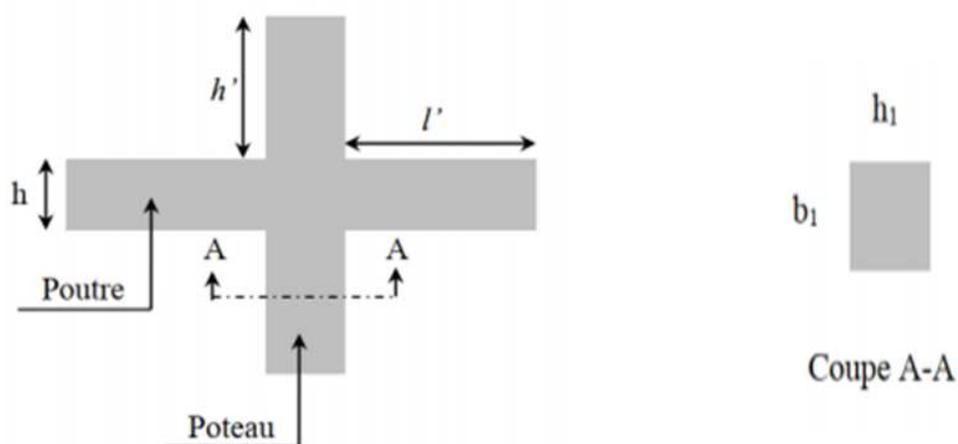


Figure V.1 : Zone nodale.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99 sont rapportées dans le tableau suivant.

Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveaux	Section des poteaux (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC+1	60×60	28.8	144	216
2+3	55×55	24.2	121	181.5
4+5	50×50	20	100	150
6+7	45×45	16.2	81	121.5
8+9	40×40	12.8	64	96

V.2.2 Armatures transversales (Article 7.4.2.2)

La section des armatures transversales est donnée par la formule ci-après .

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

V_u : l'effort tranchant de calcul ;

h_1 : hauteur totale de la section brute ;

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;

t : espacement entre les armatures transversales Il est limité à :

$$\begin{cases} t \leq 10 \text{ cm} & \text{en zone nodale.} \\ t \leq \min\left(\frac{b_1}{2}; \frac{1}{2}; 10\phi_l^{min}\right) & \text{en dehors de la zone nodale.} \end{cases}$$

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant. Il est pris égal à :

- 2.5 si $\lambda g \geq 5$
- 3.75 si $\lambda g < 5$

Avec $\lambda g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right)$ l'élançement géométrique et **a** et **b**, les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de calcul considérée.

La quantité d'armatures transversales minimale

$$At \text{ min} = \begin{cases} 0.3\% (b_1 \times t) \text{ si } \lambda g \geq 5 \\ 0.8\% (b_1 \times t) \text{ si } \lambda g \leq 3 \\ \text{Interpoler linéairement les valeurs précédentes si } 3 < \lambda g < 5 \end{cases}$$

Déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de t 10ϕ minimum.
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.3 Ferrailage des poteaux

V.3.1 Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS, les résultats sont résumés dans le tableau ci-après

Tableau V.2 : Les sollicitations dans les poteaux.

niveaux	$N_{Max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$		$M_{Max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$		$N_{Min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$		V_{max}
	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	
Rdc +1	9,5341	2810,03	1678,24	-305,247	-347,76	31,1298	-277,702
	1.35G+1.5Q		g+q+e _y		0.8g+e _y		
	S.E.C		S.P.C		S.E.T		
$A^{cal}(cm^2)$	0		0		5.78		
2+3	16,4771	2179,21	893,181	-123,288	72,5725	10,8349	101,3001
	1.35G+1.5Q		g+q+e _y		0.8g+e _y		
	S.E.C		S.P.C		S.P.C		
$A^{cal}(cm^2)$	0		0		0		
4+5	20,1421	1564,78	737,717	-111,893	114,582	39,7188	92,8861
	1.35G+1.5Q		g+q+e _y		0.8g+e _y		
	S.E.C		S.P.C		S.P.C		
$A^{cal}(cm^2)$	0		0		0.64		
6+7	-24,4486	984,339	465,643	-81,6104	39,0592	11,7109	-75,1897
	1.35G+1.5Q		g+q+e _y		0.8g+e _y		
	S.E.C		S.P.C		S.P.C		
$A^{cal}(cm^2)$	0		0		0.18		
8+9	-22,8074	495,993	129,096	-70,6963	-18,841	-12,7636	-54,4728
	1.35G+1.5Q		1.35G+1.5Q		0.8g+e _y		
	S.E.C		S.P.C		S.P.C		
$A^{cal}(cm^2)$	0		0		0		

V.3.2 Calcul des armatures longitudinales

Le calcul du ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables.

Tableau V.3 : Ferrailage des poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{min} RPA (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
RDC+1	60 × 60	5.78	28.8	12HA16+4HA14=30.29
2+3	55 × 55	0	24.2	16HA14=24.63
4+5	50 × 50	0.64	20	12HA14+4HA12=22.99
6+7	45 × 45	0.18	16.2	8HA14+4HA12=16.84
8+9	40 × 40	0	12.8	12HA12=13.57

Calcul des armatures transversales

Tableau V.4 : Calcul des armatures transversales pour les poteaux

Section cm ²	Ø _{lmin} cm	V _u kn	λ	L _r cm	S _t ^{ZN} cm	S _t ^{ZC} cm	A _{t cal} cm ²	A ^{min} cm ²	A _{adopté} (cm ²)
60×60	1,4	277	4.73	64	10	15	4.24	2.7	6HA10=4.71
55×55	1,4	101	3.89	56	10	15	2.06	3.29	6HA10=4.71
50×50	1,4	92	4.28	56	10	15	1.87	3.75	6HA10=4.71
45×45	1,2	75	4.49	56	10	15	1.52	2.60	6HA8=3.02
40×40	1,2	54	5.35	48	10	15	1.65	1.8	6HA8=3.02

Vérifications

1-Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Les éléments soumis à la flexion composée d'après le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement ; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que : $Nd \leq Nu = \alpha \left(\frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$ Avec :

Br : Section réduite du béton.

$\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité de béton (Cas durable). $\gamma_s = 1.15$: Coefficient de sécurité de l'acier.

As : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

α : est un coefficient fonction de réducteur qui est fonction de l'élanement λ , qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \text{ pour } \lambda \leq 50. \text{ ou } \alpha = 0,6 \left(\frac{\lambda}{50}\right)^2 \text{ pour } 50 < \lambda \leq 70.$$

$$\lambda = 3,46 \times \frac{l_f}{b} \text{ (section rectangulaire) } l_f = 0,7 \times l_0$$

Les résultats des vérifications des poteaux au flambement sont récapitulés dans le tableau :

V.5 : Tableau Vérification du flambement

Niveau	sections	I_0	I_f	λ	α	As (cm ²)	Br (m ²)	N _d (kn)	N _u (kn)	Obs
RDC+1	60× 60	4.06	2.84	16.37	0.158	30.29	0.336	2810	3035.2	Vérifié
2+3	55× 55	3.06	2.14	13.46	0.214	24.63	0.280	2179	2244	Vérifié
4+5	50× 50	2.89	2.02	13.97	0.203	22.99	0.230	1564	1710	Vérifié
6+7	45× 45	2.89	2.02	15.53	0.172	16.84	0.184	984	1066.2	Vérifié
8+9	40× 40	3.06	2.14	18.51	0.128	13.57	0.144	495	638.4	Vérifié

2- Vérification des contraintes

la fissuration est peu nuisible, donc on ne vérifiera que la contrainte du béton pour le poteau le plus sollicité de chaque niveau

$$\sigma_{bc1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_{ser} \times V}{I_{yy'}} \leq \sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (Section homogène)}$$

$$M_{ser}^G = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V\right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$V = \frac{1}{S} \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d) \right)$$

$$V' = h - V$$

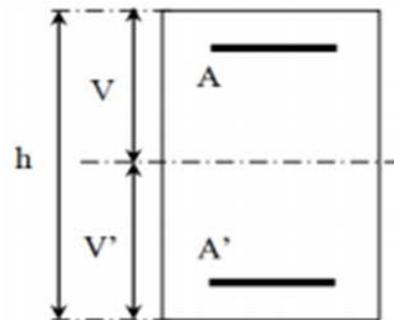


Figure V.2 : section du poteau

Les résultats de calcul sont récapitulés et reportés dans le tableau qui suit.

V.6 Tableau : Vérifications des contraintes dans le béton des poteaux

Niveaux	RDC+1	Etage 2+3	Etage 4+5	Etage 6+7	Etage 8+9
Sec (cm ²)	60× 60	55× 55	50× 50	45× 45	40× 40
d (cm)	57	52	47	42	37
A (cm ²)	30.29	24.63	22.99	16.84	13.57
V (cm)	32.82	30.13	25.16	24.62	21.62
V'(cm)	27.18	24.87	24.84	20.38	18.38
I _{yy'} (m ⁴)	0.014	0.0096	0.0065	0.00428	0.00271
S (m ²)	0.40794	0.33982	0.28054	0.22813	0.18282
N _{ser} (MN)	2,0451	1,586	1,139	0,718084	0,362

M_{ser} (MN)	0,1191	0,04024	0,04114	0,044781	0,051
M_{ser}^G (MN)	0.119	0.040	0.041	0.044	-0.051
σ_{bc1} (MPa)	7.8027	5.91	5.64	5.53	0
σ_{bc2} (MPa)	2.2233	3.41	2.48	0.58	6.048
σ_{bc2} (Mpa)	15	15	15	15	15
observation	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

Vérification aux sollicitations tangentes

Selon le RPA99/V2003 (Art 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d} \leq \tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.7 : Vérifications aux sollicitations tangentes pour les poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	L _f (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V _u (KN)	τ_{bu} (mpa)	τ_{bu} (mpa)	obs
Rdc+1	60× 60	284.2	4.73	0.04	57	277	0.8	1	Vérifié
Et 2+3	55× 55	214.2	3.89	0.04	52	101	0.38	1	Vérifié
Et 4+5	50× 50	214.2	4.28	0.04	47	92	0.39	1	Vérifié
Et 6+7	45× 45	202.3	4.49	0.04	42	75	0.39	1	Vérifié
Et 8+9	40× 40	214.2	5.35	0.075	37	54	0.36	1.875	Vérifié

V.4 Disposition constructive des poteaux

❖ Longueurs de recouvrement

Selon le **RPA 99 (Article 7.4.2.1)** la longueur minimale de recouvrement est :

$$L_r > 40 \times \phi \text{ en zone II.}$$

$$\phi = 16mm$$

Donc $L_r > 64cm$; on adopte $L_r = 80 cm$

❖ Les zones nodales

La zone nodale est définie par h'

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

$(b_1 \times h_1)$: section du poteau.

h_e : Hauteur d'étage.

On opte $h' = 70\text{ cm}$ pour tous les étages.

V.5 Schémas de ferrailage des poteaux

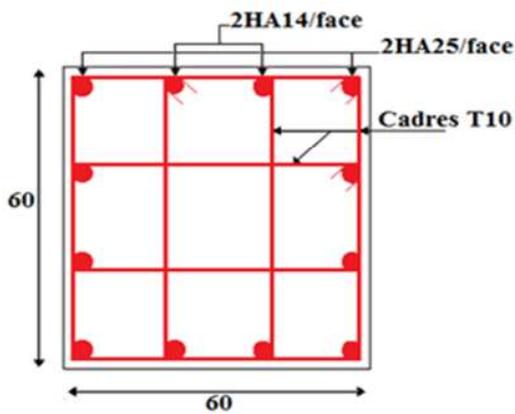


Figure V.3 : Exemple de schéma de Ferrailage des poteaux $(60 \times 60)\text{cm}^2$.

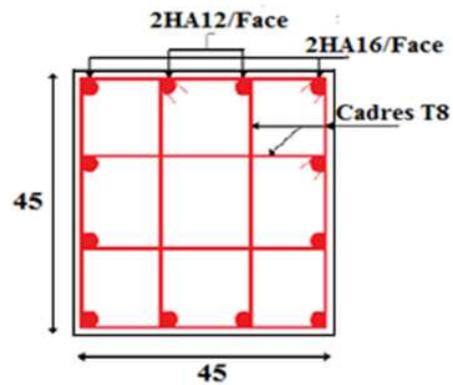


Figure V.4 : Exemple de schéma de Ferrailage des poteaux $(45 \times 45)\text{cm}^2$.

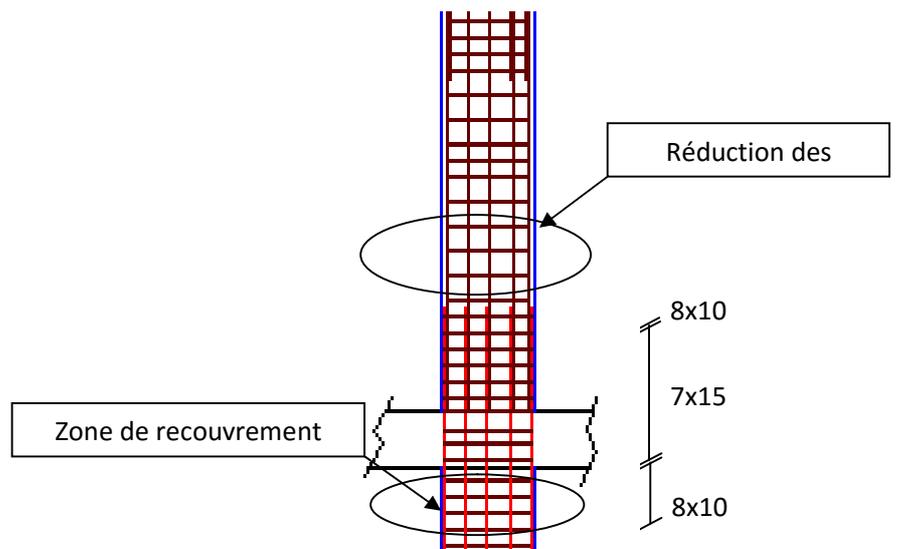


Figure V.5 : Zone de recouvrement

V.6 Etude des poutres

Les poutres sont des éléments sollicités en flexion simple, sous un moment fléchissant permettant de déterminer les dimensions des armatures longitudinales, et un effort tranchant permettant de déterminer les armatures transversales.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel **ETABS** qui résultent des combinaisons du **RPA99 /2003** qui sont :

$$1.35G + 1.5Q ; \quad G + Q$$

$$G + Q \pm E \quad 0.8G \pm E$$

V.6.1 Calcul du ferrailage

V.6.1.1 Armatures longitudinales

Tableau V.8 : Armatures longitudinales dans les poutres.

Niveau	Type	Section (cm ²)	Location	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{choisit} (cm ²)
RDC+ 8 étage	pp	35*45	Appui	-158.532	12.07	1.76	6HA16+1HA10=12.85
			Travée	134.5596	10.06		3HA16+3HA14=10.65
	PS	35*40	Appui	-144.999	12.82	1.56	6HA16+1HA10=12.85
			Travée	113.2604	9.69		3HA16+3HA14=10.65
Etage 9 et T.I	pp	35*45	Appui	-84.3242	6.08	1.76	4HA14=6.16
			Travée	63.4865	4.51		4HA12=4.52
	PS	35*40	Appui	-91.7803	7.69	1.56	4HA16=8.04
			Travée	49.1206	3.97		4HA12=4.52

V.6.1.2 Vérification des armatures selon le RPA99

❖ Pourcentage maximal des armatures longitudinales

En zone courante : $A_{\max} = 4\% b \times h = 56 \text{ cm}^2$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\% b \times h = 84 \text{ cm}^2$

❖ Pourcentage minimal des armatures longitudinales : $A_{\min} = 0.5\% b \times h = 7 \text{ cm}^2$

• Les longueurs de recouvrement

- ❖ $L_r > 40 \varnothing$ (zone IIa)
- ❖ Pour $\varnothing=20$ mm on adopte $L_r=80$ cm
- ❖ Pour $\varnothing=16$ mm on adopte $L_r=65$ cm
- ❖ Pour $\varnothing=14$ mm on adopte $L_r=60$ cm
- ❖ Pour $\varnothing=12$ mm on adopte $L_r=50$ cm

V.6.1.3 Armatures transversales

a) Diamètre des armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres est donné par

$$\text{PP} : \varnothing \leq \min \left(\varnothing_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) = \min(1.2 ; 1.28 ; 3.5) = 1.2 \text{ cm.}$$

$$\text{PS} : \varnothing \leq \min \left(\varnothing_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) = \min(1.2 ; 1.14 ; 3.5) = 1.14 \text{ cm.}$$

Soit $\varnothing=8$ mm. Donc on opte pour : $A_t=4T8=2.01 \text{ cm}^2$ (cadre +étrier \varnothing_8).

b) Calcul des espacements des armatures transversales

Les espacements seront calculés selon les recommandations du **RPA99/2003 (art 7.5.2.2)**

$$\text{Zone nodale: PP} : St \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\varnothing_{\min} ; 30 \text{ cm} \right) = 11.25 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit } St=10 \text{ cm.}$$

$$\text{PS: } St \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\varnothing_{\min} ; 30 \text{ cm} \right) = 10 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit } St=10 \text{ cm.}$$

$$\text{Zone courante : PP} : St \leq \frac{h}{2} = 22.5 \text{ cm} \rightarrow St=15 \text{ cm.}$$

$$\text{PS: } St \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} \rightarrow St=15 \text{ cm.}$$

c) Vérification des sections d'armatures transversales

$$A^{\min} = 0.003 \times St \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2 < A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

V.6.2 Vérification à l'ELU

V.6.2.1 Condition de non fragilité

$$\text{PP} : A_{\min} = 0.23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.35 \times 0.42 \times \frac{2.1}{400} = 1.77 \text{ cm}^2 < A \rightarrow \text{vérifiée.}$$

$$\text{PS} : A_{\min} = 0.23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.35 \times 0.37 \times \frac{2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2 < A \rightarrow \text{vérifiée.}$$

V.6.2.2 Vérification des contraintes tangentielles

Il faut vérifier que : $\tau = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.133 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$.

Tableau V.9 : Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	V_u (KN)	r (MPa)	\bar{r} (MPa)	Observation
Principales	175.524	1.194	3.33	vérifiée
secondaires	136.4982	1.054	3.33	vérifiée

V.6.2.3 Vérification à l'ELS

La fissuration est peu nuisible donc il suffit de vérifier la contrainte de compression du béton.

Etat limite de compression du béton

Tableau V.10 : Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutres	Localisation	M_{ser} (KN.m)	Y(m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
PP	Appui	70.9743	0.12	0.00097	8.78	15	Vérifiée
	Travée	42.6214	0.095	0.0006	6.75	15	Vérifiée
PS	Appui	72.1825	0.13	0.0011	8.53	15	Vérifiée
	Travée	35.6956	0.092	0.00058	5.66	15	Vérifiée

Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

Poutre Principale

$$\frac{1}{L} = \frac{0.45}{6.4} = 0.07 \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) = 0.062$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = 0.0076 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$$

$$L < 8m$$

Poutre secondaire

$$\frac{1}{L} = \frac{0.4}{5.3} = 0.075 \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) = 0.062$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = 0.0082 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$$

$$L < 8m$$

Toutes les conditions sont satisfaites, d'où la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schémas de ferrailage des poutres étage courant

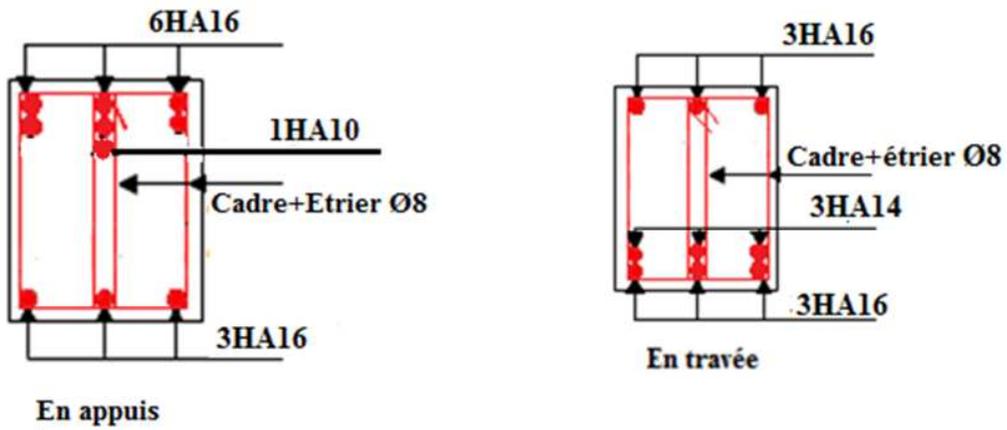


Figure V.6 : Schéma de ferrailage des poutres principales.

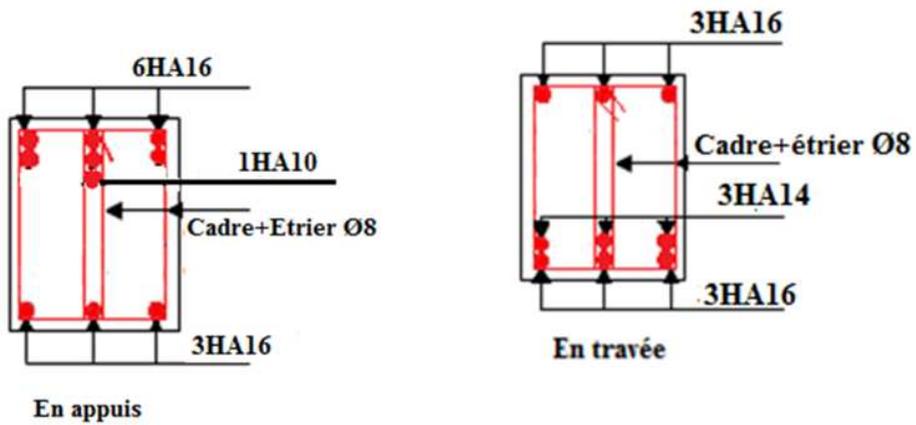


Figure V.7 :Schéma de ferrailage des poutres secondaire .

V.6.3 Vérification des zones nodales (RPA99/2003 art 7.6.2)

Il faut vérifier que : $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$.

Cette disposition fait en sorte que les rotules plastiques

Apparaissent dans les poutres et non dans les poteaux.

Cependant, cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

M_s : Moment résistant dans le poteau inférieur.

M_n : Moment résistant dans le poteau supérieur.

M_w : Moment résistant gauche de la poutre.

M_e : Moment résistant droite de la poutre.

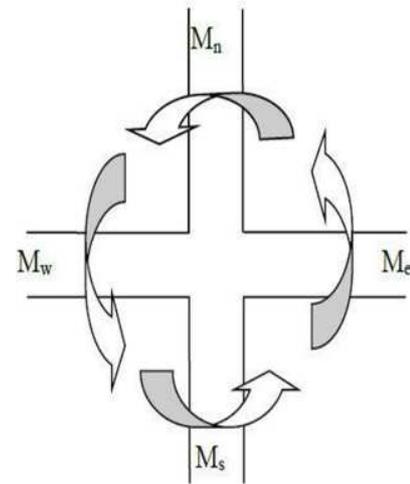


Figure V.8 : Les moments dans la zone nodale.

V.6.3.1 Détermination du moment résistant dans les poteaux

$$MR = Z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{avec : } Z = 0.9h ; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.82 \text{ MPa} .$$

Tableau V.11 : Moment résistant dans les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	As (cm ²)	MR (KN.m)
RDC et 1 ^{er} étage	60x60	54	30,29	568,92
Etage 2+3	55x55	49.5	24,63	424,06
Etage 4+5	50x50	45	22,99	359,84
Etage 6+7	45x45	40.5	16,84	237,22
Etage 8+9	40x40	36	13,57	169,92
10 ^{ème} étage	35x35	31,5	15,21	166,65

V.6.3.2 Détermination du moment résistant dans les poutres

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux, les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales.

Tableau V.12 : Vérification de la zone nodale.

Niveau	M _n	M _s	M _n +M _s	M _w	M _e	1.25(M _w +M _e)	observation
RDC(E.S)	568.92	568.92	1137.84	197.78	183.36	413.92	Vérifiée
1 ^{er} étage	424.06	568.92	992.98	197.78	183.36	413.92	Vérifiée
2 ^{ème} étage	424.06	424.06	848.12	197.78	183.36	413.92	Vérifiée
3 ^{ème} étage	359.84	424.06	783.9	197.78	183.36	413.92	Vérifiée
4 ^{ème} étage	359.84	359.84	719.68	197.78	183.36	413.92	Vérifiée
5 ^{ème} étage	237.22	359.84	597.06	197.78	183.36	413.92	Vérifiée
6 ^{ème} étage	237.22	237.22	474.44	197.78	183.36	413.92	Vérifiée
7 ^{ème} étage	169.92	237.22	407.14	197.78	183.36	413.92	Vérifiée
8 ^{ème} étage	169.92	169.92	339.84	86.78	183.36	275.17	Vérifiée

V.7 Etude des voiles

V.7.1 Introduction

Le **RPA version 2003(3.4.A.1.a)** impose de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone **IIa**. Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à leurs bases, leurs modes de rupture sont:

- Rupture par flexion ;
- Rupture par cisaillement sous l'effet de l'effort tranchant ;
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes:

$$1.35G + 1.5Q$$

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

- $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corres}}$.
- $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corres}}$.
- $N_{\min} \rightarrow M_{\text{corres}}$.

V.7.2 Recommandation du RPA99/2003 (art 7.7.4.1)

V.7.2.1 Armatures verticales

Elles reprennent les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux

faces des voiles, elles doivent respecter les prescriptions suivantes:

- $A_{min} = 0.2\%L_t \times e$ avec: L_t : longueur de la zone tendue ; e : épaisseur du voile.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur de la longueur du voile.

V.7.2.2 Armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur égale à $10\varnothing$ avec :

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0,8 \times f_e} \text{ et } \tau_u = \frac{1.4V_d}{e \times d}.$$

V.7.2.3 Armatures transversales

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de 4 épingles par $1m^2$ au moins.

V.7.2.4 Règles communes aux armatures verticales et horizontales

- Le pourcentage minimal d'armatures est de :

$A_{min} = 0.15\% \times e \times h$ dans la zone extrême du voile.

$A_{min} = 0.10\% \times e \times h$ dans la zone courante du voile.

- L'espacement $St = \min (1.5 \times e ; 30cm)$ avec e : épaisseur du voile.

V.7.3 Ferrailage

L'ETABS, nous donne les sollicitations (N, M et V) dans chaque voile. Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations selon les différentes combinaisons d'action citée auparavant, Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux qui suivent :

V.7.3.1 Voiles sens yy

Tableau V.13 : Sollicitations maximales du voile $V_{y1}=1,95m$.

Niveau	N_{max} , M_{corres}		M_{max} , N_{corres}		N_{min} , M_{corres}		V_u (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
RDC(E.S)	-1601,73	-701,08	828,097	-350,79	64,18	805,43	-348,76
Etages1,2,3	892,17	-56,62	-254,25	736,99	378,89	45,16	-129,14
Etages4,5,6	573,36	-97,18	-511,48	554,28	166,36	387,19	-95,67
Etages7,8,9	201,56	-591,12	-591,12	201,56	37,60	488,99	-37,56

Tableau V.14 : Sollicitations maximales du voile $V_{y2}=1,45m$.

Niveau	N_{max} , M_{corres}		M_{max} , N_{corres}		N_{min} , M_{corres}		V_u (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
RDC(E.S)	739,37	76,83	475,71	261,65	125,42	455,55	-237,07
Etages1,2,3	459,84	-153,46	203,79	197,003	110,07	193,31	102,72
Etages4,5,6	355,93	-53,69	288,18	104,97	46,83	273,16	86,97
Etages7,8,9	139,82	70,97	347,15	41,17	19,64	323,82	39,67

Tableau V.15 : Sollicitations maximales du voile $V_{y3}=1,3m$.

Niveau	N_{max} , M_{corres}		M_{max} , N_{corres}		N_{min} , M_{corres}		V_u (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
RDC(E.S)	1171,04	-65,54	367,94	450,14	201,795	351,126	-196,11
Etages1,2,3	712,4	-43,92	-371,72	571,46	303,22	23,85	94,85
Etages4,5,6	461,45	-34,003	-446,52	414,17	160,97	400,64	81,87
Etages7,8,9	135,82	70,97	347,15	41,169	19,64	323,82	39,67

❖ Ferrailage des voiles sens yy

Nous présentons ici un exemple de calcul de ferrailage pour le voile V_{y3} . Les autres voiles sont calculés de même manière.

Exemple

Données : $L = 1,3 \text{ m}$; $e = 0,2 \text{ m}$; $d = 1,25 \text{ m}$; $d' = 0,05 \text{ m}$

❖ **Calcul sous N_{\max} et M_{corr}**

Nous présentons ici un exemple de calcul de ferrailage pour le voile $Vy1$. Les autres voiles sont calculés de même manière.

$$e_G = \frac{65,54}{1171,09} = 0,055 < e_C = \frac{1,3}{2} = 0,65 \text{ m} \rightarrow C \text{ est en dehors de la section.}$$

N_u (compression) et c à l'intérieur de la section, avec la condition suivante:

$$Nu(d - d') - MuA \leq (0.337h - 0.81 d')b \cdot h \cdot f_{bu}.$$

$$[1171.09(1.25 - 0.05) - 768.164] \times 10^{-3} = 0.637 \leq (0.337 - 0.81 \times 0.05) \times 0.2 \times 1.3 \times 14.2 = 1.46$$

$$MuA = NeA = MuG + Nu \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.768 \text{ MN.m}$$

N_u est pris avec son signe: $N^{\text{compression}}(+)$; $N^{\text{traction}}(-)$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 f_{bu}} = \frac{0,768}{0,2 \times 1,25^2 \times 14,2} = 0,173 < \mu_l = 0,372$$

Si $\rightarrow \mu_{bu} = 0,173 < \mu_l = 0,372$.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,239$$

$$z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 1,13 \text{ m} ; At = \frac{M_{uA}}{Z f_{st}} = 19,53 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée

$$A = At - \frac{N_u}{f_{st}} = 19,53 \times 10^{-4} - \frac{1171,09}{348} = -3,36 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,0015 \times e \times L = 3,9 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Détermination des longueurs (tendue et comprimées)

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \times V = \frac{1171,09 \times 10^{-3}}{0,26} + \frac{65,54 \times 10^{-3}}{0,0336} \times 0,6 = 5,67 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} \times V = \frac{1171,09 \times 10^{-3}}{0,26} - \frac{65,54 \times 10^{-3}}{0,0336} \times 0,6 = 3,33 \text{ Mpa}$$

Avec:

$$l_t = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} = \frac{2,55}{6,45 + 2,55} = 0,37 \text{ m}$$

$$l_c = l - 2l_t = (1,3 - 2) \times 0,37 = 0,56 \text{ m}$$

l_t : Longueur de la zone tendue.

l_c : Longueur de la zone comprimée.

❖ Calcul sous M max et N corr

$e_G = \frac{M}{N} = \frac{347,15}{41,169} = 8,432 > e_c = \frac{1,3}{2} = 0,65 \text{ m} \rightarrow$ N effort de traction et c le centre de pression est à l'extérieur de la section. Donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante:

$$\begin{aligned} MuA &= MuG + Nu(d - d') = [347,15 + 41,169 \times (1,25 - 0,65)] \times 10^{-3} \\ &= 0,37185 \text{ MN.m} \end{aligned}$$

$$Nu(d - d') - MuA \leq (0,337h - 0,81 d') b h f_{bu} \dots \dots (A)$$

$$[41,169 (1,25 - 0,05) - 371,85] \times 10^{-3} = -0,322$$

$$(0,337 \times 1,3 - 0,81 \times 0,05) \times 0,15 \times 1,3 \times 14,2 = 1,10$$

A est vérifiée \rightarrow Donc la section est partiellement comprimée et le calcul de ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple.

$$\mu bu = \frac{0,37185}{0,15 \times 1,25^2 \times 14,2} = 0,112 < \mu_l = 0,372 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu bu}) = 0,148 ; Z = 1,17 \text{ m} \quad A1 = \frac{0,37185}{1,17 \times 348} = 9,13 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A = A1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 7,94 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,0015 \times e \times L = 2,925 \text{ cm}^2$$

Détermination des longueurs (tendue et comprimée)

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \times V = \frac{41,169 \times 10^{-3}}{0,26} + \frac{347,15 \times 10^{-3}}{0,0274} \times 0,6 = 7,76 \text{ Mpa} \\ \sigma_2 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \times V = \frac{41,169 \times 10^{-3}}{0,26} - \frac{347,15 \times 10^{-3}}{0,0274} \times 0,6 = -7,44 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} l_t = \frac{7.44}{7.76+7.44} = 0.48 \text{ m} \\ l_c = (1.3-2) \times 0.48 = 0.04 \text{ m} \end{cases}$$

Calcul sous N_{min} et M_{corr}

$e_G = \frac{323.82}{19.64} = 16.48 > e_c = 0.65 \text{ m} \rightarrow N$ effort de traction et c le centre de pression est à l'extérieur de la section. Donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante:

$$MuA = MuG + Nu(d - d') = [323.82 + 19.64 \times (1.25 - 0.65)] \times 10^{-3} = 0.3356 \text{ MN.m}$$

$$Nu(d - d') - M_{uA} \leq (0.337h - 0.81d')bhf_{bu}.$$

$19.64 \times 10^{-3}(1.25 - 0.05) - 0.3356 = -0.312 < 1.10 \rightarrow$ Donc la section est partiellement comprimée et le calcul de ferrailage se fera à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{0.3356}{0.15 \times 1.25^2 \times 14.2} = 0.1; \alpha = 1.25 \times (\sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.13; Z = 1.18 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Zf_{st}} = \frac{0.3356}{1.18 \times 348} = 8.17 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 8.17 \times \frac{19.64 \times 10^{-3}}{348} = 7.6 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Détermination des longueurs (tendue et comprimée)

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \times V = \frac{19.64 \times 10^{-3}}{0.26} + \frac{323.82 \times 10^{-3}}{0.0274} \times 0.6 = 7.16 \text{ MPA}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} \times V = \frac{19.64 \times 10^{-3}}{0.26} - \frac{323.82 \times 10^{-3}}{0.0274} \times 0.6 = -7.01 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} l_t = \frac{7.01}{7.16+7.01} = 0.49 \text{ m} \\ l_c = 1.3 - 2 \times 0.49 = 0.32 \text{ m} \end{cases}$$

Donc on opte pour la section d'armature la plus défavorable pour le ferrailage de voile V_{y1}

$$A_{\max} = 7.94 \text{ cm}^2$$

Armature minimales en zone tendue et zone comprimée

$$A_{\min}^{Z.t} = 0.2\%(e \times l_t) = 0.2\% \times (0.15 \times 0.37) = 1.11 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}^{Z.c} = 0.2\%(e \times l_c) = 0.2\% \times (0.15 \times 0.56) = 1.68 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales dans tout le voile

Selon le RPA99/V2003, on a : $A_{\min} = 0.15\% \times (0.15 \times 1.3) = 2.925 \text{ cm}^2$

Espacement entre les barres verticales

$$S_t \leq \min(1.5e; 30\text{cm}) \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

Armatures horizontales

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule ci-dessous

$$\frac{A_h}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28})}{0.9 \times f_e}$$

Avec : $k = 0$ c'est dû à la reprise du béton dans chaque niveau

$$D'ou A_h \geq \frac{\gamma_s \times \tau_u \times b_0 \times S_t}{0.9 \times f_e} ; \tau_u = \frac{1.4V_u}{e \times d} = \frac{1.4 \times 39.67 \times 10^{-3}}{0.15 \times 1.3} = 0.264 \text{ MPA}$$

$\tau_u = 0.264 < \overline{\tau}_u = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPA}$ pas de risque de rupture par cisaillement

$$Donc : A_h = \frac{1 \times 0.264 \times 0.15 \times 0.2}{0.9 \times 400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

Tableau V.16 : Ferrailage du voile $V_{y3}=1.3\text{m}$.

Niveau	Tout les niveaux
Section (cm ²)	15×130
N (KN)	41.169
M (KN.m)	347.15
V (KN)	39.67
Type de section	S.P.C
τ_u (MPa)	0.264
$\overline{\tau}_{adm} = 0.2f_{c28}$	5
Lt (m)	0,37
Avcal (cm ²)	7.94
Avmin (cm ²)	2.92
Avadopt / face (cm ²)	8HA12=9,05

St (cm)	20
A _{hcal} (cm ²)	0,22
A _{h adopt} /plan(cm ²)	3HA10=2.36
St (cm)	20

Tableau V.17 : Ferrailage du voile $V_{y2}=1.4m$.**Tableau V.18** : Ferrailage du voile $V_{y1}=1.95m$.

Niveau	Tout les niveaux
Section (cm ²)	15×140
N (KN)	125.42
M (KN.m)	455.55
V (KN)	237.07
Type de section	S.P.C
τ_u (MPa)	1.37
$\tau_{uadm}=0.2f_c28$	5
L _t (m)	0.66
A _{vcal} (cm ²)	7.24
A _{vmin} (cm ²)	4.2
A _{vadopt} / face (cm ²)	10HA10=7.85
St (cm)	20
A _{hcal} (cm ²)	1.65
A _{h adopt} /plan(cm ²)	3HA12=2.36
St (cm)	20

Niveau	Tout les niveaux
Section (cm ²)	20×195
N (KN)	64.18
M (KN.m)	805.43
V (KN)	348.76
Type de section	S.P.C
τ_u (MPa)	1.39
$\tau_{uadm}=0.2f_c28$	5
L _t (m)	0.95
A _{vcal} (cm ²)	10.17
A _{vmin} (cm ²)	53.85
A _{v^{adopt}} / face (cm ²)	10HA12=11.31
St (cm)	20
A _{h^{cal}} (cm ²)	1.74
A _{h^{adopt}} /plan(cm ²)	3HA10=2.36
St (cm)	20

Schéma de ferrailage

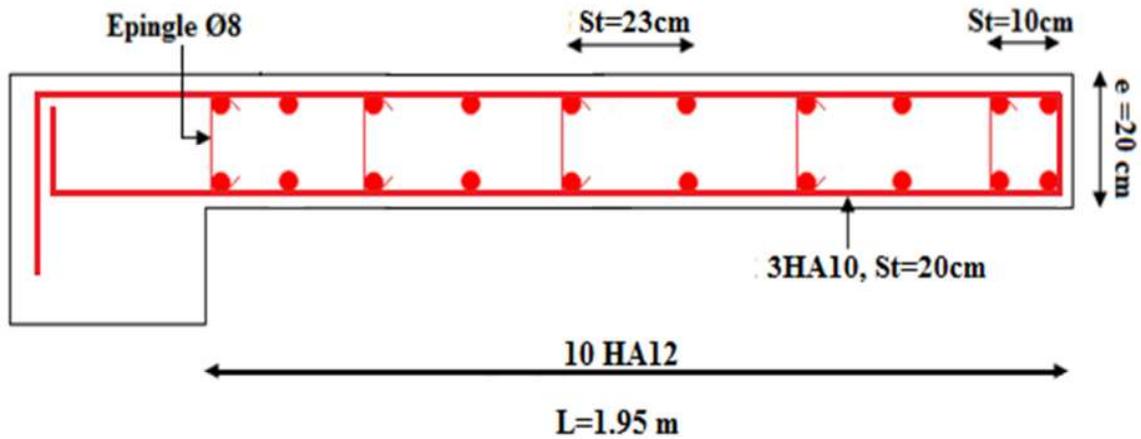


Figure V.9 : Schéma de ferrailage de V_{y1}

V.7.3.2 Voiles sens xx

Tableau V.19 : Sollicitations maximales des voiles $V_{x1}=2,05 \text{ m}$.

Niveau	Nmax + Mcorres		Mmax + Ncorres		Nmin + Mcorres		V_u (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
RDC	2334.4	71.2	919.51	2170.79	685.008	-832.24	-429.48
Etages[1-3]	1557.45	-330.014	-408.19	1031.14	672.74	-320.89	179.92
Etages[4-6]	983.86	-327.56	-610.18	603.49	381.58	-525.09	141.99
Etages[7-9]	323.94	-347.45	-753.76	188.83	125.49	-669.55	65.87

Tableau V.20 : Sollicitations maximales du voile $V_{x2}=1.45 \text{ m}$.

Niveau	Nmax + Mcorres		Mmax + Ncorres		Nmin + Mcorres		V_u (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
RDC	1537.68	-82.82	-453.99	905.56	556.14	-434.82	250.56
Etages[1-3]	991.31	289.85	457.24	808.18	416.37	-111.91	109.74
Etages[4-6]	653.34	306.69	585.79	536.08	251.74	-219.48	85.01
Etages[7-9]	193.83	218.85	512.62	180.92	65.86	-258.31	45.23

Tableau V.21 : Sollicitations maximales du voile $V_{x3}=1$ m.

Niveau	Nmax + Mcorres		Mmax + Ncorres		Nmin + Mcorres		Vu (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
RDC	1038.37	45.69	236.98	861.88	403.81	180.68	-149.84
Etages[1-3]	649.23	-294.66	-480.68	433.51	282.42	-404.71	-101.64
Etages[4-6]	418.49	-385.72	-597.27	281.53	185.86	-499.63	-85.54
Etages[7-9]	118.03	-333.23	-497.34	67.82	43.52	-406.76	-69.86

Tableau V.22 : Ferrailage des voiles V_{x1} , V_{x2} et V_{x3}

Niveau	V_{x1} Tout les niveaux	V_{x2} Tout les niveaux	V_{x3} Tout les niveaux
Section (cm ²)	15×205	15×145	0,15× 100
N (KN)	188.83	512.62	281.53
M (KN.m)	753.76	180.92	597.27
V (KN)	65.87	45.23	85.54
Type de section	S.P.C	S.P.C	S.P.C
τ_u (MPa)	0.33	0.32	0.89
$\tau_{uadm}=0.2f_c/2$	5	5	5
Lt (m)	0.94	0.66	0.46
Avcal (cm ²)	7.54	7.56	16.07
Avmin (cm ²)	4.61	3.26	2.25
Avadopt / face (cm ²)	5HA14=7.7	5HA14=7.7	11HA14=16.93
St (cm)	20	20	20
Ah (cm ²)	0.45	0.45	0.83
Ah adopt /plan(cm ²)	3HA10=2.36	3HA10=2.36	3HA10=2.36
St (cm)	20	20	20

Conclusion

L'étude des éléments principaux est très importante de toute étude en génie civil car ces derniers jouent un rôle prépondérant dans la transmission des sollicitations et forment un bloc résistant ils doivent être correctement dimensionnées et ferrailé en conséquence pour résisté aux divers efforts internes qui les sollicitent au terme de ce chapitre nous avons étudié ces différents éléments principaux.

Les poteaux les poutres et les voiles ont été calculés et ferrailé en utilisent les sollicitations obtenue pas le logiciel ETABS V16. Le ferrailage adopté est maximum exigé par le RPA99/2

Chapitre VI

Étude de l'infrastructure

Introduction

L'infrastructure est la partie enfouie dans le sol, elle a pour objectif de transmettre les diverses charges venues de la superstructure au sol, cette transmission peut se faire par un contact direct (semelles posées directement sur le sol ce qu'on nomme fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux ou bien fondations profondes). Une bonne conception de l'infrastructure en termes de stabilité et résistance assure :

- Un bon encastrement de la structure dans le sol;
- Une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise;
- Une bonne limitation des tassements différentiels.

VI.1 Etude des fondations

Les différents types de fondation

Le **D.T.U 13-12** définit les différents types de fondations selon le rapport $\frac{D}{B}$ qui sont:

- $\frac{D}{B} \leq 6$: fondations superficielles (semelle isolée ; semelle filante ou radier)
- $6 < \frac{D}{B} < 10$: fondations semi profondes (puits)
- $\frac{D}{B} \geq 10$: fondation profonde (pieux)

VI.2 Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol;
- l'intensité des charges transmises au sol;
- la distance entre axes des poteaux.

La nature du sol et la profondeur de l'horizon résistant. Pour notre projet on adaptera des semelles superficielles (**D=3m ≤ B×6**). Pour faire le choix du type on vérifie dans l'ordre suivant : semelle isolée, semelle filante et radier afin de faire le choix le mieux adapté en vue de rallier la partie technique et la partie économique

Reconnaissance du sol

Afin de correctement projeter une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain ,après essai et calcul on a pu déterminer les caractéristiques qui suivent:

D =3 m ; Q_{adm} =2.2 bar ;

Vérification vis-à-vis les fondations superficielles

Semelles isolées : D'après le *RPA99/ 2003 (Article 10.1.4.1)* les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons suivantes :

$$G + Q \pm E \quad 0.8G \pm E \quad G + Q$$

$$\sigma = \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow S = A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \dots (1)$$

$N = 2045.17 \text{ KN}$ (effort normal à l'ELS du poteau le plus sollicité donné par le calcul ETABS V16).

p_a : Poids de l'avant poteaux : $0.6 \times 0.6 \times 1 \times 25 = 9 \text{ KN}$

p_s : Poids de la semelle estime forfaitairement à 20 KN

Poids du remblai sur la semelle forfaitairement $\gamma_{remblai} \times h \times b = 20 \times 1 \times 1 = 20 \text{ KN}$

$$N = 2045.1772 + 9 + 20 + 20 = 2114.1772 \text{ KN}$$

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol = 2.2 bar

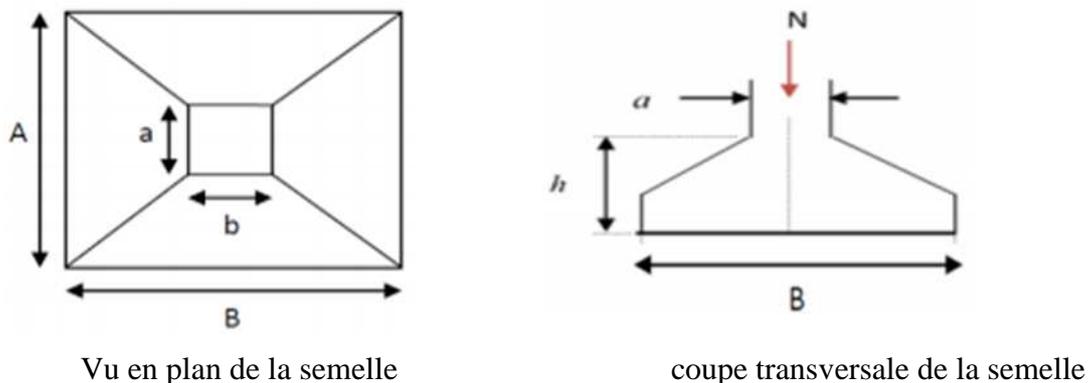


Figure VI.1 : Schéma d'une semelle isolée.

On a les dimensions de la semelle et du poteau homothétiques : $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$

On remplace la valeur de A dans (1) ce qui donne : $B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = 3.09$

On prend $B = 3.1 \text{ m}$. $L_{\min} = 2.4 \text{ m}$;

On remarque qu'il y'a un chevauchement entre les semelles, donc les semelles isolées sont à exclure.

VI.2.1 Vérification des semelles filantes

Choisisant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique le plus sollicitée de 6 poteaux

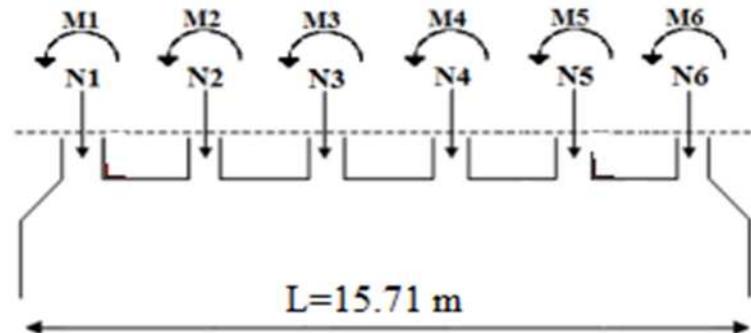


Figure VI.2 Semelle filante

Avec : $N = \sum_{i=1}^{i=6} = 7926.286 \text{ KN}$

Poids de l'avant poteaux : $0.6 \times 0.6 \times 1 \times 25 \times 4.06 = 41.4 \text{ KN}$

Poids de la semelle estime forfaitairement à 100 KN

Poids du remblai sur la semelle estimée à : $\gamma_{\text{remblai}} \times h \times b \times l = 341 \text{ KN}$

D'où l'effort total à prendre égale a : $7926.286 + 41.4 + 100 + 341 = 8408.686 \text{ KN}$

A partir du modèle de Meyerhof $B \geq \frac{N}{(L \sigma_{\text{sol}})} \rightarrow B \geq \frac{8408.686}{15.71 \times 220} = 2.43 \text{ m}$

On prend $B = 2,5 \text{ m}$

On a trouvé la largeur de la semelle est 2.4 m sachant que l'entraxe minimale des portiques adjacents est 2.3 m, donc le type On doit passer à un radier général

VI.2.2 Radier général

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, La dalle prend appuis sur des nervures. Il assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement. On choisit un radier général dans les cas suivant :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

VI.2.3 Caractéristiques géométriques du radier

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes

❖ Condition de coffrage

h_t : hauteur des nervures.

h_r : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux

Éléments porteurs successifs. (L_{max} : = 5.9m).

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{590}{10} = 59 \Rightarrow h_t = 60 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{590}{20} = 29.5 \text{ cm}$$

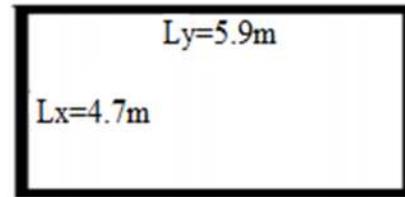


Figure VI.3 : Panneau de dalle

❖ Condition de rigidité

Pour qu'un radier soit rigide il faut que : $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e$ avec : $L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

K : Coefficient de raideur du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

E : module d'élasticité du béton : $E = 3,2 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$

b : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1 ml.

$$\text{On a : } I = \frac{bh_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 0.887 \text{ m} \dots \dots \dots (2)$$

A partir des deux conditions (1) et (2) on adopte pour les conditions suivant

La hauteur nervure : $h_t = 90 \text{ cm}$

La hauteur de la dalle de radier : $h_r = 35 \text{ cm}$

❖ Calcul de la surface du radier

N_{ser} : L'effort de service de la superstructure. $N_{ser} = 27421.37 \text{ KN}$ (tirez de l'étabs)

$$S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{27421.372}{220} = 124.64 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment $S_{bat} = 15.71 \times 17.25 = 270.99 \text{ m}^2$ D'ou $S_{rad} = 270.99 \text{ m}^2$

VI.2.4 Vérifications nécessaires

❖ Vérification au poinçonnement

Selon le BAEL99 (Article A.5.2.4.2), il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times h_t \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : Effort normal de calcul.

h_t : Hauteur total de la dalle du radier.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

Le poteau le plus sollicité est le poteau (60×60) cm^2 , le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A + B)$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0.6 + 0.9 = 1.4 \text{ m} & \Rightarrow U_c = 6.4 \text{ m} \\ B = b + h_t = 0.6 + 0.9 = 1.4 \text{ m} \end{cases}$$

$$N_u = 2810.0394 \text{ KN} \leq 0.045 \times 6.4 \times 0.8 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 = 3840 \text{ KN (Condition vérifiée)}$$

Donc pas de risque de poinçonnement

❖ Vérification de la contrainte dans le sol DTR BC 2.33.1 (Art : 3.541 a)

Sous l'effet du moment renversant, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol} = 0.22 \text{ MPA avec : } \sigma_{min,max} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} Y$$

N : L'effort normal dû aux charges verticales.

M_y, M_x : Moments sismiques à la base tirée du logiciel ETABS, V16.

Sens X-X Donnée : $N = 36822.28 \text{ KN}$; $M_x = 447.74 \text{ KN.m}$;

$I_{xG} = 14418.39 \text{ m}^4$; $Y_G = 8.78 \text{ m}$ (donnée Autocade)

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} Y = \frac{36822.28 \times 10^{-3}}{270.99} + \frac{447.74 \times 10^{-3}}{14418.39} \times 8.78 = 0.154 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} Y = \frac{36822.28 \times 10^{-3}}{270.99} - \frac{447.74 \times 10^{-3}}{14418.39} \times 8.78 = 0.1 \text{ Mpa}$$

Ce qui donne : $\sigma_{moy} = 0.127 \text{ Mpa} \leq \sigma_{sol}=0.22 \text{ Mpa}$

Donc la contrainte est vérifiée dans le sens X-X

Sens-Y-Y Donnée : $N = 36822.28 \text{ KN}$; $= 328.0243 \text{ KN.m}$;

$I_{YG} = 14418.39 \text{ m}^4$; $XG = 7.28 \text{ m}$ (donnée Autocade)

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} Y = \frac{36822.28 \times 10^{-3}}{270.99} + \frac{447.74 \times 10^{-3}}{14418.39} \times 7.28 = 0.152 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} Y = \frac{36822.28 \times 10^{-3}}{270.99} - \frac{447.74 \times 10^{-3}}{14418.39} \times 7.28 = 0.102 \text{ Mpa}$$

Ce qui donne : $\sigma_{moy} = 0.127 \text{ Mpa} \leq \sigma_{sol}=0.22 \text{ Mpa}$

Donc la contrainte est vérifiée dans le sens Y-Y

❖ Vérification de la stabilité au renversement

Selon (Article 10.1.5) du RPA99/2003, on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistent au renversement on doit vérifier

$$\text{que : } e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$\text{X-X : } e = \frac{447.74}{36822.28} = 0.0121 \text{ m} < \frac{15.71}{4} = 3.92 \text{ m}$$

$$\text{Y-Y : } e = \frac{328.024}{36822.28} = 0.0089 \text{ m} < \frac{18.35}{4} = 4.58 \text{ m}$$

Donc il n'ya pas de risque de renversement

❖ Vérification de la poussé hydrostatique

On fait cette vérification pour éviter le renversement de la structure sous l'effet de la poussée hydrostatique de la nappe d'eau, pour cela il faut s'assurer que :

$$N \geq fs \times H \times S_{rad} \times \gamma_w \quad \text{Avec : } N = 36822.28 \text{ KN}$$

$H = 4.08 \text{ m}$, la hauteur de la partie encrée du bâtiment

$$FS = 1.5, \text{ coefficient de sécurité} \quad S_{rad} = 270.99 \text{ m}^2$$

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^2$ poids volumique de l'eau

$$N = 36822.28 \text{ KN} \geq 1.5 \times 4.08 \times 270.99 \times 10 = 16584.58 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée. \Rightarrow Le bâtiment est stable vis-à-vis l'arrivé de l'eau

VI.3 Ferrailage du radier générale

Le radier se calcul comme un plancher renversée, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Soit : G_0 : le poids propre de radier

$$G_0 = \rho \times h_r = 25 \times 0.3 = 7.5 \text{ KN/m}^2$$

$$L_x = 4.7 \text{ m}, L_y = 5.9 \text{ m}$$

❖ Calcul des sollicitations

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35G_0; \Rightarrow \frac{36822.28}{270.99} + 1.35 \times 7.5 = 146 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0; \Rightarrow \frac{27421.372}{270.99} + 7.5 = 108.68 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{4.7}{5.9} = 0.79 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille selon deux sens}$$

A l'ELU ($V=0$)

$$\mu_x = 0.0573 \quad M_{0x} = \mu_x \times q_x \times L_x^2 = 184.8 \text{ KN. m}$$

$$\mu_y = 0.5786 \quad M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 106.92 \text{ KN. m}$$

❖ Calcul des moments corrigés

$$M_{tx} = 0.75M_{0x} = 138.6 \text{ KN. m}; \quad M_{ty} = 0.75M_{0y} = 80.19 \text{ KN. m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5M_{0x} = -92.4 \text{ KN. m}$$

Le ferrailage se fait pour une section ($b \times h$) = $(1 \times 0.30) \text{ m}^2$

❖ Condition de non fragilité

Pour les dalle d'épaisseur $e \geq 12 \text{ cm}$ et $\rho > 0.4$

La valeur minimale des armatures est :

$$A_x \text{ min} = 0.0008 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) \times b \times h. \quad A_y \text{ min} = 0.0008 \times b \times h$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Section d'armature du radier.

Localisation		M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} ^h (cm ²)	A _{adopté} (cm ² /ml)
Travée	X-X	128.49	13.18	3.06	9HA14=13.85
	Y-Y	74.34	7.36	2.8	7HA12=7.92
Appuis		-85.66	8.48	3	8HA12=9.05

❖ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_u^- = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ Mpa}$$

$$v_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 201.7 \text{ KN}$$

$$v_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 230.32 \text{ KN} \quad \rightarrow v_{\max} = 230.32 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{230.32 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 0.85 \text{ Mpa} \leq 1.17 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Pas risque de cisaillement suivant les deux sens.}$$

❖ **Vérification à l'ELS**

Calcul des sollicitations :

$$\mu_x = 0.0639 \quad M_{0x} = \mu_x \times q_x \times L_x^2 = 153.4 \text{ KN.m}$$

$$\mu_y = 0.6978 \quad M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 107.04 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments corrigés

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 115.05 \text{ KN.m} ; \quad M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 80.28 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -76.7 \text{ KN.m}$$

❖ **Vérification des contraintes****Tableau VI.2** : Vérification des contraintes a l'ELS.

Localisation		M (KN.m)	Y(cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	obs	σ_{st} (Mpa)	obs
Travée	X-X	115.05	12.41	181785	7.22	Vérifie	197.57	Vérifie
	Y-Y	80.28	8.66	126853	5.04	Vérifie	200.91	Vérifie
Appuis		-76.7	8.27	121141	4.96	Vérifie	201	Vérifie

❖ Vérification des espacements

x-x : $St = \frac{100}{8} = 12.5\text{cm} < \min(3h_r ; 33\text{cm}) = 30\text{cm}$ vérifier

y-y : $St = \frac{100}{6} = 16.66\text{cm} < \min(4h_r ; 45\text{cm}) = 40\text{cm}$ vérifier

x-y : $St = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \min(4h_r ; 45\text{cm}) = 40\text{cm}$ vérifier

❖ Schéma de ferrailage du radier

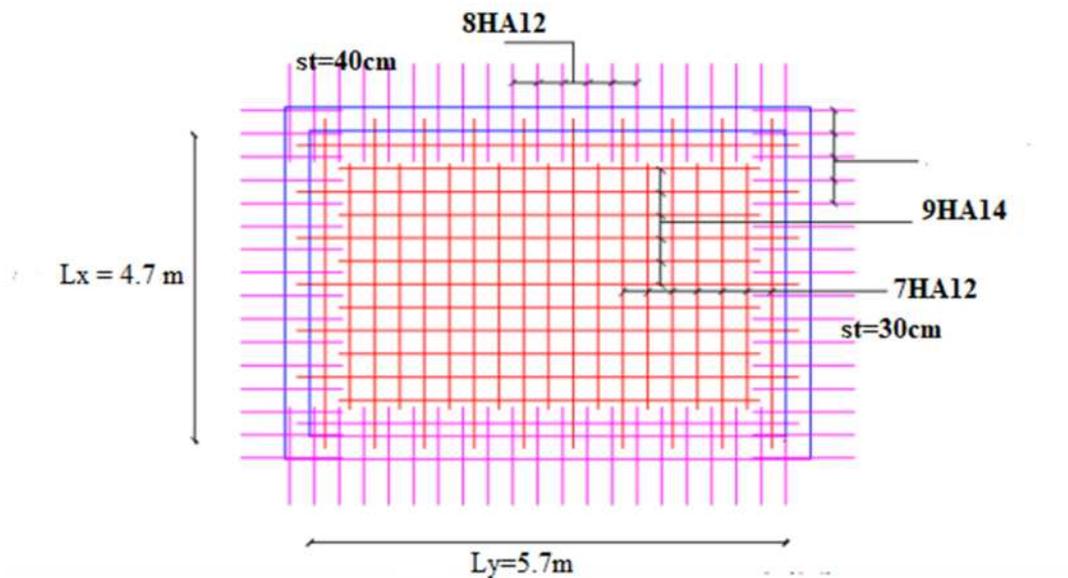
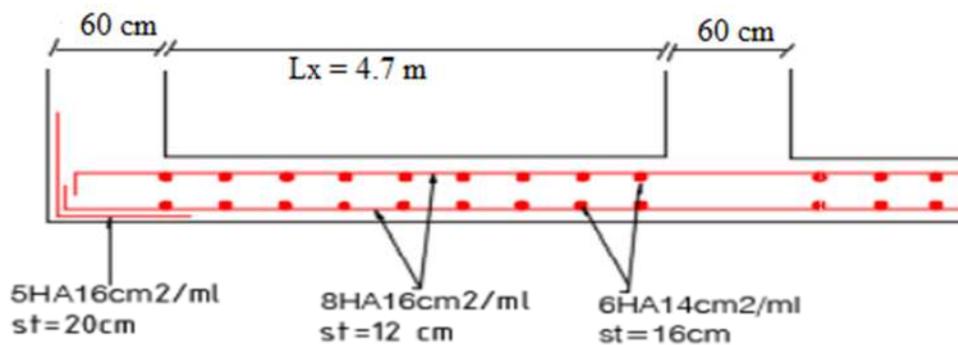


Figure VI.4. Schéma de ferrailage du radier



Coupe A-A

VI.4 Etude des nervures

VI.4.1 Définition des charges qui revient sur les nervures

Les nervures servent d'appui pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de rupture comme indiqué sur la figure

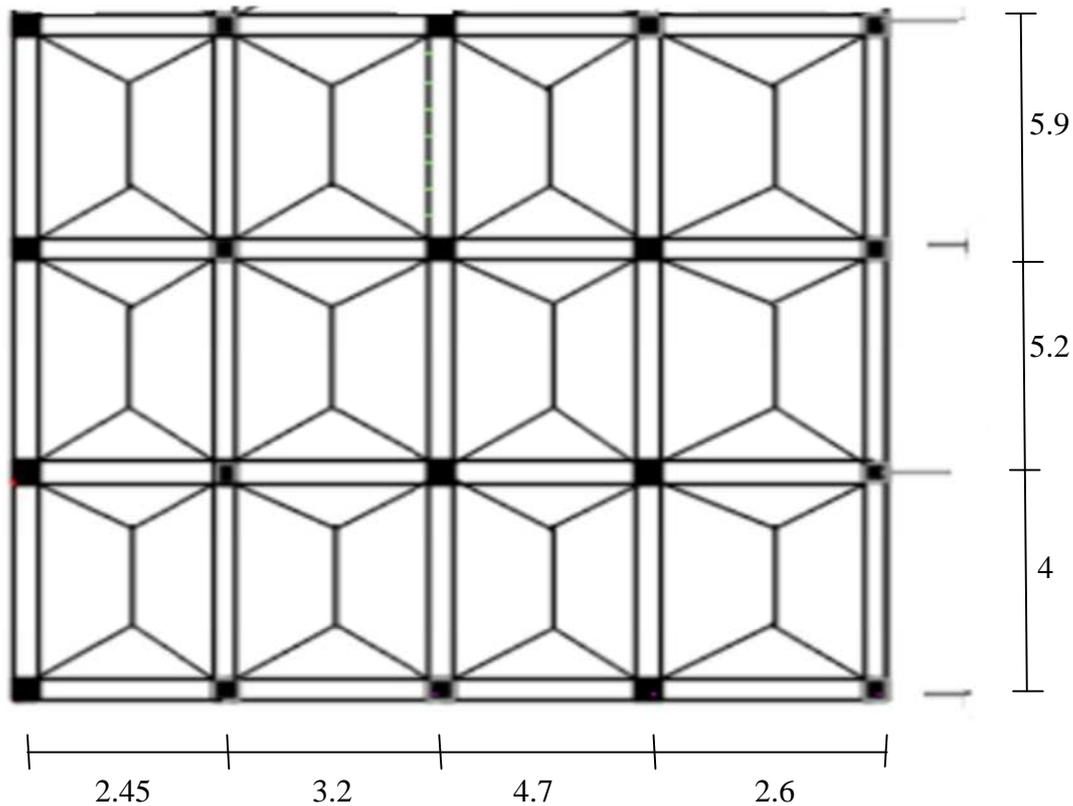


Figure VI.5 : Schéma des lignes de rupture du transfert des charges sur le radier.

Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

$$\text{Charge trapézoïdale} \begin{cases} p_m = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) \times L_{xd} \right] \\ p_v = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{2}\right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{2}\right) \times L_{xd} \right] \end{cases}$$

$$\text{Charge triangulaire} \begin{cases} p'_v = p'_m = \frac{Q_u}{2} \times \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}} \end{cases}$$

P_m : charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle.

p_v : charge uniforme qui produise le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

$$\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y} ; \rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$$

$$q_u = 146 \text{ KN/m}^2 ; q_s = 108.68 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Calcul des sollicitations**

Sens-y-y:

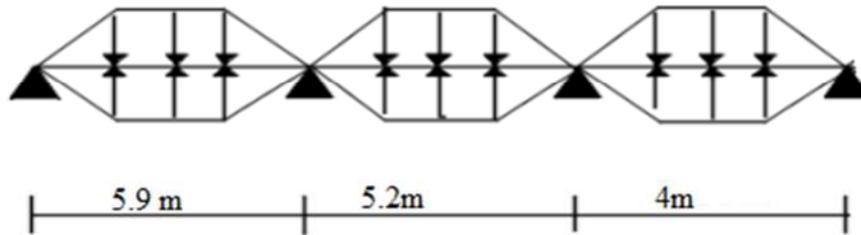


Figure VI.6 : Schéma statique équivalent y-y.

Sens-x-x:

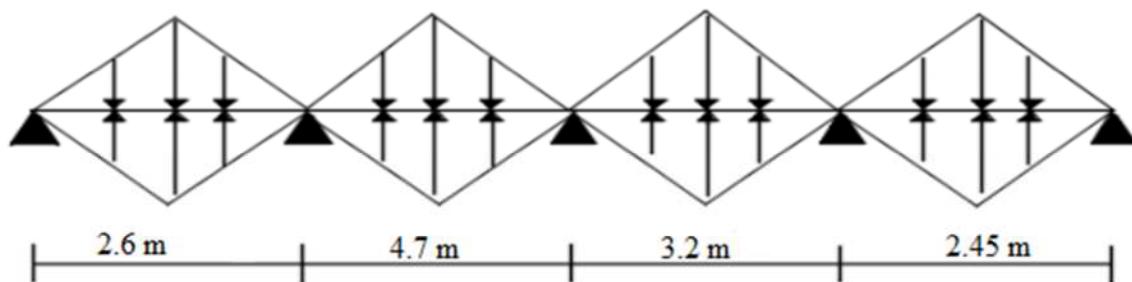


Figure VI.7 : Schéma statique équivalent x-x.

Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures. Pour la détermination des moments on utilise la méthode de Caquot.

- Moments aux appuis

$$M_a = \frac{p_g \times l'_g{}^3 + p_d \times l'_d{}^3}{8,5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Longueur fictives $\rightarrow l' = \begin{cases} L & \text{Travée de rive} \\ 0,8 \times l & \text{Travée intermédiaire} \end{cases}$

- Moments en travée

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right) \text{ avec :}$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l-x) \text{ et } x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche droite respectivement.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3 : Sollicitation dans les nervures selon des deux sens.

Sens	Travée	L(m)	q_m (KN)	M_g (kn.m)	M_d (kn.m)	X(m)	M_t (kn.m)	V_g (KN)
Y-Y	AB	5.9	341.08	0	-473.58	2.4	420.55	350.43
	BC	5.2	420.93	-473.58	-286.25	2.84	118	-510.96
	CD	4	446.65	-286.58	0	2.49	166.41	36356
X-X	AB	2.6	234.6	0	-191.03	0.797	46.34	107.84
	BC	4.7	424.09	-191.03	-190.068	2.35	212.59	318.26
	CD	3.2	288.74	-190.068	-107.93	1.77	40.13	-317.883
	DE	2.45	221.07	-107.93	0	1.52	62.22	206.64

VI.5 Ferrailage

$$h = 0.90m ; h_r = 0.35m ; b_0 = 0.60m ; d = 0.75m$$

$$\frac{b \times b_0}{2} \leq \min \left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y \min}{10} \right)$$

$$\text{Sens x-x} : \frac{b \times 0.5}{2} \leq \min \left(\frac{4.7}{2} ; \frac{5.7}{10} \right) = 2.35 \Rightarrow b = 1.2m$$

$$\text{Sens y-y} : \frac{b \times 0.6}{2} \leq \min \left(\frac{5.7}{2} ; \frac{4.7}{10} \right) = 2.85 \Rightarrow b = 1.20m$$

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 : Ferrailage des nervures.

Localisation		M (kn.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
Y-Y	Travée	420.55	16.47	11.3	6HA20=18.85
	Appui	-439.03	17.21		6HA20=18.85
X-X	Travée	212.59	7.71	11.3	7HA16=14.07
	Appui	-191.03	6.93		7HA=14.07

Armature transversales

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\varnothing_t \leq \min \left(\varnothing_{t \min} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \varnothing_t \leq \min \left(16 ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right) \text{ mm Soit : } \varnothing_t = 10\text{mm}$$

On adopte un espacement entre les armatures transversales $St = 15\text{cm}$

VI.5.1 Vérification nécessaire

➤ Vérification des efforts tranchants à l'ELU

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \min(0.1f_{c28}; 4 \text{ MPA}) = 2.5 \text{ MPA}$$

$$\text{Sens-x-x} : \tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$\text{Sens-y-y} : \tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

➤ Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VI.5 : Vérification des contraintes a l'ELS.

Localisation		M (KN.m)	Y(m)	I (m ⁴) × 10 ⁻⁴	σ_{bc} (Mpa)	obs	σ_{st} (Mpa)	obs
X-X	Travée	332.35	0.21	1901	4.87	Vérifie	196.91	Vérifie
	Appui	389.87	0.24	2597	3.73		119.24	
Y-Y	Travée	134.06	0.21	1901	1.48		60.1	
	Appui	149.19	0.24	2597	1.42		45.67	

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton

D'après le **CBA93 (Art A.7.3)**, leur section est d'au moins 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. SS

Donc $A_p = 3 \times 0.8 = 2.7$; soit : $3HA12 \text{ cm}^2 = 3.39 \text{ cm}^2$ par face.

Schéma de ferrailage

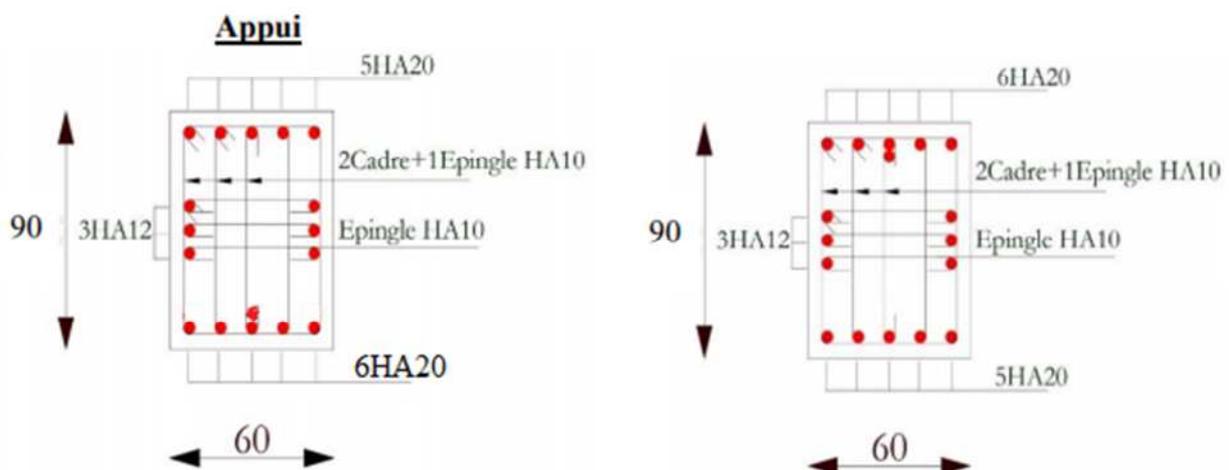


Figure VI.8 : Schéma de ferrailage des nervures dans le sens y-y.

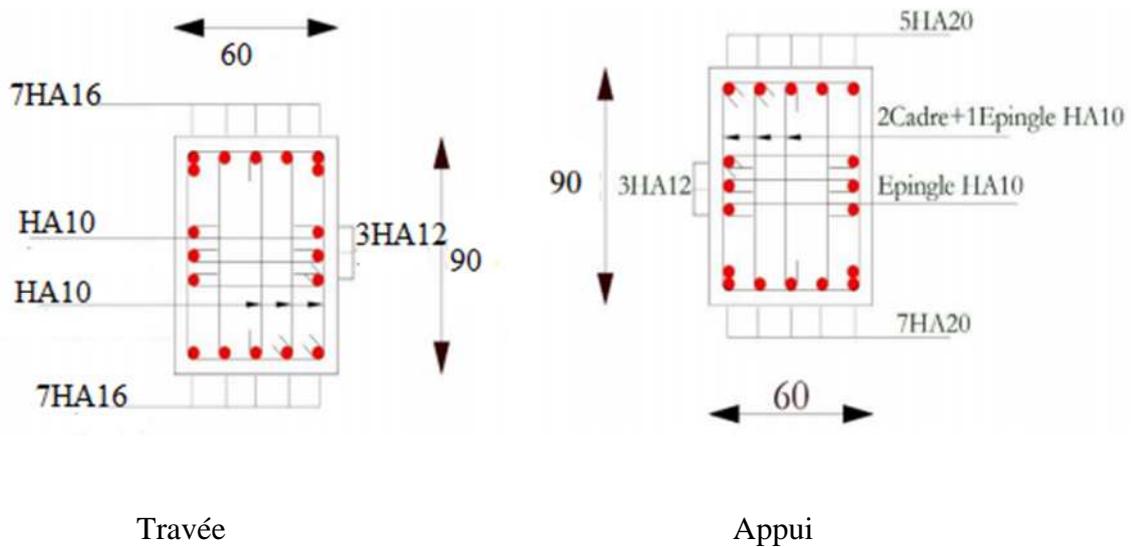


Figure VI.9 : Schéma de ferrailage des nervures dans le sens xx.

VI.6 Le voile périphérique

Introduction

Selon le RPA99/2003 les ossatures au dessous du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base, ce dernier aura pour objectif de rigidifier l'infrastructure du bâtiment. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans le sens horizontal et vertical.

VI.6.1 Dimensionnement des voiles périphériques

On prend le panneau recouvrant la plus grande travée

- La hauteur $h=3,86\text{m}$.
- La longueur $L=4,7\text{m}$.
- L'épaisseur $e=0.2\text{m}$.

VI.6.2 Caractéristiques prise de tout venant

- γ_h : Poids spécifique du sol $\gamma_h = 19 \text{ KN}/\text{m}^3$
- φ : Angle de frottement interne du sous-sol $\varphi = 32^\circ$
- c : La cohésion $c = 0$ bars (Le cas le plus défavorable)
On prévoit un drainage, la poussée hydrostatique est donc négligée.

VI.6.3 Evaluation des charges et surcharges

Calcul se fait selon une bande de 1m de largeur. Nous sommes dans le cas d'un sol cohérent
 K_a : Coefficient de poussée des terres

$$K'_a = K_a = \frac{K_q}{\cos^2(\beta - \lambda)} = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,3$$

➤ **Sollicitations**

a. Poussée des terres

$$G = h \times (\gamma \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)) - 2 \times c \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$G = 3.86 \times (19 \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{32}{2}\right)) - = 22.53 \text{ KN/m}^2$$

b. Surcharge accidentelle On a :

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$P = K_a' \times Q = Q \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 3.0 \text{ KN/m}^2$$

VI.6.4 Ferrailage

Calcul à l'ELU :

$$\sigma_{\max} = 1.35G + 1.5P = 34.91 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 1.5 \times P = 4.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 27.31 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 27.31 \times 1 \text{ ml} = 27.1 \text{ KN/m}^2$$

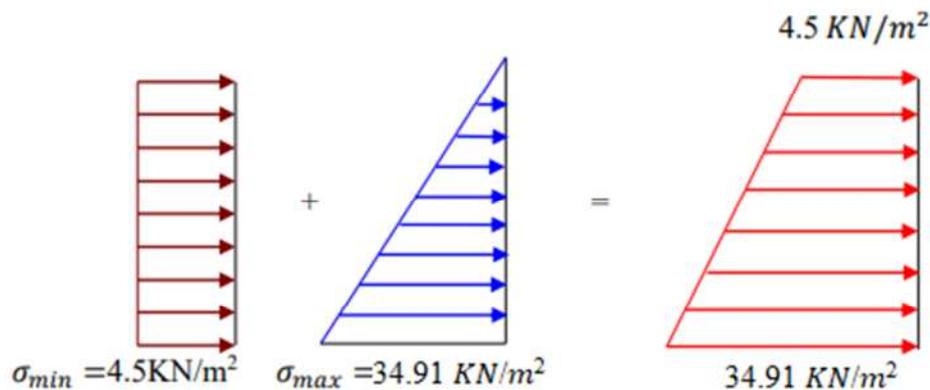


Figure VI.10 : Diagramme des contraintes à l'ELU.

Pour le ferrailage de mur on prend le panneau le plus défavorable. Le voile Périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis.

$$L_x = 3.86 \text{ m} ; L_y = 4.7 \text{ m} ; b = 1 \text{ m} ; h = 0.20 \text{ m}$$

$$P = \frac{L_x}{L_y} = 0.82 > 0.4 \quad \text{La dalle travaille selon les deux sens}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u ; M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$- \quad \rho = 0.82 \Rightarrow \text{ELU} : \begin{cases} \mu_x = 0.0539 \\ \mu_y = 0.6313 \end{cases} \quad (\text{Annexe II})$$

$$M_{0x} = 28.02 \text{ KN/m}^2 ;$$

$$M_{0y} = 17.69 \text{ KN/m}^2$$

Travée**Appui**

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 23.82 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{opx} = -0.5 \times M_{0x} = -14.01 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 15.03 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{opy} = -0.5 \times M_{0y} = -8.84 \text{ KN/m}^2$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous : Avec :

$$A_{min} = 0.1\% b \times h \quad (\text{condition exigée par le RPA99/2003})$$

- Le calcul se fait à la flexion simple (Annexe III) Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.7 : Ferrailage du voile périphérique.

	Sens	M (kn.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} ^{rpa} (cm ²)	A _{adopté} (cm ² /ml)	S _t (cm ²)	choix
Travée	x-x	23.8	3.9	2	6.79	17	6HA12
	y-y	15.03	2.44		6.79		6HA12
appui	x-x	14.01	2.27		3.14	25	4HA10
	y-y	8.84	1.42		3.14		4HA10

➤ Vérifications

Vérification au cisaillement On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \tau = \min(0.1 \times f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \text{ fissuration nuisible.}$$

$$v_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 35.93 \text{ KN}$$

$$v_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 43.73 \text{ KN}$$

- $\tau_u^x = \frac{43.73}{1 \times 0.17} \times 10^{-3} = 0.25 \text{ Mpa}$
- $\tau_u^y = \frac{35.93}{1 \times 0.17} \times 10^{-3} = 0.21 \text{ Mpa}$
- $\tau_u^{x,y} \leq 2.5 \text{ Mpa}$ (condition vérifié)

Vérification ELS

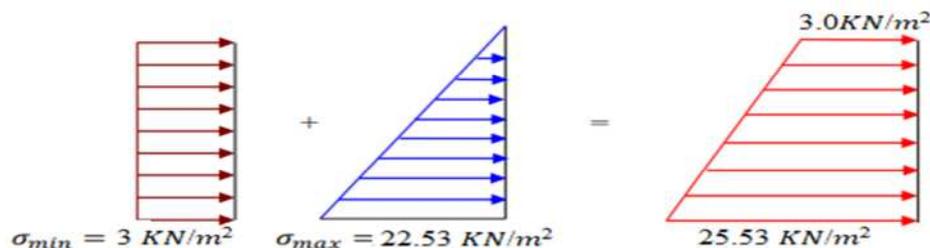


Figure VI.11 : Diagramme des contraintes à l'ELS.

Vérification des contraintes

Tableau VI.8 : Vérification des contraintes dans le voile périphérique.

sens		μ	M_0 (kn.m)	M (kn.m)	σ_{bc}	σ_{bc}^-	σ_{st}	σ_{st}^-	observation
x-x	Travée	0.0607	23.06	19.1	5.8	15	199.61	201.63	Vérifié
	appui			11.53	3.74	15	118.25	201.63	Vérifié
y-y	Travée	0.7381	17.02	14.46	4.28	15	121.42	201.63	Vérifié
	appui			8.51	2.76	15	161	201.63	Vérifié

Schéma de ferrailage

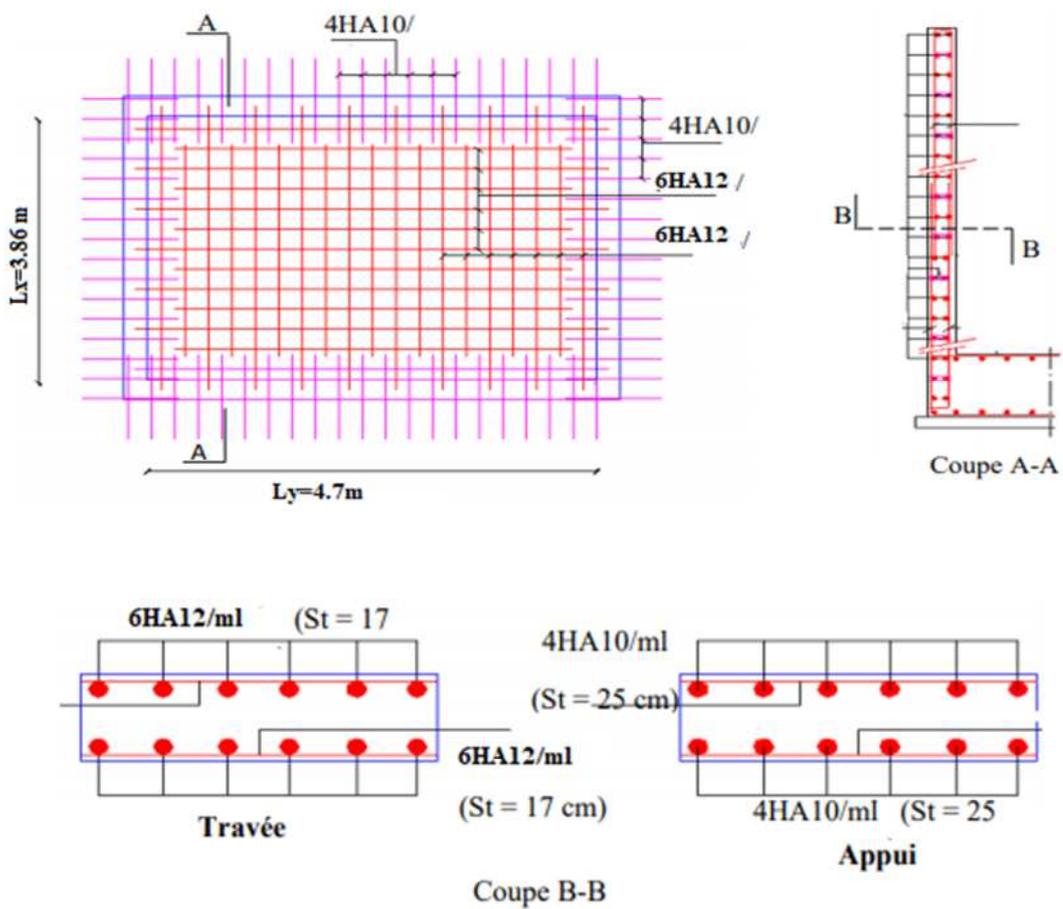


Figure VI.12 : Schéma de ferrailage du voile Périphérique

Conclusion

L'étude de l'infrastructure est une étape essentielle dans le calcul de l'ouvrage allant du choix du type de fondation qui dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques.

En premier temps, nous avons essayé d'utiliser les semelles isolées et des semelles filantes mais ses deux propositions ont été écartées à cause des chevauchement entre les semelles, puis on a opté pour un radier général nervuré, le dimensionnement a donné une surface de 124.64 m^2 et la surface totale du bâtiment est de 270.99 m^2 c'est-à-dire que cette solution est satisfaite et un voile périphérique est prévu pour supporté l'action des poussés des terres.

Conclusion générale

Conclusion générale

Pour garantir une bonne résistance aux séismes, les ouvrages doivent de préférence avoir, d'une part des formes simples, d'autre part, une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Le but souhaité est d'assurer une répartition adéquate possible des sollicitations à travers la structure de façon à faire participer tous les éléments à l'absorption et à la dissipation de l'énergie développée par l'action sismique.

L'étude de la réponse sismique, particulièrement la recherche du comportement dynamique nous a menés à constater un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- La disposition des voiles joue un rôle prépondérant dans le comportement dynamique des structures mixtes ;
- Toutes les vérifications entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes est déterminante pour le dimensionnement des éléments structuraux ;
- La stabilité de la structure est d'assurer, avec la vérification des déplacements horizontaux entre étage, ainsi que l'effet $P-\Delta$;
- Les sections des poteaux choisies au chapitre pré-dimensionnement ont été augmentées afin de vérifier l'interaction voiles-portiques ;
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a déterminé que les poteaux sont ferrillés avec le minimum du RPA99, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie ;
- Dans l'objectif d'éviter la formation des rotules plastiques aux niveaux des poteaux avant les poutres, on doit impérativement vérifier les moments résistants au niveau des zones nodales ;
- Le radier est le type de fondation choisi, vu que les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

Enfin, l'utilisation de l'ETABS 2016 dans notre étude nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique, dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité, et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

Bibliographie

Bibliographie

- **Le CBA93:** Règles de conception et de calcul des structures en béton armé
- **Le RPA 99 version 2003:**Règlement parasismique Algérien
- **Le BAEL 91/99:** Béton armé aux états limites
- **DTR-BC2.2:** Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges
- **DTR-BC2.331:** Règles de calculs ses fondations superficielles
- Cahier de cours en béton armé, du cursus
- Mémoires de fin d'étude

Annexes

Annexe IV

Tableau des armatures en (cm²)

φ:	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe V

Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU

