

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

Université A. MIRA de Bejaïa
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire

En vue de l'obtention du Master en Génie Civil

Option : Structures

Thème

ETUDE D'UN BATIMENT EN R+9 A USAGE D'HABITATIONS
CONTREVENTE PAR UN SYSTEME MIXTE (VOILE-PORTIQUE)

Encadré par :

Mr L. RAMDANI

Présenté par :

Mlle .MANA Amel

Mlle .BOUDAA Ouardia

Membres du jury :

Mr SADAOUI

Meme AREZKI

2019/2020

Sommaire

CHAPITRE I : GENERALITES

I.1. Introduction	2
I.2 Implantation de l'ouvrage	2
I.3 Présentation du bâtiment.....	2
I.3.1 Dimensions de la structure	2
I.3.2 Conception de la structure	2
I.4 Caractéristique mécanique des matériaux	3
I.4.1 Le béton	3
I.4.1.1 Résistance caractéristiques à la compression	3
I.4.1.2 Résistance à la traction	4
I.4.1.3 Diagramme contraintes déformation	4
I.4.1.4 Module de déformation longitudinale du béton	4
I.4.1.5 Contrainte limite à ELU	5
I.4.1.6 Contrainte limite à ELS	5
I.4.2 Résistance caractéristiques de l'acier	6
I.4.2.1 Définition	6
I.4.2.2 Caractéristique de l'acier	6
I.5 Différente combinaison d'action donnée par RPA	7
I.6 Normes utilisé	7
I.7 Conclusion	7

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1 Introduction	8
II.2 Pré dimensionnement des éléments secondaires	8
II.2.1 Plancher	8
II.2.1.1 Plancher à corps creux	9
II.2.1.2 Dalles pleines	9
II.2.2. L'acrotère	11
II.2.3 Les escaliers	11
II.3 Pré- dimensionnement des éléments structuraux	14
II.3.1 Les poutres	14
II.3.1.1 Poutres principales	14
II.3.1.2 Poutres secondaires	15
II.3.2 Les voile	15
II.3.3 les poteaux	16
II.4 Evaluations Des Charades Et Sur Charges.....	16
II.5 Charge d'exploitation	19
II.6. Descente charge	19
II.6.1 la loi de la dégression des charges d'exploitation	19
II.6.1.1 Poutres	20
II.6.1.2 Poids de planchers terrasse inaccessible	20
II.6.2 vérification du poteau	22
II.6.3 vérification à la compression simple	22
II.6.4 vérification au flambement	23

II.6.5 verification des conditions du RPA.....	24
II.7 Conclusion	24

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1 Introduction	25
III.2 Etude des planchers corps creux	25
III.2.1 type et schémas statique des poutrelles	25
III.3 calcul des sollicitations	26
III.3.1 méthode de calcul	26
III.3.2 calcul des sollicitations.....	28
III.4 Ferrailage des poutrelles	31
III.4.2 Etude de la dalle de compression	38
III.5 Etude des planchers dalles pleines	39
III.5.1 dalle sur deux appuis	39
III.5.2 dalle sur trois appuis	47
III.6. Etudes des escaliers	50
III.6.1 L'escaliers principale à deux volées identiques	50
III.6.2 Etude de la poutre palière	53
III.7 Etude de la poutre de chainage	56
III.7.1 Pré-dimensionnement de la poutre de chainage	57
III.7.2 calcul des sollicitations de la poutre de chainage	57
III.8 Etude de l'acrotère	61
III.8.1 calcul des sollicitations	62
III.8.2 ferrailage de l'acrotère	63
III.9 l'ascenseur	65
III.9.1 la dalle supérieure	67
III.9 2 schémas du ferrailage	70

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1 introduction	71
--------------------------------	----

IV.2 méthode utilisable	71
IV.3. choix de la méthode de calcul	71
IV.3.1 méthode statique équivalente	71
IV.3.2 méthode dynamique qui regroupe	71
IV.3.2.1 présentation de la méthode modale spectrale	71
IV.4. calcul de la force sismique V statique.....	72
IV.4.1 calcul de la période fondamentale de la structure	72
IV.5 spectre de réponse de calcul (RPA99/2003art 4.3.3)	73
IV.6. Modélisation des résultats	75
IV.6.1 modes de vibrations et taux de participation de masse	75
IV.6.1.1 analyse des résultats	76
IV.6.2 mode de vibrations	77
IV.6.3 vérification des résultats vis-à-vis du RPA99/2003	77
IV.6.3.1 verification de la résultante des forces sismiques	79
IV.6.3.2 justification de l'interaction	79
IV.6.3.2.1 Sous charge verticale	80
IV.6.3.2.2 sous charge horizontale	80
IV.6.3.3. verification de l'effort normale réduite	81
IV.6.3.4 Verification vis-à-vis des déplacements de niveau	82
IV.6.3.5 justification vis-à-vis l'effet P-delta	83
IV.7 Conclusion	85
 <i>Chapitre V : Etude des éléments structurants</i>	
V.1 Introduction	86
V.2. Etudes poteaux	86
V.2.1 Recommandations	86
V.2.2 sollicitation du calcul	88
V.2.3. Calcul de ferrailage	88
V.2.4 verification nécessaire	90
V.2.4.1. Verification au flambant	90
V.2.4.2. Verification des contraintes à L'ELS	91
V.2.4.3. Verification des contraintes de cisaillement	92
V.3 Etudes des poutres	94
V.3.1 Recommandation	94
V.3.2. les sections minimale et maximale préconisé par le RPA99/2003	94
V.3.3. Sollicitation et ferrailage des poutres	95
V.3.4 verification à L'ELU	96

V.3.5 verification à L'ELS	97
V.3.6 verification de la zone modale	97
V.3.7 Schéma de ferrailage des poutres	99
V.4 Etude des voiles	100
V.4.1 Introduction	100
V.4.2 Recommandation du RPA99/2003	100
V.4.3. exemples de calcul	101
V.5 conclusion	105

Chapitre VI : Infrastructure

VI.1 Introduction	106
VI.2.Choix des types de fondations	106
VI.3 Etude de fondation	106
VI.4 Calcul des nervures	116
VI.5 Etude des voiles périphérique.....	122
VI.6 Conclusion	125

Liste de tableaux

Chapitre II : Pré Dimensionnement des éléments

Tableau II.1	Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible	16
Tableau II.2	Evaluation des charges des dalles pleine terrasse inaccessible	17
Tableau II.3	Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant	17
Tableau II.4	Evaluation des charges des murs extérieurs	17
Tableau II.5	Evaluation des charges des balcons	18
Tableau II.6	Evaluation des charges de la volée	18
Tableau II.7	Evaluation des charges de palier.....	18
Tableau II.8	Evaluation des charges de la dalle pleine	19
Tableau II.9	Descente de charge du poteau E4	21
Tableau II.10	Vérification des poteaux a la compression simple	22
Tableau II.11	Vérifications au flambement	24
Tableau II.12	Section adoptée pour les poutres et les poteaux	24

Chapitre III : Etude des éléments secondaires.

Tableau III. 1.	Types de poutrelles	25
Tableau III.2	Charges revenants aux poutrelles	26
Tableau III.3	Moment au niveau des travées de poutrelle types 2	30
Tableau III.4	Moment au niveau des travées de poutrelle types 2	30
Tableau III.5	Moment et efforts tranchant à la poutrelle types 1	30
Tableau III.6	Sollicitations maximales	31
Tableau III.7	Evaluation de la flèche dans le plancher étage courant	37
Tableau III.8	Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible	37
Tableau III.9	Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse inaccessible	37
Tableau III.10	Ferrailages des poutrelles	37
Tableau III.11	Ferrailage de dalle sur deux appuis	40
Tableau III.12	Ferrailage de la dalle sur (3) appuis	43
Tableau III.13	Ferrailage de la dalle su (04) appuis	45
Tableau III.14	Vérification des états limite de déformation	47
Tableau III.15	Ferrailage de dalle sur deux appuis	48
Tableau III.16	Sollicitations dans l'escalier	51

Tableau III.17 Ferrailage de l'escalier	52
Tableau III.18 Vérification des contraintes à l'ELS	52
Tableau III.19 Vérification des flèches	53
Tableau III.20 Tableau de ferrailage de la poutre palière à l'ELU	54
Tableau III.21 Vérification de la contrainte du béton	55
Tableau III.22 Résumé de calcul de ferailage	58
Tableau III.23 Vérification des contraintes	59
Tableau III.24 Ferrailage de la poutre de chainage d'étage courant à l'ELS	59
Tableau III.25 Vérification des états limite de déformation	60
Tableau III.26 Evaluation de charge de l'acrotère	61
Tableau III.27 Combinaisons d'action de l'acrotère	62
Tableau III.28 Ferrailage de la dalle inferieur	66
Tableau III.29 Vérification de la contrainte de béton	66
Tableau III .30 Ferrailage de la dalle superieur	68
Tableau III .31 Vérification de la contrainte de béton	69

Chapitre IV : Etude dynamique

Tableau IV.1 valeurs des pénalités.....	74
Tableau IV.1 Période et taux de participation massique de la structure	76
Tableau IV.2 Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.....	80
Tableau IV.4 Interactions sous charge vertical.....	80
Tableau IV.6 Vérification de l'effort normal réduit.....	81
Tableau IV.7Vérification des déplacements relatifs	82
Tableau IV.8Vérification de l'effet P- Δ	83
Tableau IV.9 Vérification de l'effort normal réduit	85

Chapitre V : Etude Des Eléments Structurant

Tableau V.1. Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux.....	87
Tableau V.2. Sollicitations dans les différents poteaux.....	88
Tableau V.3. Ferrailage longitudinal des poteaux.....	89
Tableaux V.4. Ferrailage transversales des poteaux.....	90
Tableau V.5. Vérification au flambement des différents poteaux	91
Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton	91
Tableau V.7. Vérification des contraintes de cisaillement	92

Tableau V.8. Schémas de ferrailage des poteaux	92
Tableau V.9 Armatures les longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99/2003	94
Tableau V.10 Les sollicitations les plus défavorables	95
Tableau V.11. Ferrailage des poutres principales (40×45) cm ²	95
Tableau V.12. Ferrailage des poutres secondaires (35×40) cm ²	95
Tableau V.13. Vérification des contraintes tangentielles	96
Tableau V.14. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	96
Tableau V.15. Vérification de l'état limite de compression du béton	97
Tableau V.16. Moments résistants dans les poteaux	98
Tableau V.17. Moments résistants dans les poutres principales	98
Tableau V.18. Moments résistants dans les poutres secondaires	98
Tableau V.19. Vérification des zones nodales	98
Tableau V.20. Sollicitations maximales dans le voile	101
Tableau V.2.1. Ferrailage du voile	102
Tableau V.22. Sollicitations et ferrailage du voile Vx3	103
Tableau V.23. Sollicitations et ferrailage des voiles de Vy1	104

Chapitre VI : Infrastructure

Tableau VI .1 Ferrailage du radier.....	114
<i>Tableau VI.2 Vérification des contraintes à l'ELS.....</i>	115
Tableau VI.3 Calcul des armatures à l'ELS.....	115
Tableau VI.4 Vérification des contraintes à l'ELS après augmentation du ferrailage.....	115
Tableau VI.5 Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal.....	118
Tableau VI.6 Sollicitations sur la nervure dans le sens transversal.....	118
Tableau VI.7 Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens Y-Y).....	119
Tableau VI.8 Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens X-X).....	119
Tableau VI.9 Vérification de l'effort tranchant.....	119
Tableau VI.10 Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	120
Tableau VI.11 Vérification des contraintes.....	120
Tableau VI.12 Calcul des moments.....	124
Tableau VI.13 Ferrailage du voile périphérique.....	124
Tableau VI.14 Vérification des contraintes à l'ELS.....	125
Tableau VI.14 Section d'armateur du voile périphérique l'ELS.....	125

Liste de figures

Chapitre I : Généralités

Figure I.1. Brique creuse.....	3
Figure I.2. Plancher à corps creux	3
figure I.3. Diagramme contraintes déformations $\sigma = f(\varepsilon_{bc})$	4
Figure I.4. Diagrammes des contraintes du béton à l'ELU (compression-flexion).....	5
Figure I.5. diagrammes des contraintes du béton à l'ELS	5
Figure I.6. Diagramme contraintes déformation.....	6

Chapitre II : Pré Dimensionnement des éléments

Figure II.1. Coupe du plancher à corps creux	8
Figure II.2. Schéma de disposition des poutrelles	8
Figure II.3. Schéma d'une poutrelle	9
Figure II.4. Dalle D1 sur 02 appuis.....	10
Figure II.5. Surface afférente du poteau E4.....	10
Figure II.6. Dalle D3 sur 04 appuis.....	10
Figure II.7. Dalle sur (03).....	10
Figure II.8. Schéma de l'acrotère	11
Figure II.9. Schéma d'un escalier	11
Figure II.10. Schéma statique de la volée(1).....	12
Figure II.11. Schéma statique de la volée(2).....	12
Figure II.12. Schéma statique de la volée(1).....	13
Figure II.13. Schéma statique de la volée(2).....	14
Figure II.14. Vue en plan d'un voile	15
Figure II.15. Surface afférente du poteau E4	20

Chapitre III : Etude des éléments secondaires.

Figure III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à (02).....	26
Figure III.2 Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de (02) travées.....	26
Figure III.3 Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à (02) travées.....	27
Figure III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de (02) travées.....	27
Figure III.5. Schéma exemple de calcul de la poutrelle	28
Figure III.6. Schéma de ferrailage des poutrelles RDC et étages et courant	38
Figure III.7. Schéma de ferrailage de la dalle de compression	38

Figure III.8 Dalle sur deux appuis	39
Figure.III.9 Dalle sur (3) appuis.....	43
Figure. III.10.Dalle sur deux appuis	47
Figure. III.11. Vue en plan et coupe en élévation de l'escalier principal.....	50
Figure III.12 Schéma statique de l'escalier principal	51
Figure III.13. Diagramme des sollicitations de l'escalier principal.....	51
Figure III.14 Schéma ferrailage de l'escalier	53
Figure III.15 Schéma statique de la poutre palière	53
Figure III.16 Schéma de ferrailage de la poutre palière	56
Figure.III.17 Shéma statique de la poutre de chainage RDC	57
Figure. III.18. Schéma statique de la P.ch d'étage courant	57
Figure. III.19. Schéma de ferrailage de la de chainage RDC et Terrasse	60
Figure III.20 Schéma de ferrailage de la de l'étage courant	61
Figure III. 21 Coupe transversale de l'acrotère	61
Figure III.22 Section à ferrailer.....	63
Figure III.23 Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	64
Figure III.24. Schéma statique et concept d'Ascenseur	65
Figure III.25. Schémas de Ferrailage des deux dalles d'ascenseur	70

Chapitre IV : Etude dynamique

Figure IV.1 Spectre de réponse sens X-X.et Y-Y.....	75
Figure IV.2 Vu en 3D de la structure modélisée avec le logiciel ETABS	76
Figure IV.3 Mode 1 de déformation (translation suivant l'axe Y-Y).....	78
Figure IV.4 Mode 1 de déformation (translation suivant l'axe Y-Y)	78
Figure IV.5. Mode 3 de déformation (rotation suivant Z-Z).....	79

Chapitre V : Etude Des Eléments Structurant

Figure V.1 Zone nodale	87
Figure V.2 Ancrage des armatures transversales	88
Figure V.3 Section d'un poteau	91
Figure V.4 Répartition des moments dans les zones nodales	97
Figure V.5 Diagrammes des contraintes	102
Figure V.6 Schémas de ferrailage	105

Chapitre VI. Infrastructure

Figure VI.1 Schéma d'une semelle isolée	106
Figure VI.2 Schéma de ferrailage de radier	115
Figure VI.3 Schéma des lignes de ruptures.....	116
Figure VI.4 Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens X-X.....	117
Figure VI.5 Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens Y-Y.....	117
Figure VI.6 Section à ferrailer.....	118
Figure VI.7 Diagramme des contraintes.....	123
Figure VI.8 Ferrailage du voile périphérique.....	125

Liste des Symboles et Notations

I	Moment d'inertie
I_f	Moment d'inertie fissuré
Q	Charge d'exploitation / facteur de qualité
L	Portée d'un élément
L_{max}	Longueurs maximales entre deux éléments porteurs
L_x	Distance entre nus de poutrelles
L_y	Distance entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles
M	Moment en générale
M_a	Moment en appui
M_t	Moment en travée
M₀	Moment isostatique
N	Effort normale
n	Nombre de marche sur la volée / coefficient d'équivalence acier béton
R	Coefficient de comportement global
S	Section d'un élément
S_{rad}	Surface du radier
S_t	Espacement des armatures
T₁ T₂	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site
V	Effort tranchant
W	Poids des structures
σ_{bc}	Contraintes de compression du béton
σ_{st}	Contraintes de traction dans l'acier
γ_b	Coefficient de sécurité du béton
γ_w	Poids volumiques de l'eau
γ_s	Coefficient de sécurité de l'acier
σ_{adm}	Contrainte admissible
τ	Contrainte de cisaillement
ξ	Pourcentage d'amortissement critique
C_T	Coefficient qui dépend du système de contreventement
β	Coefficient de pondération
λ_i	Coefficient instantané
λ_v	Coefficient différé
A', A_{ser}	Section d'acier comprimé / section d'acier à l'ELS
A_t	Section d'un cours d'armature transversale
A	Coefficient d'accélération de la zone
α	Coefficient de la fibre neutre
B	Aire d'une section du béton
B_r	Section réduite
b	La largeur en générale
c	Cohésion du sol
D	Facteur d'amplification dynamique
E	Module d'élasticité longitudinale
E_i	Module de Young instantané
E_v	Module de Young différé
E_s	Module d'élasticité de l'acier
ELU	Etat limite ultime
ELS	Etat limite de service

f_{bu}	Contrainte de compression du béton
f_e	Limite d'élasticité de l'acier
f_{c28}	Résistance à la compression du béton à 28 jours
f_{ji}	Flèche instantané due aux charges permanentes sans revêtement
f_{gi}	Flèche instantané due aux charges permanentes
f_{gv}	Flèche différé due aux charges permanentes
Δ_f	Flèche totale
Δf_{amd}	Fleche admissible
G	Charges permanentes
H	Hauteur
h_t	Hauteur totale du plancher à corps creux / hauteur des nervures du radier
h_{cc}	Hauteur du corps creux
h_r	Hauteur de la dalle du radier
h_{dc}	Hauteur de la dalle de compression
h_e	Hauteur de l'étage libre
V_{st}	Force sismique statique
V_{dyn}	Force sismique dynamique
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte admissible de compression du béton

Remerciement

*Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre
profonde gratitude et nos vifs remerciements :*

*Avant tous, nous remercions ALLAH le tout puissant pour nous
avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.*

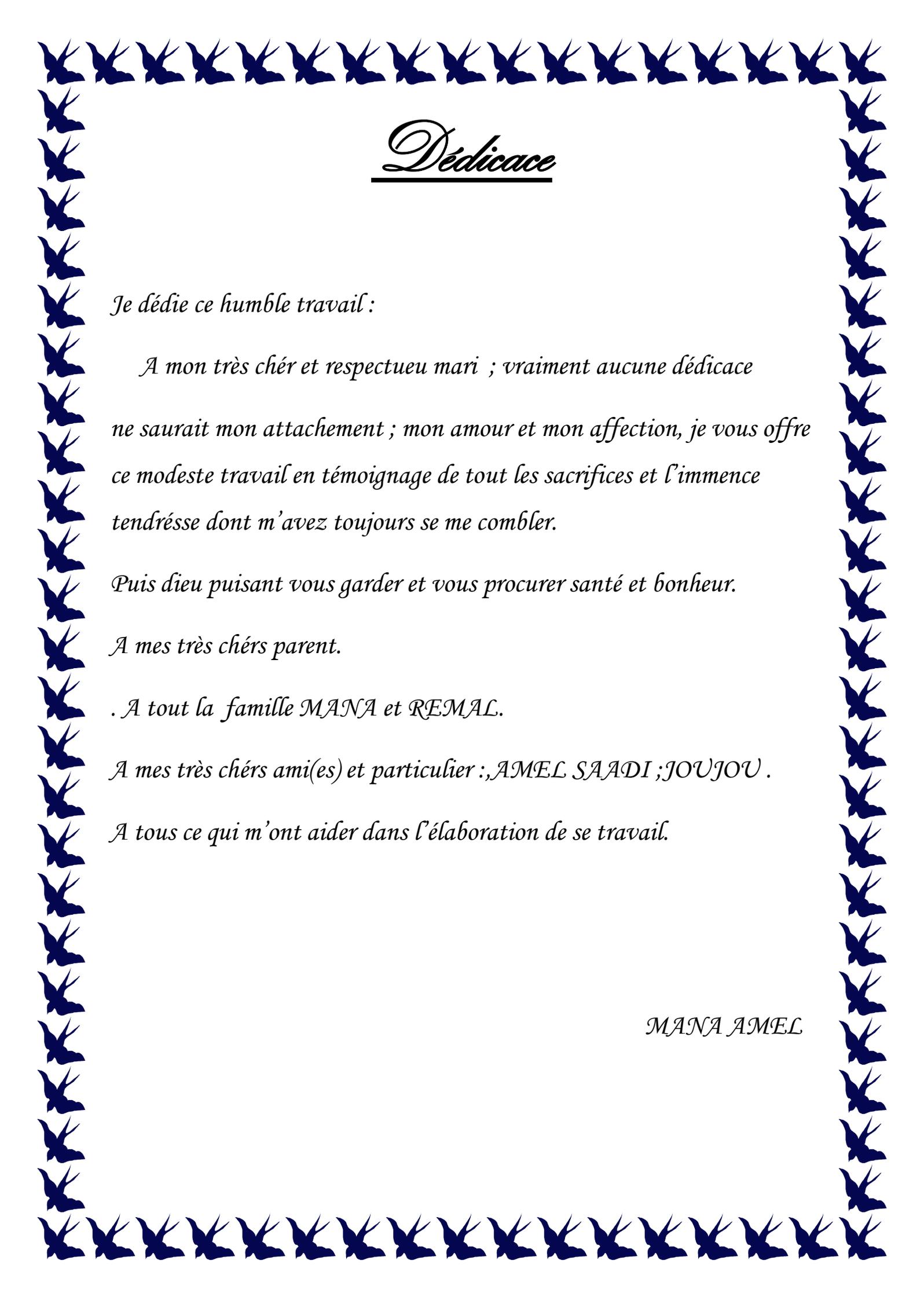
*A nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus
durant toutes nos études.*

*A M^{er} L. REMDANI : notre promoteur, pour avoir accepté de
nous guider sur le bon chemin du travail.*

*Ainsi, nous exprimons notre profonde reconnaissance aux
membres de jury d'avoir accepté d'examiner notre manuscrit
et de soulever les critiques nécessaires afin d'enrichir nos
connaissances et d'apporter un plus à notre travail,
sans oublier de remercier tous les enseignants qui
nous ont formé.*

*A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation
de ce mémoire.*

*AMEL****OURDIA*



Dédicace

Je dédie ce humble travail :

A mon très cher et respectueux mari ; vraiment aucune dédicace ne saurait mon attachement ; mon amour et mon affection, je vous offre ce modeste travail en témoignage de tous les sacrifices et l'immense tendresse dont m'avez toujours se me combler.

Puisse Dieu puissant vous garder et vous procurer santé et bonheur.

A mes très chers parents.

. A toute la famille MANA et REMAL.

A mes très chers ami(es) et particulier : AMEL SAADI ; JOUJOU .

A tous ceux qui m'ont aidé dans l'élaboration de ce travail.

MANA AMEL

Dédicaces

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie
du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en
exprimant la gratitude et la reconnaissance
durant toute notre existence.*

Je dédie ce modeste travail :

*À mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui
m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance.*

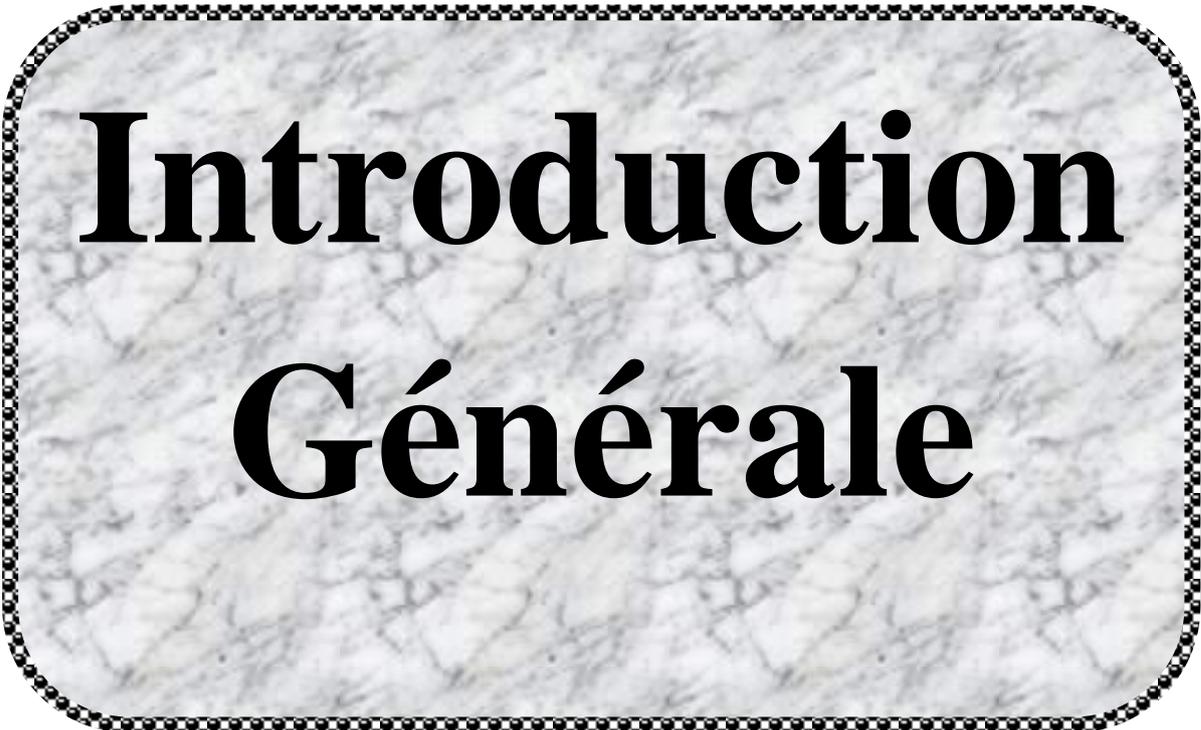
*J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma
reconnaissance et tout mon amour.*

À mes frères et sœurs : farouk, soufiane, lynda,.

À toute ma famille.

À tous mes amis.

ouardia



Introduction Générale

Introduction générale

Le domaine de construction a connu diverses innovations durant son histoire, il nécessite en plus des capacités technique et matériels.

Il faut reconnaître qu'il aura fallu s'adapter aux évolutions, mais aussi aux nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximale de la structure vis-à-vis des phénomènes naturels tels que les séismes.

L'Algérie est parmi les pays qui est soumise à de grande activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

Pour réduire ce risque et se protéger des conséquences d'un séisme, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements de sol. Les ingénieurs en génie civil sont donc appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques pour répondre aux exigences de la société, tout en assurant la protection de l'environnement et la sécurité des citoyens.

Dans le but de récapituler l'essentiel de ce que nous avons acquis durant notre formation, d'approfondir nos connaissances dans le domaine de calcul des structures et s'initier au canevas de calcul, nous allons faire un calcul d'un bâtiment R+9 à usage d'habitation.

Pour ce faire, nous allons répartir le travail en six chapitres à savoir :

- Le premier chapitre consiste en la présentation du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre consacré au pré-dimensionnement des éléments structuraux.
- Le troisième chapitre traite le calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre comporte l'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre aborde calcul des éléments structuraux
- Le sixième et dernier chapitre consiste l'étude de l'infrastructure.



Chapitre I : **Généralités**

I.1. Introduction

Le Génie civil représente l'ensemble des arts et techniques de constructions civiles. Les ingénieurs sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet des actions permanentes, les actions d'exploitations, climatiques et accidentelles, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, esthétiques et économiques de l'ouvrage.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment en R+9 à usage d'habitation. L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL91 et CBA93) et les documents techniques (D.T.R-BC2.2 et le D.T.R-BC 2.331).

I.2. Implantation de l'ouvrage

Le terrain retenu pour recevoir le projet de 175 logements se situe au Lieu-dit AMAADAN OUED GHIR Wilaya de Bejaia.

La conception architecturale est prévue pour la projection d'un certain nombre de blocs (5 blocs).

I.3. Présentation du bâtiment

Nous sommes chargés d'étudier un bloc R+9 en béton armé composé :

- Un rez-de-chaussée à usage habitation.
- Neuf étages à usage d'habitation.

La configuration du bâtiment présente une régularité en plan et en élévation.

D'après la classification des RPA99 version 2003:

- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas **48m**.
- Le bâtiment est implanté dans une zone de moyenne sismicité (zone **IIa**).
- Sol ferme (S2) d'après le rapport de sol.
- La contrainte admissible du sol $\sigma = 2$ bars, pour un ancrage minimal des fondations:
D = 1,8m
- Le sol en place est d'agressivité nulle.

I.3.1. Dimensions de la structure

- Hauteur totale de bâtimentH = 32,49m
- Hauteur de RDC.....h = 3,91.
- Hauteur des étages courant.h = 2.89m.
- Longueur de bâtimentLx =24,80m.
- Largeur de bâtimentLy=11 ,60m.

I.3.2. Conception de la structure

Les planchers sont constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissant dans son plan aux éléments de contreventement.

L'acrotère c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est inaccessible.

Les escaliers sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre. Notre bâtiment possède un type d'escalier (escalier à deux volées).

Les façades et les cloisons des murs extérieurs seront réalisées en doubles cloisons de briques creuses séparées par une lame d'air de 5cm. Les murs de séparation intérieurs seront en une seule paroi de brique de 10cm.

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

Le système de contreventement est la partie porteuse de l'ouvrage qui est destinée à reprendre les efforts horizontaux d'origine sismique pour les structures en béton armé. L'article (3.4.A-1.a) du RPA 99/version 2003, exige un contreventement autre que par des portiques auto-stables pour les structures dépassant 4 niveaux ou 14 m de hauteur en zone de moyenne sismicité (zone IIa), pour cette raison nous opterons, pour notre projet, à un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles. Selon le RPA 99/version 2003 article (3.4.A-4.a).

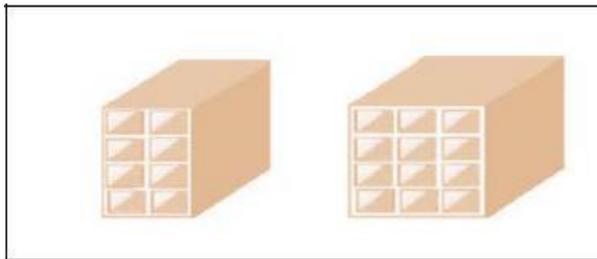


Figure I-2 Brique creuse.

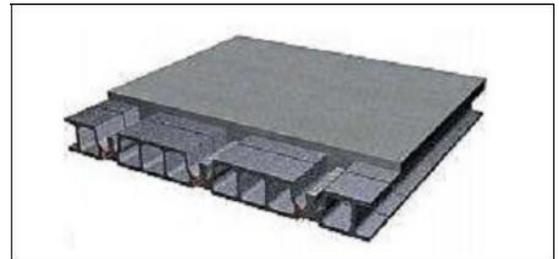


Figure I-1 Plancher à corps creux

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.4.1. Le béton

Le béton choisi de classe C25/30, sa composition doit permettre d'obtenir les caractéristiques suivantes :

I.4.1.1. Résistance caractéristique à la 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 noté « f_{c28} »).

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

- Pour : $j \leq 28$ jours

$$\text{Pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa} \Rightarrow f_{cj} = \left[\frac{j}{(4,76 + 0,83j)} \right] f_{c28} \text{ (CBA Art: A.2.1.1.1)}$$

$$\text{Pour } f_{c28} > 40\text{MPa} \Rightarrow f_{cj} = \left[\frac{j}{(1,4 + 0,95j)} \right] f_{c28} \text{ (CBA Art: A.2.1.1.1)}$$

- Pour : $28 < j < 60$ jours $\Rightarrow f_{cj} = f_{c28}$ (CBA Art: A.2.1.1.1)

- Pour : $j \geq 60$ jours $\Rightarrow f_{cj} = 1,1f_{c28}$ (CBA Art: A.2.1.1.1)

Pour notre étude on opte pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

I.4.1.2. Résistance caractéristique à la traction :

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPA (CBA Art: A.2.1.1.1)}$$

Pour notre étude $f_{c28} = 25 \text{ MPA} \Rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$.

I.4.1.3. Diagramme contraintes déformations : $\sigma = f(\varepsilon)$

Le diagramme idéalisé est donné par la figure suivante

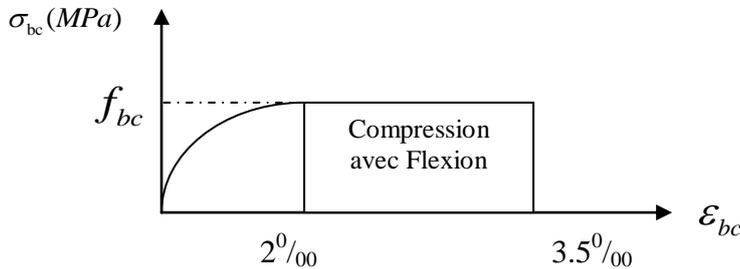


Figure I.3 : Diagramme contraintes déformations $\sigma = f(\varepsilon_{bc})$

- En compression pure : les déformations relatives étant limitées à 2‰ (partie parabolique du graphe).
- En compression avec flexion: le diagramme de calcul est dit parabole rectangle. (2‰ < ε_{bc} < 3.5‰)

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \text{ CBA 93 (Article A.4.3.4.1).}$$

Avec : 0.85 : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charge de longue durée.

- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton tel que :
 - ✓ $\gamma_b = 1.15$ → situation accidentelle.
 - ✓ $\gamma_b = 1.5$ → situation courante (durable).
- $\theta = 1$ → pour une durée probable d'application de la combinaison d'action supérieure à 24h.
- $\theta = 0.9$ → pour une durée probable d'application comprise entre 1h et 24h.
- $\theta = 0.85$ → pour une durée probable d'application inférieure à 1h.

I.4.1.4. Modules de déformation longitudinale du béton :

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} .

$$E_{vj} = (1/3).E_{ij} \text{ (Art A.2.1.2.1 CBA93)}$$

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

- Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ on a : $\begin{cases} E_{i28} = 32164,20 \text{ MPA} \\ E_{v28} = 10818,86 \text{ MPA} \end{cases}$

I.4.1.5. Contraintes limite à l'ELU : La contrainte en compression est donnée

$$\text{par } f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{BAEL 91(art.A.4.3.4)}$$

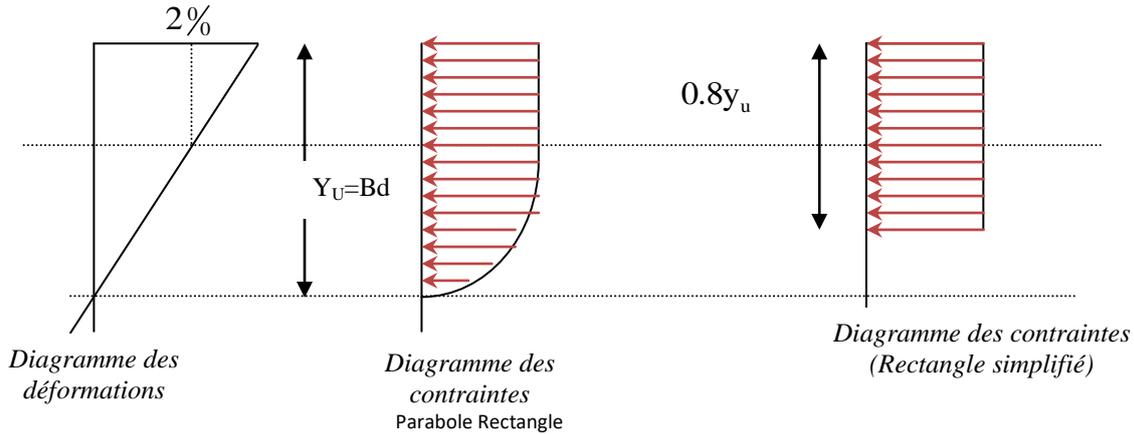


Figure I.4: Diagrammes des contraintes du béton à l'ELU (compression-flexion).

Avec : θ dépend de la durée d'application des contraintes.

$$\theta = \begin{cases} 0,9, & \text{Lorsque } 1 \text{ heure} \leq \text{la durée probable d'application} \leq 24 \text{ heures.} \\ 1, & \text{Lorsque la durée probable d'application} > 24 \text{ heures} \\ 0,85, & \text{Lorsque la durée probable d'application} < 1 \text{ heure} \end{cases}$$

γ_b : Coefficient de sécurité, pour tenir compte d'aventures défauts localisé dans la masse du béton qui entraîne la diminution de la résistance.

$\gamma_b = 1.5$ en situation durable et transitoire(S.D.T)

$\gamma_b = 1.15$ en situation accidentelle (S.A)

Le coefficient réducteur 0.85 tient compte du risque d'altération du béton sur les parements comprimés et du fait que la valeur de f_{c28} , obtenue en appliquant aux éprouvettes des charges quasi instantanées, est plus forte que la valeur sous charges longtemps maintenues ($q=1$) en revanche, il n'a pas à être considéré en cas de charges de faible durée d'application.

I.4.1.6. Contrainte limite à l'ELS

A ELS, le béton est en phase élastique d'où le diagramme suivant :

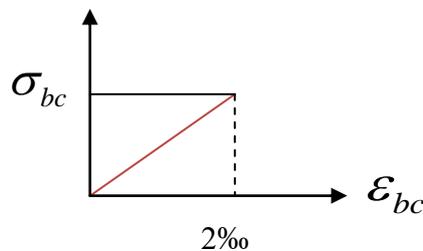


Figure I.5: diagrammes des contraintes du béton à l'ELS.

Il consiste à l'équilibre de sollicitation d'action réelle (non majoré) et les sollicitations résistance calculées sans dépassement des contraintes limites, cette contrainte est donnée par la relation suivant :

$$\bar{\sigma} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPA}$$

I.4.2. Résistance et caractéristique de L'acier

I.4.2.1. Définition

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égale à : $E_s=200\ 000\ \text{MPa}$.

I.4.2.2. Caractéristiques mécaniques des aciers :

➤ Elu :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ Pour : } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \quad \text{avec : } f_e = 400\text{MPa}$$

$$\sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \text{ Pour : } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s$$

Avec :

$$\varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$$

ε_s : Allongement relatif.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 \dots\dots\dots \text{pour le cas courant.} \\ 1 \dots\dots\dots \text{pour le cas accidentel.} \end{cases}$$

Pour le cas de ce projet :

$$\sigma_s = \begin{cases} 348\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Pour une situation courante.} \\ 400\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Pour une situation accidentelle.} \end{cases}$$

➤ **Diagramme contraintes déformations : CBA (A .2.2.2)**

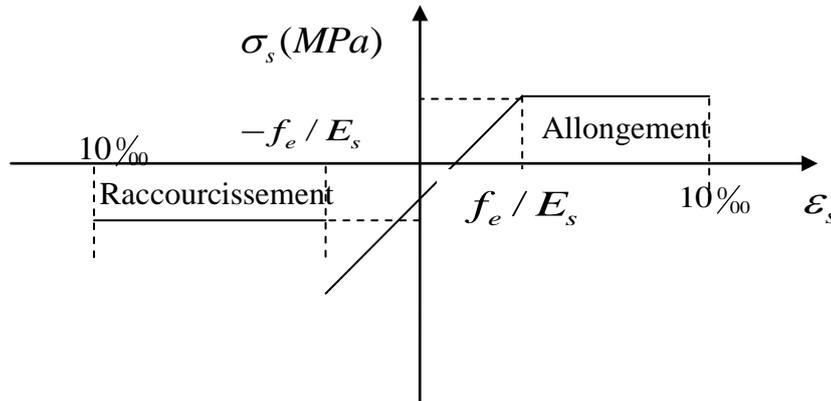


Figure I.6: Diagramme contraintes déformations.

➤ ELS :

Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification à faire.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta f_{ij}}\right)$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{1}{2}f_e, 90\sqrt{\eta f_{ij}}\right)$

Avec : η Coefficient de fissuration.

- $\eta = 1$ Pour les ronds lisses (RL).

- $\eta = 1,6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

I.5. Différentes combinaisons d'action données par le RPA

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments, on utilise les combinaisons suivantes :

➤ Situation durable :

- ELU : $1.35G+1.5Q$
- ELS : $G+Q$

➤ Situation accidentelle :

- $G+Q\pm E$.
- $0.8G\pm E$.
- $G+Q\pm 1.2 \times E$. (auto stable).

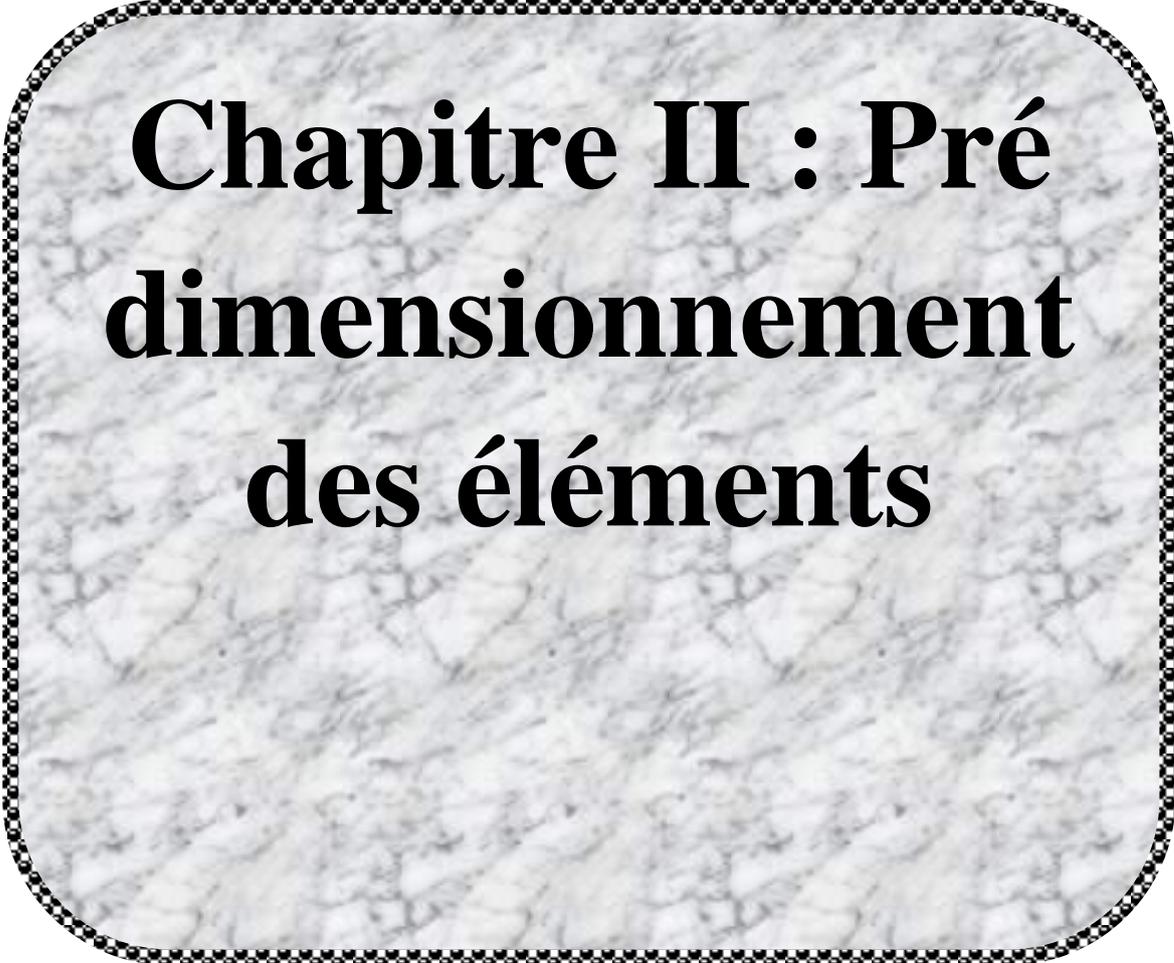
I.6. Normes utilisé

- **RPA99 (versio2003)** : règles parasismique Algérien.
- **DTR** : document technique de réalisation
- **EC (2003)** : euro codes
- **CBA (1993)** : disposition constructives
- **BAEL (1999)** : béton armé aux états limites

I.7. Conclusion

Le béton est un matériau qui résulte du mélange de plusieurs composants, le choix et le dosage des différents matériaux ont une influence directe sur ces propriétés.

Vu que le matériau béton travaille mal à la traction, il est associé à l'acier pour avoir une bonne résistance vis-à-vis de la traction et de la compression. Pour ce, il faut bien choisir l'organisation structurale spécifique résultante de bonne composition et des caractéristiques du béton, ainsi que de la nature et de l'agencement des armatures.



Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux le constituant, nous passons au pré dimensionnement de la structure.

L'objectif du Pré dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le Pré-dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le **RPA 99** version 2003, le **BAEL 91**, le **CBA 93** et **D.T.R.B.C.2.2**, charges permanentes et charges d'exploitations.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase de dimensionnement.

II.2. Pré-dimensionnement des éléments secondaires

II.2.1. Plancher

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- La plus petite portée.
- La continuité.

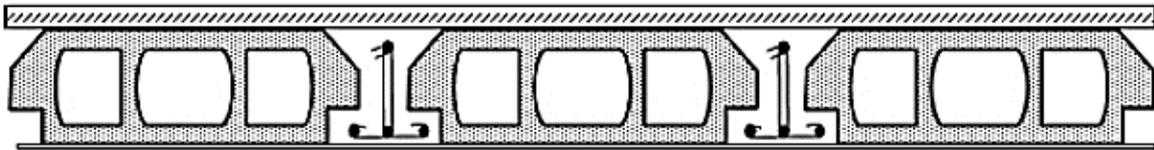


Figure II.1 Coupe du plancher à corps creux

Le choix du plancher à utiliser est montré dans la **figure II.1**.

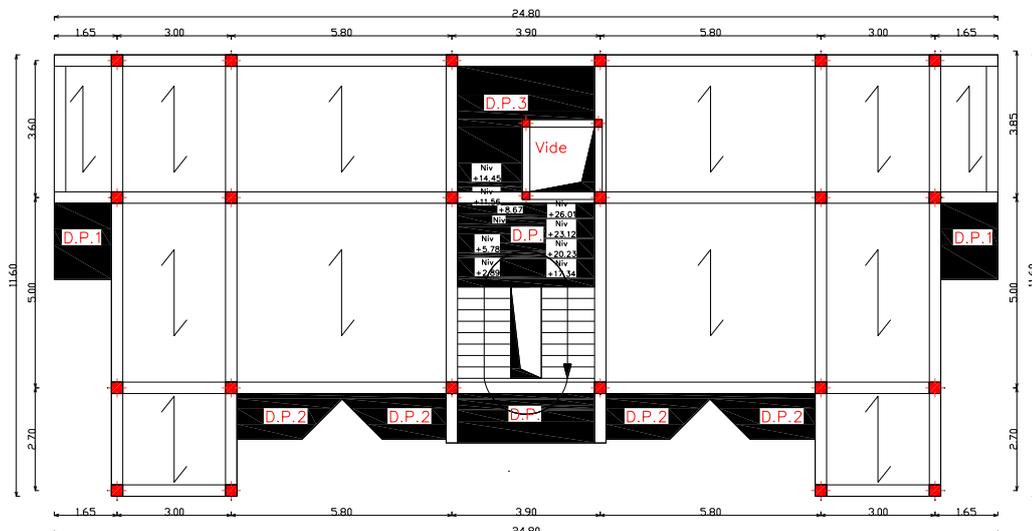


Figure II.2. Schéma de disposition des poutrelles

II.2.1.1. Les planchers à corps creux

Le pré dimensionnement des planchers se fait par la satisfaction de la condition suivante :

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

Avec :

- $h_t = h + h_0$: hauteur totale du plancher.
- h_0 : hauteur de la dalle de compression.
- h : hauteur de l'hourdis (corps creux).
- L_{max} : distance maximale entre nus de deux poutres (selon le sens de disposition des poutrelles). $L_{max} = 470\text{cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{470}{22.5} = 20.89 \text{ cm} .$

Donc, on adoptera des planchers à corps creux de 24 cm (20+4) cm, qui sera valable pour tous les planchers de la construction.

- Hauteur du corps creux : $h = 20 \text{ cm} .$
- Hauteur de la dalle de compression : $h_0 = 4 \text{ cm} .$

Les poutrelles

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

b_0 : Largeur de la nervure.

L_x : Distance entre nus des poutrelles.

L_y : Travée min dans les poutrelles.

(Distance min entre deux poutres principales).

On a : $L_x = 55\text{cm}$, $L_y = 240\text{cm}$.

$$b_0 = (0.4 ; 0.6) \times h_t = (10 ; 15) \text{ cm}$$

Soit : $b_0 = 12 \text{ cm} .$

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2} ; \frac{l_y}{10}\right) \iff \frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2} ; \frac{240}{10}\right) \implies b = 60 \text{ cm} .$$

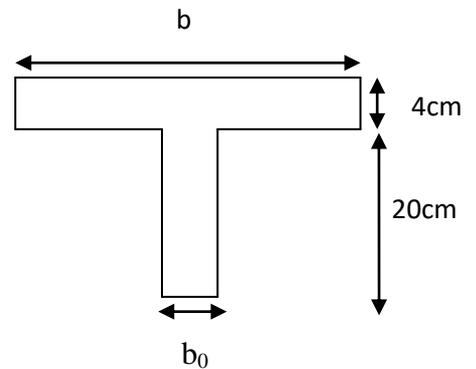


Figure II.3. Schéma d'une poutrelle

II.2.1.2. Les dalles pleines

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles ou murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux).

On désigne par l_x la plus petite des portées et (e) par son épaisseur. Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants.

➤ **Critère de résistance à la flexion**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \dots \dots \dots \text{pour une dalle sur deux appuis.} \\ \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \dots \dots \dots \text{pour une dalle sur trois ou quatre appuis.} \\ e \geq \frac{L_x}{20} \dots \dots \dots \text{pour une dalle sur un seul appui.} \end{array} \right.$$

➤ Critère de coupe–feu :

$$\begin{cases} e \geq 7\text{cm} & \dots\dots\dots \text{pour une heure de coupe – feu.} \\ e \geq 11\text{cm} & \dots\dots\dots \text{pour deux heures de coupe – feu.} \\ e \geq 14\text{cm} & \dots\dots\dots \text{pour quatres heures de coupe – feu.} \end{cases}$$

➤ Critère d’isolation phonique :

Selon les règles techniques du CBA 93, l’épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique et si on a une dalle à l’intérieure de la structure on prend e =14cm.

➤ Pour notre cas on a trois types de dalles :

1) Panneau sur 02 appuis D1

$L_x = 1.65\text{m}, L_y = 2.15\text{m}$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.767 > 0.40 \quad \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

$3.66\text{cm} \leq e \leq 4.125\text{cm}$

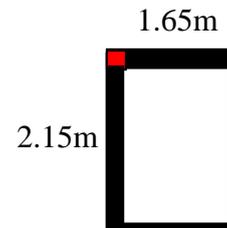


Figure II.4. Dalle D1 sur 02 appuis.

2) Panneau sur 02 appuis D2

$L_x = 1.35\text{m}, L_y = 2.90\text{m}$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.465 > 0.40 \quad \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

$3.00\text{cm} \leq e \leq 3.375\text{cm}$

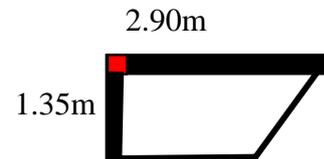


Figure II.5. Dalle D2 sur 02 appuis

3) Panneau sur 04 appuis D3

$L_x = 3.60\text{m}, L_y = 3.90\text{m}$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.923 > 0.40 \quad \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

$8\text{cm} \leq e \leq 9\text{cm}$

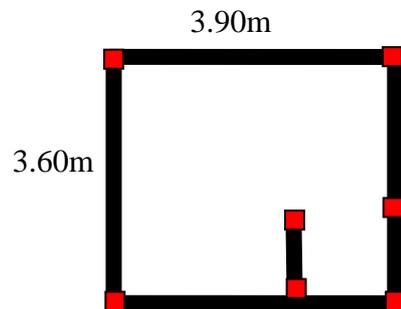


Figure II.6. Dalle D3 sur 04 appuis.

4) Panneau sur 03 appuis

$L_x = 1.35\text{m}, L_y = 3.90\text{m}$

$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$

$3.85\text{cm} \leq e \leq 4.5\text{cm}$

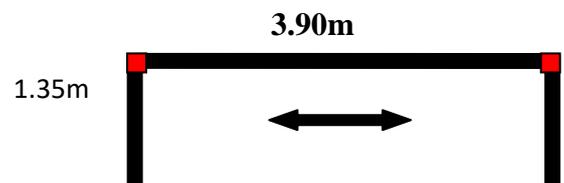


Figure II.7. Dalle sur (03)

La condition de coupe-feu est la plus défavorable donc on prend : $e = 12\text{cm}$ Pour les panneaux en dalles pleines de la structure.

II.2.2. L'acrotère

L'acrotère est un élément en béton armé, placé à la périphérie du plancher terrasse .il est considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumise à son poids propre (G), a une force latérale due à l'effort (Fp) et une charge horizontale(Q).

$$S = (0.6 \times 0.15) + (0.07 \times 0.1) + (0.5 \times 0.03 \times 0.1) = 0.0985\text{m}^2$$

$$P_p = 25 \times 0.0985 = 2.4625 \text{ KN/ml}$$

Enduit en ciment :

$$P_{rev} = 0.02 \times 20 \times 1\text{ml} = 0.4 \text{ KN/ml}$$

$$G_{acr} = 2.4625 + 0.4 = 2.862 \text{ KN/m}$$

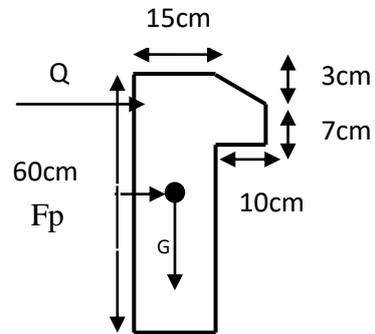


Figure II.8. Schéma de l'acrotère

II.2.3. Les escaliers

Les différents éléments constituant un escalier sont :

- (1) : e (Epaisseur du palier de repos)
- (2) : L_0 (Longueur totale d'escalier)
- (3) : g (Giron)
- (4) : h (Hauteur de la contre marche)
- (5) : H_0 (Hauteur de la volée)
- (6) : α (Inclinaison de la paillasse)
- (7) : Emmarchement

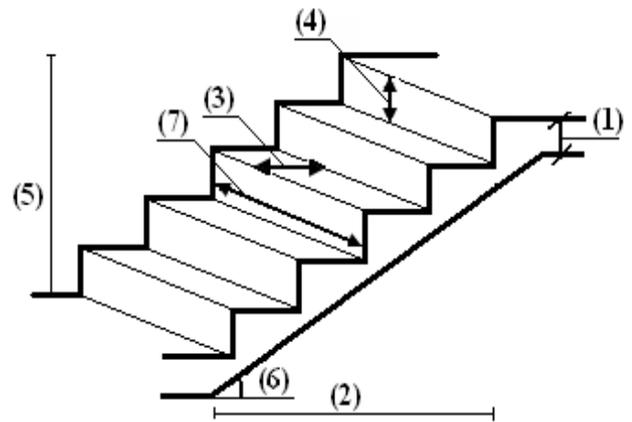


Figure II.9. Schéma d'un escalier

Dans ce projet on a un 1 seul type des escaliers :

Schémas statiques des escaliers

• Pré dimensionnement des escaliers

a) Etage courant

Pour déterminer les dimensions des marches et des contre marche « g et h » on utilise la relation de BLONDEL : $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64\text{cm}$.

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

n : nombre de contre marche.

n-1 : nombre de marche.

H_0 : hauteur de la volée.

L_0 : longueur totale d'escalier.

g : giron.

h : hauteur de la contre marche.

H : hauteur d'étage.

Calcul du nombre de marche (n-1) et de contres marches (n)

$$\text{tag} \alpha = 9 \times 17 / 270 = 0.567 \quad \longleftrightarrow \quad \alpha = 29.53^\circ$$

$$64 n^2 - (64 + 2H + L_0) n + 2H = 0 \quad \longleftrightarrow \quad 64n^2 - 610n + 306 \quad \text{Après la résolution, on trouve } n=9$$

Ce qui donne le nombre de marche $n-1 = 8$

Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h)

Première volée :

$$h = \frac{H}{n} = 153 / 9 = 17 \text{ cm} ,$$

$$g = \frac{L_0}{n-1} = 240 / 8 = 30 \text{ cm}$$

Épaisseur de la paille

$$L = \sqrt{2.4^2 + 1.53^2} + 2.15 = 5 \text{ m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \rightarrow 16.17 \text{ cm} \leq e \leq 25 \text{ cm}$$

On prend $e = 20 \text{ cm}$ pour la paille

Épaisseur du palier

$$L_x = 2.15 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{45} \leq e \leq \frac{L}{40} \rightarrow 4.67 \leq e \leq 5.25$$

Pour deux heures de coupe de feu $e > 11 \text{ cm}$
donc on opte pour $e = 12 \text{ cm}$ pour tous les paliers.

Deuxième volée :

$$64 n^2 - (64 + 2H + L_0) n + 2H = 0 \quad \longleftrightarrow \quad 64n^2 - 546n + 272$$

Après la résolution, on trouve : $n = 8$
Ce qui donne le nombre de marche $n-1 = 7$

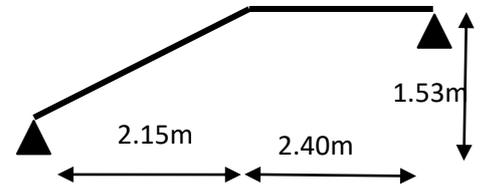


Figure II.10. Schéma statique de la volée(1)

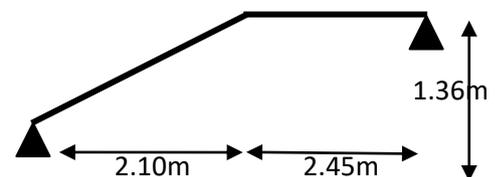


Figure II.11. Schéma statique de la volée(2)

Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h)

$$h = \frac{H}{n} = 136 / 8 = 17 \text{ cm} ,$$

$$g = \frac{L_0}{n-1} = 210 / 7 = 30 \text{ cm}$$

- Epaisseur de la paillasse

$$L = \sqrt{2 \cdot 1^2 + 1 \cdot 36^2} + 2.45 = 5m \quad \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \rightarrow 16.66cm \leq e \leq 25cm$$

On prend e= 20cm pour la paillasse

Épaisseur du palier

$$L_x = 2.45cm$$

$$\frac{L}{45} \leq e \leq \frac{L}{40} \rightarrow 5.44 \leq e \leq 6.125$$

Pour deux heures de coupe de feu e > 11cm
donc on opte pour e=12cm pour tous les paliers.

b) **RDC**

$$\tan \alpha = 11 \times 17 / 330 = 0.567 \quad \longleftrightarrow \quad \alpha = 29.53^\circ$$

$$64 n^2 - (64 + 2H + L_0) n + 2H = 0 \quad \longleftrightarrow \quad 64n^2 - 738n + 374$$

Après la résolution, on trouve : n=11
Ce qui donne le nombre de marche n-1 =10

Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h)

Première volée :

$$h = \frac{H}{n} = 187 / 11 = 17 \text{ cm} ,$$

$$g = \frac{L_0}{n-1} = 300 / 8 = 30 \text{ cm}$$

Épaisseur de la paillasse

$$L = \sqrt{3^2 + 1 \cdot 87^2} + 1.55 = 5.08m$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \rightarrow 16.93cm \leq e \leq 25.4cm$$

On prend e= 20cm pour la paillasse

Épaisseur du palier

$$L_x = 1.15cm$$

$$\frac{L}{45} \leq e \leq \frac{L}{40} \rightarrow 2.25 \leq e \leq 2.87$$

Pour deux heures de coupe de feu e > 11cm
donc on opte pour e=12cm pour tous les paliers.

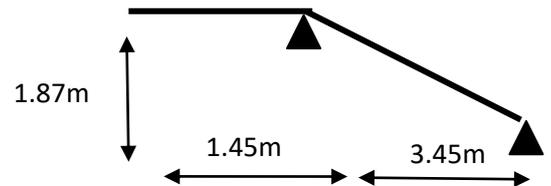


Figure II.12. Schéma statique de la volée(1)

Deuxième volée :

$$64 n^2 - (64 + 2H + L_0) n + 2H = 0 \longleftrightarrow 64n^2 - 482n + 238$$

Après la résolution, on trouve : $n=7$
 Ce qui donne le nombre de marche $n-1 = 6$

Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h)

$$h = \frac{H}{n} = 136/8 = 17 \text{ cm} ,$$

$$g = \frac{L_0}{n-1} = 210/7 = 30 \text{ cm}$$

Épaisseur de la paillasse

$$L = \sqrt{1.45^2 + 2.40^2 + 2.04^2} + 2.10 = 5.56 \text{ m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \rightarrow 18.53 \text{ cm} \leq e \leq 27.8 \text{ cm}$$

On prend $e = 20 \text{ cm}$ pour la paillasse

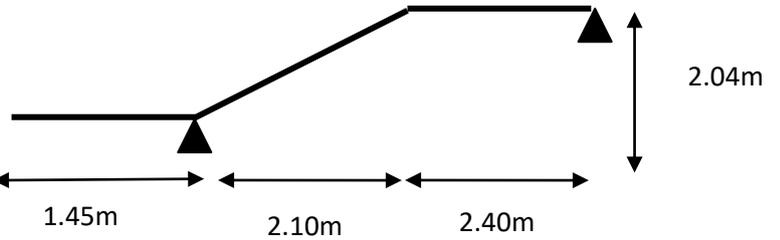


Figure II.13. Schéma statique de la volée(2)

Épaisseur du palier

$$L_x = 2.15 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{45} \leq e \leq \frac{L}{40} \rightarrow 4.78 \leq e \leq 2.87$$

Pour deux heures de coupe de feu $e > 11 \text{ cm}$
 donc on opte pour $e = 12 \text{ cm}$ pour tous les paliers

II.3. Pré-dimensionnement des éléments structuraux

II.3.1. Les poutres

Selon le BAEL 91, le dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition de flèche suivante : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$ avec L_{\max} : Longueur max entre nus d'appuis.

II.3.1.1. Poutres principales : Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

$$L_{\max} = 580 \text{ cm} \rightarrow 36.33 \leq h \leq 55$$

Soit $h = 45 \text{ cm}$ et $b = 40 \text{ cm}$

Vérifications aux exigences du RPA

Selon les recommandations du RPA 99(V2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \text{ Sachant que } b : \text{ largeur de la poutre } \text{ et } h : \text{ hauteur de la poutre.}$$

$$\begin{cases} 40 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ vérifiée} \\ \frac{h}{b} = 1.125 \leq 4 \end{cases}$$

Ces conditions sont vérifiées donc on opte pour l'ensemble des poutres principales les dimensions suivantes : **h = 45 cm et b = 40cm**

II.3.1.2. Poutres secondaires :

$$L_{\max} = 500 \text{ cm} \rightarrow 31 \leq h \leq 46.5$$

Soit h= 40 cm et b= 35 cm

Vérifications aux exigences du RPA

$$\begin{cases} b = 35 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ vérifiée} \\ \frac{h}{b} = 1.14 \leq 4 \end{cases}$$

Ces conditions sont vérifiées donc on opte pour l'ensemble des poutres secondaires les dimensions suivantes : **h = 40 cm et b = 35cm**

II.3.2. Les voiles

L'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (he), et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions du voile doivent satisfaire les conditions du RPA99 suivantes :

- $e \geq 15 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$
- $e \geq h_e/20 \dots\dots\dots (2)$
- $L \geq 4 e \dots\dots\dots (3)$

E : L'épaisseur du voile.
 h_e: La hauteur libre d'étage.
 L : la largeur du voile.

$$\text{RDC} \rightarrow h_e = 391 - 40 = 351 \text{ cm} \rightarrow e \geq 17.55 \text{ cm}$$

$$\text{Etages courants} \rightarrow h_e = 289 - 40 = 249 \rightarrow e \geq 12.45 \text{ cm}$$

Au final on prend **e= 20cm** pour les voiles de RDC et les e=15cm voiles pour les étages courant.

Les conditions du RPA sont vérifiée

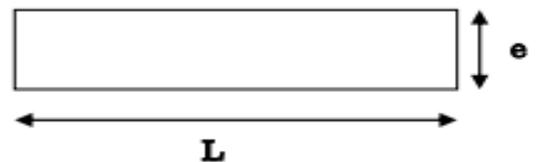


Figure II.14. Vue en plan d'un voile

II.3.3. Les Poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, en appliquant les deux critères suivant :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.

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

En outre, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions du RPA99/ 2003 (Article 7.4.1) suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(\mathbf{b; h}) \geq \mathbf{25cm} \\ \min(\mathbf{b; h}) \geq \frac{\mathbf{h_e}}{\mathbf{20}} \\ \frac{\mathbf{1}}{\mathbf{4}} \leq \frac{\mathbf{b}}{\mathbf{h}} \leq \mathbf{4} \end{array} \right.$$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, en vérifiant les recommandations du RPA99 Version 2003 citées ci-dessus. Les dimensions des poteaux supposés :

- RDC et 1^{er} étage (45×45) cm²
- 2^{ème} et 3^{ème} étage (40×40) cm²
- 4^{ème} et 5^{ème} étage (40×40) cm²
- 6^{ème} et 7^{ème} étage (35×35) cm²
- 8^{ème} et 9^{ème} étage (30×30) cm

II.4 Evaluation des charges et sur charges

Terrasse inaccessible

Tableau II.1. Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.

Désignation des éléments	Epaisseur 'e'(m)	Poids "G" (KN/m ²)
Gravillon de protection	0.05	1.00
Multicouche d'étanchéité	0.02	0.12
Isolation thermique	0.04	0.16
Plancher à corps creux (20+4)	0.24	3.30
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Forme de pente	0.1	2.2
G TOT		6.92

Tableau II.2. Evaluation des charges des dalles pleine terrasse inaccessible

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Gravillon de protection	0.05	1
Multicouche d'étanchéité	0.02	0.12
Esolation thermique	0.04	0.16
Forme de pente	0.10	2.20
G des dalles pleines	/	4.43
G TOT		7.91

Étage courant**Tableau II.3.** Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Cloisons de séparation	0.10	0.90
Carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.40
Sable fin	0.02	0.36
Plancher à corps creux	0.24	3.30
Enduit de plâtre	0.02	0.20
G TOT		5.6

Murs extérieures (doubles parois en briques creuses)**Tableau II.4.** Evaluation des charges des murs extérieurs.

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Enduit de plâtre	0.02	0.20
Briques creuses	0.15	1.30
Briques creuses	0.10	0.90
Enduit de ciment	0.015	0.21
G TOT		2.61

Dalles pleines et balcons

Tableau II.5. Evaluation des charges des balcons

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	0.40
Mortier de pose	0.02	0.40
Sable fin	0.02	0.36
Dalle pleine (balcons)	0.12	3.00
Enduit de ciment	0.015	0.21
G TOT		4.37

Les escaliersLa volée

Tableau II.6. Evaluation des charges de la volée.

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Poids de la paillasse	0.16	4.57
Poids des marches	0.085	1.87
Revêtement (horizontale)	0.02	0.40
Revêtement (verticale)	0.02	0.23
Mortier de pose (horizontale)	0.02	0.40
Mortier de pose (verticale)	0.02	0.23
Enduit de plâtre (sous-face)	0.015	0.25
G TOT		7.95

Le palier

Tableau II.7. Evaluation des charges de palier.

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Poids de la dalle	0.12	3
Revêtement	0.02	0.40
Mortier de pose	0.015	0.3
Enduit de plâtre	0.015	0.25
G TOT		4.00

Tableau II.8. Evaluation des charges de la dalle pleine

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Dalle pleine	0.12	3
Mortier de pose	0.02	0.40
Carrelage	0.02	0.40
Lit de sable	0.20	0.36
Enduit de ciment	0.015	0.27
G TOT		4.43

II.4. Charges d'exploitations

La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un plancher terrasse inaccessible est $Q=1\text{KN/m}^2$.

La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un plancher d'étage courant est $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation à prendre pour les balcons est $Q=3.5 \text{ KN/m}^2$.

La charge d'exploitation des escaliers est $Q = 2.5\text{KN/m}^2$.

II.5. Descente charge :

La descente des charges permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire, afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage. On aura à considérer :

- Le poids propre de l'élément ;
- La charge de plancher qu'il supporte ;
- Les éléments secondaires (escalier, acrotère...).

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente, dans notre cas, on choisit E2 (voir **figue II.1**).

II.5.1. La loi de dégression des charges d'exploitation :

La loi de dégression est applicable pour les planchers à usage d'habitation, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (avec coefficient).

La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial et bureau, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficient).

Donc la loi de dégression sera comme suit :

Niveau0 (Terrasse): Q_0 charge d'exploitation sur la terrasse accessible

Niveau1 : $Q_0 + Q_1$

Niveau2 : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

Niveau3 : $Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Niveau4 : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Niveau5, 6, 7, 8, 9: $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + \dots + Q_n)$

Niveau10 (commerce) : $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + \dots + Q_9) + Q_{10}$

➤ **Poteau E4:**

➤ **La surface afférente pour la charge Permanente**

$S_1 = 5.22\text{m}^2, S_2 = 2.7\text{m}^2, S_3 = 7.25\text{m}^2, S_4 = 3.75\text{m}^2$

II.5.1.1. Poutres:

$G_{pp} = (0.45 \times 0.35 \times 4.4) \times 25 = 17.32\text{KN}$

$G_{ps} = (0.40 \times 0.30 \times 4.3) \times 25 = 12.9\text{KN}$

$G_{pp} = 17.32\text{KN}, G_{ps} = 12.9\text{KN}$

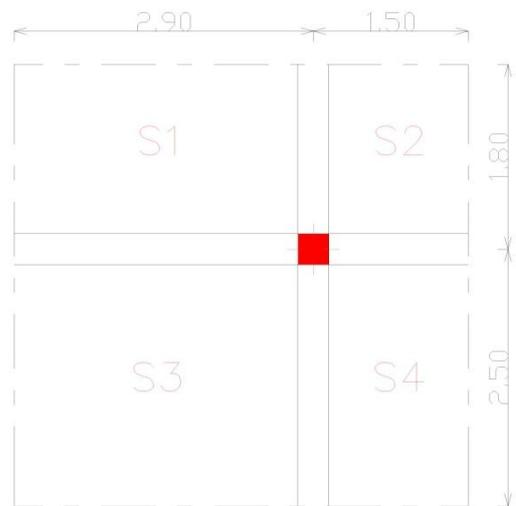


Figure II.15. Surface afférente du poteau E4

II.5.1.2. Poids de plancher terrasse inaccessible

$+ G = 6.92 \times (S_1 + S_2 + S_3 + S_4) = 130.92\text{KN}$.

Charge d'exploitation de la terrasse inaccessible :

$Q = 1 \times (S_1 + S_2 + S_3 + S_4) = 18.92\text{KN}$

Poids de plancher de l'étage courant :

$G = 5.60 \times (S_2 + S_3 + S_1 + S_4) = 105.952\text{KN}$

Charge d'exploitation de l'étage courant:

$Q = 1.5 (S_2 + S_3 + S_1 + S_4) = 30.10\text{KN}$

Tableau II.9. Descente de charge du poteau E4.

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)	$Nu^*=1.1 \times (1.35G + 1.5Q)$
N0	Plancher Terrasse	130.92	18.92	280.163
	Poutre principale	17.32		
	Poutre secondaire	12.9		
	Poteau (30×30)	6.50		
	Σ	167.64		
N1	Venant N0	167.64	28.10	538.396
	Plancher	105.952		
	Poutres	30.22		
	Poteau (30×30)	6.50		
	Σ	310.312		
N2	Venant N1	310.312	28.10	781.092
	Plancher	105.952		
	Poutres	30.22		
	Poteau (35×35)	8.850		
	Σ	455.334		
N3	Venant N2	455.334	28.10	1047.932
	Plancher	105.952		
	Poutres	30.22		
	Poteau (35×35)	8.850		
	Σ	600.356		
N4	Venant N3	600.356	28.10	1299.769
	Plancher	105.952		
	Poutres	30.22		
	Poteau (40×40)	11.56		
	Σ	748.088		
N5	Venant de N4	748.088	28.10	1546.970
	Plancher	105.952		
	Poutres	30.22		
	Poteau (40×40)	11.56		

	Σ	895.82	131.32	
N6	Venant de N5	895.82		
	Plancher	105.952		
	Poutres	30.22	28.10	1789.535
	Poteau (40×40)	11.56		
	Σ	1043.552	145.37	
N7	Venant de N6	1043.552		
	Plancher	105.952	28.10	
	Poutres	30.22		2030.675
	Poteau (40×40)	11.56		
	Σ	1191.284	158.557	
N8	Venant de N7	1191.284		
	Plancher	105.952		
	Poutres	30.22	28.10	2276.441
	Poteau (45×45)	14.63		
	Σ	1342.086	171.784	
N9 (RDC)	Venant de N8	1342.086		
	Plancher	105.952		
	Poutres	30.22	28.10	2523.564
	Poteau (45×45)	14.63		
	Σ	1492.888	185.834	

II.5.2. Vérification du poteau

Pour le poteau E4 le plus défavorable

$$G = 1492.888 \text{ KN}$$

$$Q = 185.834 \text{ KN}$$

L'effort normal N a ELU

$$Nu = (1.35G + 1.5Q) \longrightarrow Nu = 2294.15 \text{ KN}$$

D'après le CBA93 (article B.8.11) l'effort Nu doit être majoré de 10%, telle que :

$$Nu^* = 1.1 (1.35G + 1.5Q) \longrightarrow Nu^* = 2523.564 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = G + Q = 1678.722 \text{ KN}$$

II.5.3. Vérification à la compression simple :

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{tel que :} \quad \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{1,5} = 14,2 \text{ MPA} \Rightarrow B \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{bc}}$$

$$B_{\text{calculer}} = \frac{2.523564}{14.2} = 0.177\text{m}^2$$

B=0.45×0.45m²= 0.2025 > 0.177m².....**Vérifiée.**

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

Tableau II.10. Vérification des poteaux a la compression simple.

Niveaux	Nu* (KN)	Sections (cm²)	Condition B > B calculée		observation
			B (m²)	B calculée (m²)	
RDC et 1^{er} étage	2523.564	45*45	0.2025	0.177	vérifiée
2^{eme} et 3^{eme} étages	2030.675	40*40	0.160	0.143	vérifiée
4^{eme} et 5^{eme} étages	1546.970	40*40	0.160	0.108	vérifiée
6^{eme} et 7^{eme} étages	1047.932	35*35	0.122	0.073	vérifiée
8^{eme} et 9^{eme} étages	538.396	30*30	0.090	0.0379	vérifiée

II.5.4. Vérification au flambement

D’après le CBA 93 (Article B.8.4.1), on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

$\gamma_b = 1,5$: coefficient de sécurité de béton.

$\gamma_s = 1,15$: coefficient de sécurité des aciers.

α : Coefficient en fonction de l’élancement géométrique λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1+0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } 0 < \lambda < 50 \\ 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases} \quad \text{On calcul l'élancement } \lambda = \frac{l_f}{i}$$

l_f : Longueur de flambement. $l_f = 0,7 \times l_0$ l_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ $0,8\% B_r \leq A_s \leq 1,2\% B_r$ On prend $A_s = 1\% B_r$

I : Moment d’inertie : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

$$B_{rcal} \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$B_r = (b - 2) \times (h - 2)$. Il faut vérifier que : $B_r \geq B_{rcal}$

Le tableau suivant résume les vérifications au flambement

Tableau II.11. Vérifications au flambement

Poteaux	RDC et 1 ^{er} étage	2 et 3 ^{ème} étage	4 et 5 ^{ème} étage	6 et 7 ^{ème} étage	8 et 9 ^{ème} étage
Nu*(KN)	2523.564	2030.675	1546.970	1047.932	538.396
B (m ²)	0.2025	0.1600	0.1600	0.1225	0.0900
I _f (m)	1.708	1.708	1.708	1.708	1.708
I (m ⁴) × 10 ⁻³	3.417	2.133	2.133	1.250	0.675
i (m ³)	0.129	0.131	0.115	0.101	0.086
λ	13.24	13.038	14.852	16.910	19.860
α	0.822	0.708	0.820	0.812	0.789
B _{rcal} (m ²)	0.139	0.130	0.085	0.058	0.031
B _r (m ²)	0.184	0.144	0.144	0.108	0.078

La condition : $B_r \geq B_{rcal}$ est vérifiée donc y a pas risque de flambement pour tout les poteaux de la structure.

II.5.5. Vérification des conditions du RPA

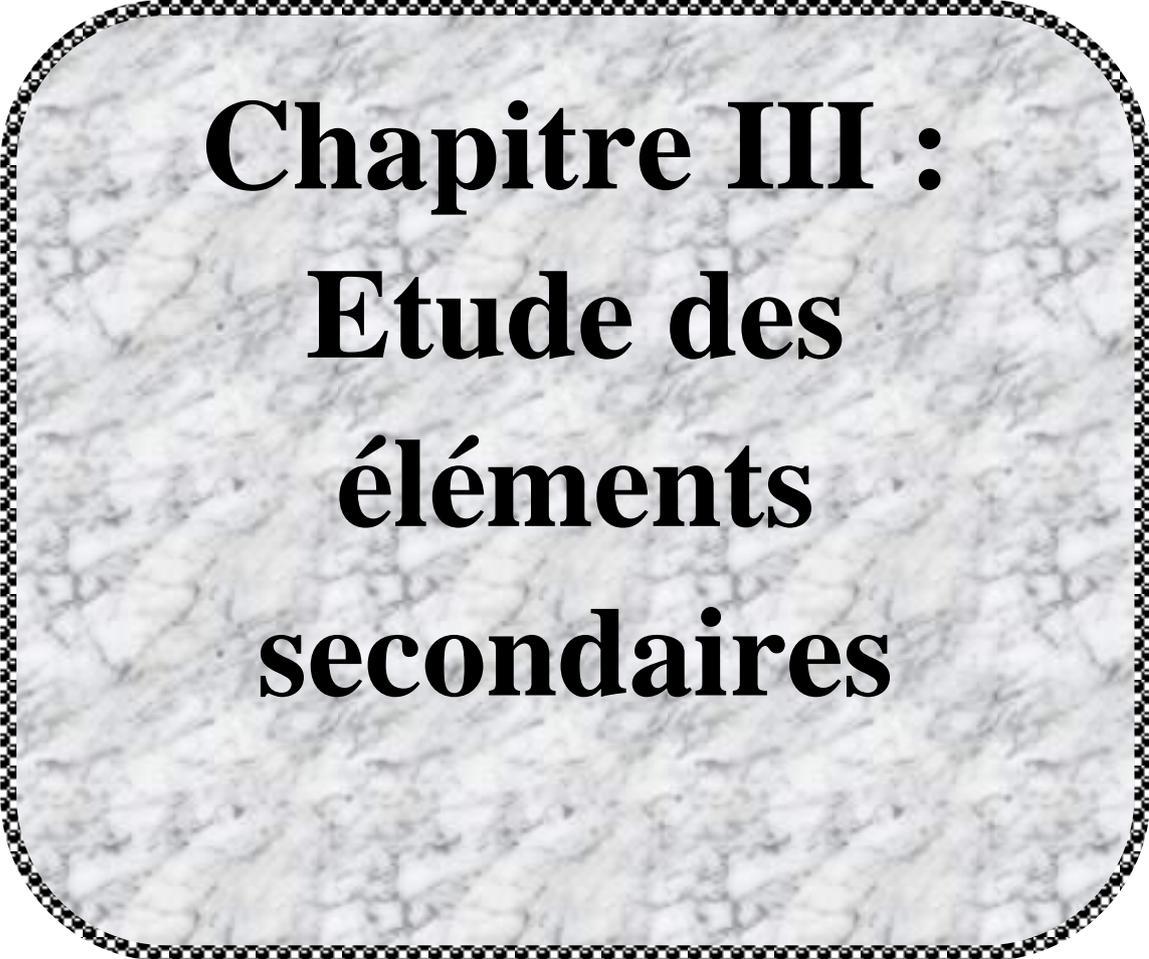
$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b \times h) = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \\ \frac{he}{20} = 14.45 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \Rightarrow 0.25 < 1 < 4 \end{array} \right. \quad \text{Les trois conditions sont vérifiées.}$$

II.6. Conclusion

Après avoir terminé avec le pré-dimensionnement des éléments secondaires, les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II.12. Section adoptée pour les poutres et les poteaux.

Eléments	Largeur b (Cm)	Hauteur h (Cm)
Poutre principale	40	45
Poutre secondaire	35	40
Poteau RDC et étage1	45	45
Poteau étage 2et3	40	40
Poteau étage 4 et 5	40	40
Poteau étage 6 et 7	35	35
Poteau étage 8 et 9	30	30



Chapitre III :
Etude des
éléments
secondaires

III.1. Introduction

L'objet de ce chapitre est l'étude des éléments secondaires (non structuraux) à savoir : les planchers, l'acrotère et les escaliers ainsi que l'ascenseur.

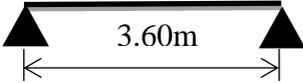
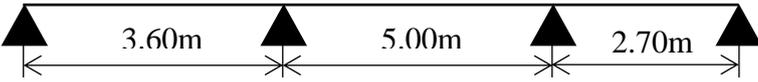
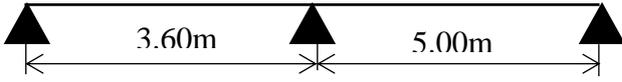
Cette étude se fait en suivant ces étapes : calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question tout en respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 /2003...).

III.2. Etude des planchers corps creux

III.2.1. Types et schémas statique des poutrelles :

On distingue plusieurs types de poutrelle dans les différents planchers de notre structure (voir la figure III.2.) , le tableau ci-dessous nous montre leurs schémas statiques.

Tableau III. 1. Types de poutrelles.

Types	Schéma statique
1 ^{er} type	
2 ^{ème} type	
3 ^{ème} type	

Calcul des charges revenant aux poutrelles

L'ELU : $P_u = 1.35 G + 1.5 Q$ $q_u = 0.65 P_u$

L'ELS : $P_s = G + Q$ $q_s = 0.65 P_s$

Tableau III. 2.Charges revenants aux poutrelles.

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			P _u (KN/m ²)	q _u (KN/ml)	P _s (KN/m ²)	q _s (KN/ml)
RDC + étages courants	5.60	1.5	9.81	6.38	7.1	4.62
Terrasse inaccessible	6.92	1	10.842	7.047	7.92	5.148

III.3. Calcul des sollicitations

III.3.1. Méthode de Calcul

la méthode forfaitaire et celle de Caquot. Si les conditions d'application de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées, on passe au calcul avec la méthode de Caquot.

a) Méthode forfaitaire (MF) :

Cette méthode permet de calculer forfaitairement les sollicitations internes dans les poutrelles, elles ne peut-être appliquer que si ces conditions satisfaites.

- **Condition d'application de la méthode forfaitaire :**

- 1- Le plancher est à surcharge modérée $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
- 2- Le rapport entre deux travées successives appartient à l'intervalle 0.8 et 1.25
- 3- Le moment d'inertie de la poutrelle est constant sur toutes les travées
- 4- Fissuration peu nuisible (FPN)

- **Calcul le moment au niveau des appuis Ma :**

Le moment sur appui donnée et calculer comme suit :

$$\begin{cases} -0.6M_0 & \text{pour la poutrelle à deux travées.} \\ -0.5M_0 & \text{pour les appuis voisins de rive dans une poutre à plus de deux travées.} \\ -0.4M_0 & \text{pour les autres appuis intermédiaires.} \end{cases}$$

Tel que : M_0 est le moment isostatique max entre deux travées encadrant l'appui considéré.

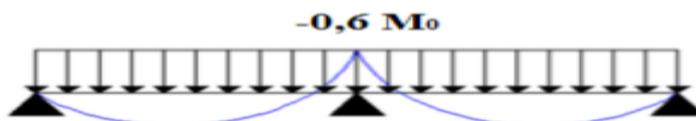


Figure III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à (02) travées

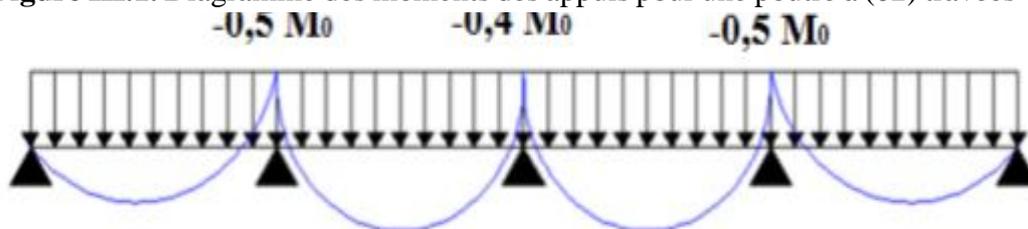


Figure III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de (02) travées

moment en travée Mt :

Le moment max dans chaque travée est déterminé par les expressions suivantes :

1. $M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3\alpha) \times M_0 \\ 1.05 \times M_0 \end{array} \right.$
2. $\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \times M_0 \text{ pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} \times M_0 \text{ pour une travée intermédiaire.} \end{array} \right.$

Et on prend le max entre M_{t1} et M_{t2}

Avec: $\left\{ \begin{array}{l} M_g : \text{mement au niveau de l'appuis gauche} \\ M_d : \text{mement au niveau de l'appuis droite} \\ \alpha = \frac{Q}{Q + G} : \text{le rapport des charges d'exploitation et permanentes} \end{array} \right.$

• Effort tranchant :

Les efforts tranchant sont déterminés forfaitairement, en supposant qu'il y a discontinuité entre les travées c.-à-d. Que l'effort tranchant hyperstatique sont confondue avec les efforts tranchant isostatique sur tous les appuis sauf sur les 1 ères appuis intermédiaires ou les efforts tranchants V_0 sont majorées de :

- 15 % si la poutre est à deux travées.
- 10 % s:

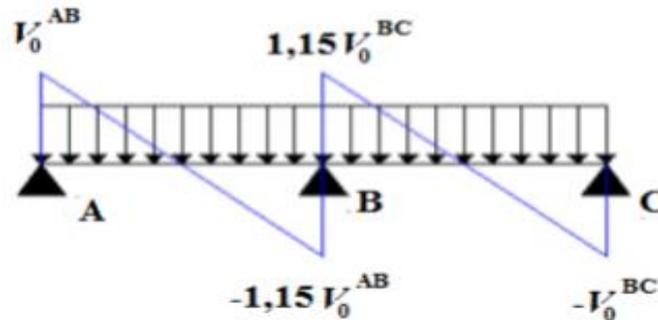


Figure III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à (02) travées

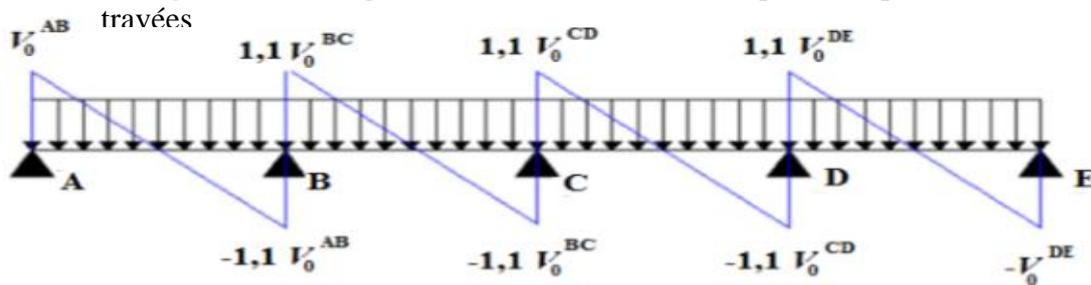


Figure III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de (02) travées

b) Méthode de Caquot :

Elle est appliquée essentiellement aux plancher à sur charge élevée (industriel) c.-à-d. : $Q \leq (2G ; 5KN/m^2)$ Cette méthode a été élaboré par Albert Caquot à partir de la méthode des trois moments qui est adoptée au béton armé.

• Le moment aux appuis :

Pour déterminer les moments sur les appuis, Caquot a pris à considération l'amortissement des charges éloignées sur l'appui considéré, on tient compte des charges appliquer sur les deux travées adjacentes à l'appui considéré.

Caquot a remplacé les points des moments par des appuis fictifs. Donc le calcul de poutre continue revient à calculer un ensemble des poutres à deux travées seulement de portées fictives l'g et l'd

- Avec : $\left\{ \begin{array}{l} l' = l \quad \text{travée de rive} \\ l' = 0.8 \times l \quad \text{travée intermédiaire} \end{array} \right.$

Le moment à l'appui « i » est obtenu en appliquant la méthode des trois moments sur la poutre fictive, on trouve :

$$M_i = - \frac{q_g (l'_g)^3 + q_d (l_d)^3}{8.5(l'_g + l'_d)} \text{ pour les charges réparties.}$$

$$M_i = - \frac{k_g p_g (l'_g)^3 + k_d p_d (l'_d)^3}{l'_g + l'_d} \text{ pour les charges concentrées.}$$

$$\text{Avec : } K = \frac{1}{2.125} x (1 - x)(2 - x) \quad x = \frac{a}{l'}$$

• **Le moment en travée :**

Les moments en travée sont déterminés par la méthode des sections (RDM) on isole la travée, on trouve : $M(x) = M_0(x) + M_g(1 - \frac{x}{L}) + M_d(\frac{x}{L})$

$$\text{Avec : } \begin{cases} M_0(x) = \frac{x}{L}(L - x) \\ \frac{dM(x)}{dx} = 0 \end{cases} \Rightarrow x = \frac{L}{2} - \frac{M_g + M_d}{q \times L}$$

• **Les efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont calculés par la méthode RDM

$$V_i = V_{0i} - \frac{M_g - M_d}{L}$$

Avec : V_i : effort tranchant de l'appui (i).

V_{0i} : effort tranchant isostatique de l'appui (i).

c) Méthode de Caquot minoré :

Cette méthode s'applique au plancher à surcharge modérée quand une des trois conditions de méthode forfaitaire n'est pas satisfaite. Applique la méthode de Caquot minoré revient tout simplement à appliquer la méthode de Caquot avec une petite modification. Il suffit de prendre une charge permanent G et la remplacer par

$G' = (2/3) G$, uniquement pour le calcul des moments sur appui, pour le calcul des moments en travée reprend la charge totale G.

III.3.2. Calcul des sollicitations :

Dans ce qui suit, on donne un exemple de calcul des sollicitations de l'étage courant de la poutrelle de type T3, les autres calculs sont résumés dans les tableaux III.3 et III.4.

$$q_u = 6.376 \text{ KN/m}^2, q_s = 4.615 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 5.60 \text{ KN/m}^2, Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

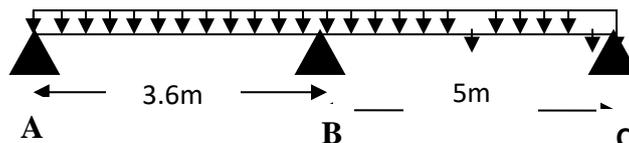


Figure III.5. Schéma exemple de calcul de la poutrelle

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

$$Q \leq (2G ; 5 \text{ KN/m}^2) \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$ Ne pas Vérifiée.

Le moment d'inertie de la poutrelle est constant sur toutes les travéesVérifiée.

Fissuration peu nuisible (FPN)..... Vérifiée

Donc on applique la méthode de caque minoré.

a) Les moments aux appuis de rive :

Les appuis A et C :

$M_A = M_C = 0$ KN.m Mais le BAEL exige de mettre des armatures de fissuration Pour équilibré le moment fictif, donc : $M_A = M_C = -0.15M_0$

Le moment isostatique : $M_0 = \frac{q l^2}{8}$

$$AN : \begin{cases} ELU & -0.15 \frac{4.732 \times 5^2}{8} = -2.22 KN.m \\ ELS & -0.15 \frac{3.4 \times 5^2}{8} = -1.60 KN.m \end{cases}$$

b) Les moments aux appuis intermédiaire :

L'appui B

$$M_a = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)}$$

$$\begin{cases} ELU & M_B = -\frac{4.732(3.5^3 + 5^3)}{8.5(3.6+5)} = -11.11 KN.m \\ ELS & M_B = -\frac{3.4(3.6^3 + 5^3)}{8.5(3.6+5)} = -7.984 KN.m \end{cases}$$

c) Les moments en travée

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times (1 - \frac{x}{l}) + M_d \times \frac{x}{l}; \quad M_0(x) = \frac{P_u \times x}{2} \times (l-x); \quad x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{P_u \times l_i}$$

Avec : $M_0(x) = \frac{P_u \times x}{2} \times (l-x)$

$$\frac{dM_i(x)}{d(x)} = 0 \rightarrow x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{P_u \times l_i}$$

➤ La travée AB

$$AN : x = \frac{3.60}{2} - \frac{0 - (-111)}{6375 \times 3.60} = 1.316m$$

$$\begin{cases} a ELU & M(x) = 5.519 KNm \\ a ELS & M(x) = 5.519 KNm \end{cases}$$

➤ La travée BC

$$x = \frac{5.00}{2} - \frac{(-111) - 0}{6.375 \times 5} = 285 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \text{a ELU } M(x) = 1475 \text{ KNm} \\ \text{a ELS } M(x) = 1070 \text{ KNm} \end{cases}$$

d) Les efforts tranchants

$$V = \frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} V_A = \frac{6.375 \times 3.6}{2} + \frac{-11.11}{3.6} = 8.389 \text{ KN} \\ V_B = -\frac{6.375 \times 3.6}{2} + \frac{-11.11}{3.6} = -18.16 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} V_B = \frac{6.375 \times 5}{2} + \frac{-7.984}{5} = 13.75 \text{ KN} \\ V_C = -\frac{6.375 \times 5}{2} + \frac{-7.984}{5} = -17.53 \text{ KN} \end{cases}$$

Tableau III.3. Moment et efforts tranchant aux appuis de poutrelle types 2

Appuis	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)	Vu (KN)
Appui A	0	0	9,223
Appui B	-8,106	-5,824	16,168
Appui C	-6,953	-4,996	-15,707

Tableau III.4. Moment au niveau des travées de poutrelle types 2

Travées	x (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)
Travée AB	1,447	6,672	4,848
Travée BC	2,536	12,397	9,015
Travée CD	1,754	2,853	2,078

Tableau III.5. Moment et efforts tranchant au poutrelle types 1

	x (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)	Vu (KN)
Travée AB	1,8	10,328	7,476	11,475

→ Les résultats des sollicitations maximales de chaque plancher sont illustrés dans le tableau ci-dessous

Tableau III. 6. Sollicitations maximales.

Type de plancher	ELU				ELS		
	M _{appui int} (KN.m)	M _{appui de rive} (KN.m)	M _{Travée} (KN.m)	V _{max}	M _{appui int} (KN.m)	M _{Travée} (KN.m)	M _{appui de rive} (KN.m)
RDC+ étage courant	-11.11	-2.22	14.75	18.16	-7.98	10.70	-1.60
Terrace inaccessible	-10.88	-3.04	15.24	18.44	-7.90	9.90	-2.36

Remarque : On remarque que les sollicitations maximales sont proche pour tous les niveaux. Donc On opte pour un seul type de ferrailage.

III.4. Ferrailage des poutrelles

Étage courant :

$M_t = 14.753 \text{ KN.m}$, $M_{a \text{ int}} = -11.11 \text{ KN.m}$, $M_{a \text{ rive}} = -2.22 \text{ KN.m}$, $V = 18.16 \text{ KN}$.
 $h = 24 \text{ cm}$, $h_0 = 4 \text{ cm}$, $b = 60 \text{ cm}$, $b_0 = 12 \text{ cm}$, $d = 23 \text{ cm}$, FPN.

A) Calcul à l'ELU

➤ En travée

Calcul du moment équilibré par la table de compression M_{tu} : $d = 0.9h$

Si : $M_u \leq M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression, donc la section sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$).

Si non l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

$$\Rightarrow M_{tu} = 0.60 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.23 - \frac{0.04}{2}\right) \times 10^3 \Rightarrow M_{tu} = 71.568 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} \geq M_t \Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée (L'axe neutre passe dans la table de compression) ce qui revient à calculer une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14.753 \times 10^{-3}}{0.60 \times 0.23^2 \times 14.2} = 0.0327 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186$$

Donc on est dans le pivot A : $\varepsilon_{st} = 10 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$.

$$\mu_{bu} = 0.0327 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \text{ pas d'armature comprimée.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0327}) \Rightarrow \alpha = 0.041$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.23(1 - 0.4 \times 0.041) = 0.226 \text{ m}$$

$$A_{tr} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_{tr} = \frac{21.58 \times 10^{-3}}{348 \times 0.226} = 1.87 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.871 \text{ cm}^2$$

• Vérification de la condition de non fragilité :

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

$$\Rightarrow A_{t \min} = \frac{0.23 \times 0.60 \times 0.23 \times 2.1}{400} = 1.676 \times 10^{-4} m^2 = 1.676 cm^2$$

$$\Rightarrow A_{t \min} = 1.67 cm^2 < A_{tr} = 1.871 cm^2$$

On opte pour : **A_{tr}=2HA10+1HA12= 2.7cm²**

➤ Appuis intermédiaires :

$$\mu_{bu} = 0.123 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.123 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \text{ pas d'armature comprimée.}$$

$$\alpha = 0.164 \Rightarrow Z = 0.214$$

$$A_a = \frac{11.11 \times 10^{-3}}{348 \times 0.214} = 1.486 \times 10^{-4} m^2 = 1.486 cm^2$$

$$A_{a \min} = \frac{0.23 \times 0.12 \times 0.23 \times 2.1}{400} = 0.33 \times 10^{-4} m^2 = 0.33 cm^2 \Rightarrow A_{a \min} < A_a$$

On opte pour : **A_a=3HA10= 2.36cm²**

➤ Appuis de rive

$$\text{On a : } M_{a \text{ rive}} = - 2.22 \text{ KN.m}$$

On applique la règle des trois on aura :

$$A_{ar} = \frac{M_{a \text{ rive}} \times A_{a \text{ int}}}{M_{a \text{ int}}} \Rightarrow A_{ar} = \frac{4.24 \times 2.31}{16.57} = 0.47 cm^2$$

$$A_{ar \min} = 0.33 cm^2 < A_{ar} \Rightarrow \text{On opte pour : } \mathbf{A_a=1HA10= 0.79cm^2}$$

➤ Vérification des poutrelles à l'effort tranchant (cisaillement):

$$V^{max} = 18.16 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{18.16 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.23} \Rightarrow \tau_u = \mathbf{0.657 \text{ Mpa}}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right] = 3.33 \text{ Mpa} \\ \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \text{Vérifiée.} \end{cases}$$

➤ Ferrailage transversales

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donne par :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \Phi_t^{min}; \frac{b_0}{10} \right) \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \Phi_t^{min}; \frac{b_0}{10}\right) = mm \Rightarrow \Phi_t = 6mm \Rightarrow \text{étrier } \Phi_6$$

On opte pour $2\Phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$

Espacement S_t :

$$1) S_t \leq \min(0.9d, 40cm) \Rightarrow S_t \leq 20.7cm$$

$$2) S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b_0(\tau_u - 0.3f_{t28}K)} \Rightarrow \begin{cases} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{cases} \Rightarrow K = 1$$

$$\Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 0.8 \times 400}{0.12(0.657 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 56.29 \text{ cm}$$

$$3) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.12} = 47.5cm \quad \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

➤ Vérification de la jonction table-nervure

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{b_1 \times V_1}{0.9 \times h_0 \times d \times b} \leq \bar{\tau}_u$ avec $b_1 = \frac{b-b_0}{2}$

$$\tau_u = \frac{0.24 \times 18.16 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.60 \times 0.23 \times 0.04} = 0.877 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

Il y'a pas de risque de rupture par cisaillement.

➤ Vérification a l'effort tranchant :

Vérification des armatures longitudinale vis-à-vis de l'effort tranchant :

• Appuis de rive :

On doit vérifier que $A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

$$\Rightarrow A_l \geq \frac{18.16 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.5221 \times 10^{-4} m^2 = 0.522 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 2.7 + 2.36 + 0.79 = 5.85 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 3.69 \text{ cm}^2 > 0.522 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

➤ Vérification de la bielle :

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

$$18.16 \text{ KN} \leq 0.267 \times 0.207 \times 0.12 \times 25 \times 10^3 = 165.81 \text{ KN} \dots \text{Vérifiée.}$$

B) Calcul à l'ELS

❖ Etat limite de compression :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

➤ En travée :

• Position de l'axe neutre y:

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) + 15A'(h_0 - d') \dots \dots \dots (BAEL91.L.III.3)$$

$$H = \frac{0.60 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 2.7 \times 10^{-4} \times (0.23 - 0.04) = -2.895 \times 10^{-4} m$$

$$H = -2.895 \times 10^{-4} m < 0$$

alors l'axe neutre passe par la nervure \Rightarrow calcul d'une section en T :

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + [15A + (b - b_0)h_0]y - 15Ad - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} = 0$$

$$0.06y^2 + 0.02325y - 5.475 \times 10^{-4} = 0 \dots \dots \dots (1)$$

Solution d'équation : $y = 2.2 \text{ cm}$

• Moment d'inertie I de la section efficace :

$$I = \frac{b}{3}y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + 15A(d - y)^2$$

$$I = \frac{60}{3} \times 2.2^3 - (60 - 12) \times \frac{(2.2 - 4)^3}{3} + 15 \times 2.7(23 - 2.2)^2$$

$$I = 17828.192 \text{ cm}^4$$

• Contrainte de compression

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{10.706 \times 10^{-3}}{17828.192 \times 10^{-8}} \times 0.022 = 1.321 \text{ Mpa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 1.321 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée. (BAEL E.III.2)}$

➤ En appuis intermédiaire :

$M_{ser}^{max} = -7.984 \text{ KN.m} < 0$: le calcul se fait pour une section ($b_0 \times h$).

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 - 15A(d - y) = 0$$

$$\Rightarrow 6y^2 + 35.4y - 814.2 = 0 \dots \dots (2) \dots \dots \text{Solution d'équation : } y = 9.067 \text{ cm}$$

$$I = \left(\frac{b_0}{2} \times y^3\right) + 15A(d - y)^2 \quad I = 11344.85 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{7.984 \times 10^{-3}}{11344.85 \times 10^{-8}} \times 0.09067 = 6.380 \text{ Mpa}$$

$\Rightarrow \sigma_{bc} = 6.380 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$

❖ **Etat limite de déformation :**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contres flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

➤ Evaluation de la flèche :

D'après le BAEL91 et le CBA93, si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

On prend un exemple de calcul la poutrelle de type T1

$$\left\{ \begin{array}{l} L \leq 8 \rightarrow 5 < 8 \quad \dots \dots \dots \text{verifié} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \rightarrow 4.8 > 0.493 \quad \dots \dots \dots \text{vérifié} \\ \frac{A}{d \times b_0} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow 9.78 \times 10^{-3} > 9 \times 10^{-3} \quad \dots \dots \dots \text{non Vérifié} \end{array} \right. \quad \text{CBA93 (Article B 6.5.)}$$

Donc on doit faire la vérification de la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL 91 comme suit : $\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$

La flèche admissible pour une poutre: $f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{500}{500} = 1cm$

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales.

f_{ij} : 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 :

G = 5.6 KN/m² , Q = 1.5 KN/m² , J = 3.3 KN/m² , A_t=2.7cm²

$q_{jser} = 0.65 \times J$: La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise des cloisons.

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

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

Les déferentes moments (M_{jser} , M_{gser} et M_{pser}) sont calculer avec la méthode de Caquot minoré avec leurs chargements.

$q_{jser} = 1.98 \text{ KN/m}$, $q_{gser} = 3.36 \text{ KN/m}$, $q_{pser} = 4.26 \text{ KN/m}$

$M_{jser} = 10.5 \text{ KN.m}$, $M_{gser} = 6.187 \text{ KN.m}$ et $M_{pser} = 13.312 \text{ KN.m}$

Propriété de la section :

Position de l'axe neutre :

$$Y_G = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S} = 4.81 \text{ cm}$$

Calcul de moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b_0}{3} y_G^3 + b_0 \frac{(h - y_G)^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + 15 [A (d - y_G)^2 + A' (y_G - d')^2]$$

$$I_0 = 32920 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} \Rightarrow \rho = \frac{27}{12 \times 23} \Rightarrow \rho = 0.010$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2b + 3b_0) \rho} = 3.948 \quad \dots\dots\dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1.579 \quad \dots\dots\dots \text{Déformation différée.}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{t28}}$$

$E_v = 10818.86 \text{ MPa}$ Module de déformation longitudinale différée du béton.

$E_i = 3 E_v = 32456.6 \text{ MPa}$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

Calcul des contraintes :

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d-y)}{I}; \quad \sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d-y)}{I}; \quad \sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d-y)}{I}$$

$$Y = 0.0481 \text{ m} \quad I = 0.0001419 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{sj} = 112.336 \text{ MPa}, \quad \sigma_{sg} = 190.682 \text{ MPa}, \quad \sigma_{sp} = 241.758 \text{ MPa}$$

Inerties fictifs (I_f) :

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 0.451; \quad \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 0.628$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 0.693$$

$$I_{fj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 0.00013 \text{ m}^4; \quad I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 0.00010 \text{ m}^4$$

$$I_{fp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 9.686 \times 10^{-5} \text{ m}^4; \quad I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 0.000172 \text{ m}^4$$

Calcul des flèches :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} L^2}{10 E_i I_{fj}}; \quad f_{gi} = \frac{M_{gser} L^2}{10 E_i I_{fg}}; \quad f_{pi} = \frac{M_{pser} L^2}{10 E_i I_{fp}}; \quad f_{gv} = \frac{M_{pser} L^2}{10 E_v I_{fv}}$$

$$f_{ji} = \frac{10.5 \times 10^{-3} \times 5^2}{10 \times 32456.6 \times 0.00013} \Rightarrow f_{ji} = 3.661 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{6.187 \times 10^{-3} \times 5^2}{10 \times 32456.6 \times 0.00010} \Rightarrow f_{gi} = 7.778 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{13.31 \times 10^{-3} \times 5^2}{10 \times 32456.6 \times 9.686 \times 10^{-5}} \Rightarrow f_{pi} = 10.585 \text{ mm}$$

$$f_{gv} = \frac{13.31 \times 10^{-3} \times 5^2}{10 \times 10818.85 \times 0.000172} \Rightarrow f_{gv} = 13.354 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = f_{vg} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 13.354 - 2.85 + 10.585 - 7.778 \Rightarrow \Delta f_t = 12.5006 \text{ mm}$$

$$\Delta f = 12.5006 \text{ m} > f_{adm} = 10 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ la flèche n'est pas vérifiée}$$

On augmente la section d'acier $\begin{cases} A_{st} = 2HA2 + 1HA4 = 3.80 \text{ cm}^2 \\ A_t = 1HA0 = 0.79 \text{ cm}^2 \end{cases}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.7. Evaluation de la flèche dans le plancher étage courant

Y (cm)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
5.58	18843	351500	17174.0	14100.8	13249.0	22894.0	0.98	1

Pour le plancher terrasse inaccessible, on procède de la même manière pour le calcul du ferrailage à l'ELU et les vérifications à l'ELS. Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau III.8. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible :

	M _t (KN.m)	μ _{bu}	Z (m)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A choisit (cm ²)
En travée	15.24	0.033	0.226	1.93	1.66	3HA10 = 2.36
En appui intermédiaire	10.888	0.024	0.227	1.42	0.333	1HA12+1HA10 = 1.92
En appui de rive	3.04	6.47 × 10 ⁻³	0.229	3.8110 ⁻⁵	0.33	1HA10 = 0.79

Pour le ferrailage choisit (A_{st}=2.36 cm²) au niveau des poutrelles terrasse inaccessible ne vérifie pas la flèche, alors on augmente la section des aciers $\begin{cases} A_{st} = 3HA4 = 4.62 \text{ cm}^2 \\ A_t = 1HA0 = 0.79 \text{ cm}^2 \end{cases}$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.9. Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse inaccessible :

L (m)	A _s (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
5	5.41	6.18	12.96	14.28	24989.0	39050
Y (cm)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
6.47	22584	18217	17866	27878	0.93	1

Tableau III. 10. Ferrailages des poutrelles.

Zone	A calculé (cm ²)	A min (cm ²)	Barres	A (cm ²)
Travée	1.93	1.67	3HA12	3.39
Appuis intermédiaire	1.42	0.33	1HA12+1HA10	2.36
Appuis de rive	0.38	0.33	1HA10	0.79

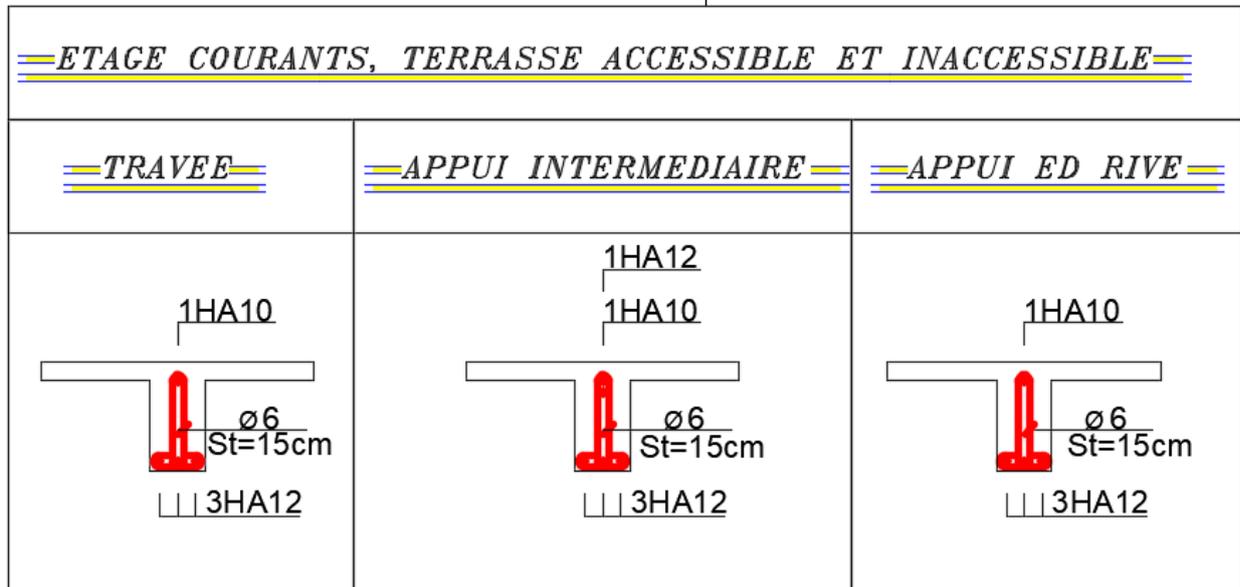


Figure III.6. Schéma de ferrailage des poutrelles RDC et étages courant.

III.4.2. Etude de la dalle de compression

On utilise un treillis soudé de nuance $f_e = 500$ MPA

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{500} = 0.48 \text{ cm}^2/\text{ml CBA93 (B. 6.8.4.2.3)}$$

On choisit : $5\Phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $(st = 15\text{cm}) \leq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifiée.

Notre choix ce fait Selon les disponibilités des matériaux sur le marché donc en prend 5 Φ_8

- Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.52}{2} = 0.24 \text{ cm}^2/\text{ml CBA93 (B. 6.8.4.2.3)}$$

On choisit : $5\Phi 5 = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $(st = 15\text{cm}) \leq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifiée

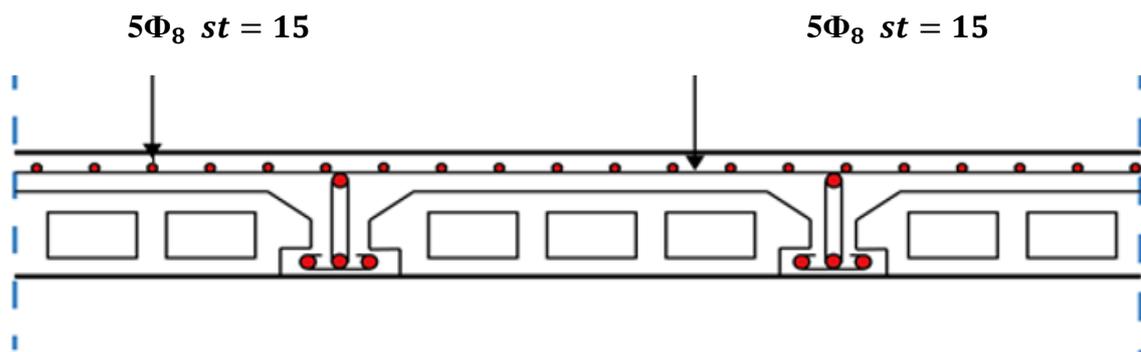
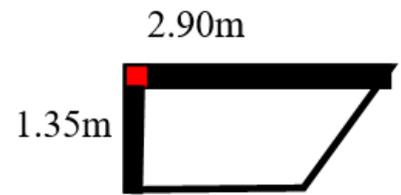


Figure III.7. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.5. Etudes des planchers dalles pleines

III.5.1. Dalle sur deux appuis



On prend le cas le plus défavorable, et on adoptera le même ferrailage pour tous les autres types.

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.35}{2.90} = 0.47 > 0.4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document..8.

- Calcul des sollicitations à l'ELU :

On a: $G = 4.37 \text{ KN/m}^2$

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

$q_u = 11.15 \text{ KN/m}^2$

$\rho = 0.47 \begin{cases} U_x = 0.1008 \\ U_y = 0.2500 \end{cases}$

- Calcul des moments isostatiques :

$$\begin{cases} M_0^x = U_x \times q_u \times l_x^2 = 0.1008 \times 11.15 \times (1.35)^2 = 2.048 \text{ KN.m/ml} \\ M_0^y = U_y \times M_0^x = 0.2500 \times 2.048 = 0.512 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

- Calcul des moments compte tenu de l'encastrement

a) En travée $\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 2.048 = 1.741 \text{ KN.m/ml} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 0.512 = 0.435 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$

b) En appuis $M_a^x = M_a^y = -0.5 \times 2.048 = -1.024 \text{ KN.m/ml}$

➤ Ferrailage

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de largeur 1m, on a : $b=100\text{cm}$; $h=12\text{cm}$; $c=3\text{cm}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $F_e=400\text{MPa}$; $d=9\text{cm}$.

- En travée :

a) Selon L_x :

$$\left\{ \begin{aligned} \mu_{bu} &= \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.741 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09^2 \times 14.2} = 0.015 \\ \mu_{bu} < 0.186 &\Rightarrow \text{Donc On est dans le pivot A} \Rightarrow \varepsilon_{st} = 10 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa} \\ \mu_{bu} \leq 0.392 &\Rightarrow A' = 0, \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.019 \\ A_x^t &= \frac{M_u^t}{f_{st} \times (1 - 0.4 \times \alpha) \times d} = \frac{1.741 \times 10^{-3}}{348 \times (1 - 0.4 \times 0.019) \times 0.09} = 5.60 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{ml} \\ &\Rightarrow A_x^t = 0.56 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{aligned} \right.$$

D'une manière identique, on fait les calculs selon Ly et au niveau des appuis.

On trouve les résultats présentés dans le tableau suivant :

Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document..11. Ferrailage de dalle sur deux appuis.

	Sens	M (KN.m/ml)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)
Travée	Lx	2.07	0.015	0.019	0.089	0.56
	Ly	0.54	4.45 × 10⁻³	5.57 × 10⁻³	0.09	0.163
Appuis	Lx	1.024	8.9 × 10⁻³	0.011	0.089	0.328

➤ Vérifications à l'ELU :

• Condition de non fragilité :

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

ρ_0 : Coefficient dépend du type d'acier utilisé.

$$\rho_0 = \begin{cases} 0.0006 \dots \dots \dots \text{pour acier } feE 500 \\ 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour acier } feE 400 \\ 0.0012 \dots \dots \dots \text{pour acier } feE 215 \text{ et } 235 \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{min} = 0.0008 \times \frac{(3 - 0.47)}{2} \times 100 \times 12 = 1.21 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_y^{min} = 0.0008 \times 100 \times 12 = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{min} = 1.21 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_y^{min} = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

Remarque : La condition de non fragilité n'est pas vérifiée, alors on ferraille avec Amin.

Donc on adopte :

En travées et en appuis: $A_{sy} = A_{sx} = 5HA8/m = 2.51 \text{ cm}^2/ml$

- Espacement des armatures :

Fissuration nuisible : $S_t \leq \min(2h, 25\text{cm}) = 24 \text{ cm}$ On a $S_{ty} = S_{tx} = 20 \text{ cm}$.

- Vérification des armatures secondaires :

$$A_y^t \geq \frac{A_x^t}{4} \Rightarrow 2.51 \text{ cm}^2 \geq 0.627 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

- Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ Mpa}$$

On a : $V_x = V_{max} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \Rightarrow V_x = V_{max} = \frac{11.13 \times 1.35}{2} \times \frac{2.9^4}{2.9^4 + 1.35^4} = 7.17 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{7.17 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.079 \text{ Mpa} \leq \tau_{adm} = 1.17 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Pas d'armatures transversales.

- Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$A_l \geq \frac{V_{max} \times \gamma_s}{f_e} = \frac{7.17 \times 1.15 \times 10^{-3}}{400} = 0.206 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 2.51 \text{ cm}^2 > 0.206 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

➤ Vérification à l'ELS

- Etat limite de compression de béton :

$$q_s = 7.87 \text{ KN/m}^2 \quad \sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \rho = 0.47 \begin{cases} U_x = 1038 \\ U_y = 3402 \end{cases}$$

- Calcul des moments isostatique

$$\begin{cases} M_{0ser}^x = U_x \times q_s \times l_x^2 = 0.1038 \times 7.87 \times (1.35)^2 = 1.48 \text{ KN.m} \\ M_{0ser}^y = U_y \times M_{0ser}^x = 0.3402 \times 1.48 = 0.506 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tser}^x = 0.85 \times M_{0ser}^x = 0.85 \times 1.48 = 1.26 \text{ KN.m} \\ M_{tser}^y = 0.85 \times M_{0ser}^y = 0.85 \times 0.79 = 0.43 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Sens x-x : $A_x = 2.51 \text{ cm}^2$, $b = 100 \text{ cm}$, $d = 9 \text{ cm}$.

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times A_s \times d = 0 \Rightarrow 50 y^2 + 37.65 y - 290.25 = 0 \Rightarrow y = 2.06 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = \left(\frac{100}{3}\right)(2.06)^3 + 15 \times 2.51 \times (9 - 2.06)^2 = 3918.11 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = M_{tser}^x \times \frac{y}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = 1.26 \times 10^3 \frac{2.06}{3918.11} = 0.66 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.66 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_t^{ser}(d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{st} = 15 \times \frac{1.54(9 - 2.25) \times 10^{-5}}{2095.11 \times 10^{-8}} = 33.47 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 33.47 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

• Vérification à la flèche :

Selon le BAEL, si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tser}^x}{20 \times M_{oser}^x}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{b \times d_x} < \frac{2}{fe} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.12}{1.5} = 0.08 \geq 0.042 \\ \frac{2.51}{100 \times 9} = 0.0028 < 0.005 \end{array} \right.$$

Donc La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Donc le choix de ferrailage est: $A_{sy} = A_{sx} = A_a = 5HA8/ml$; $St = 20 \text{ cm}$

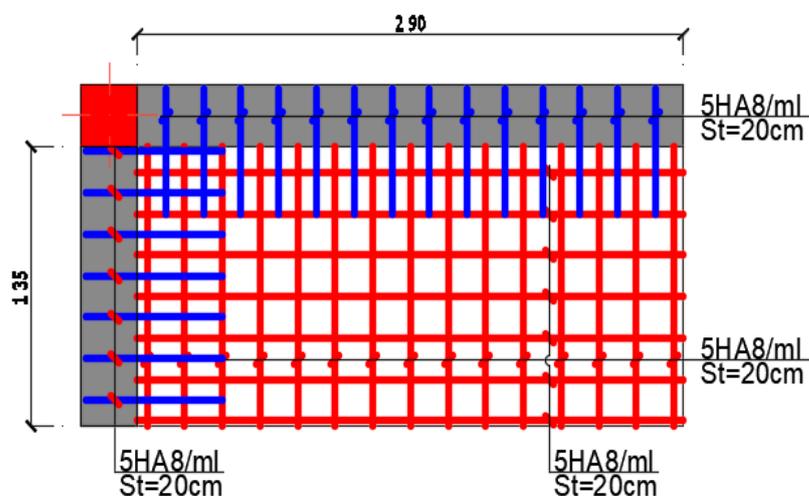


Figure III.7.1. Schéma de ferrailage de la dalle palaine

III.5.2 Dalle sur trois appuis (D3):

1) Evaluation de charges :

$G = 4.43 \text{ KN/m}^2, \quad Q = 1.5 \text{ KN/m}^2.$

$q_u = (1.35 \times 4.43) + (1.5 \times 1.5) = 8.23 \text{ KN/m}^2$

$L_x = 1.35 \text{ m}, \quad L_y = 3.90 \text{ m}.$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.20}{3.60} = 0.34 < 0.4$

$\begin{cases} L_x = 1.35 \text{ m} \\ \frac{L_y}{2} = \frac{3.90}{2} = 1.95 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow L_x < \frac{L_y}{2} \Rightarrow \text{donc la dalle travaille dans un seul sens X}$

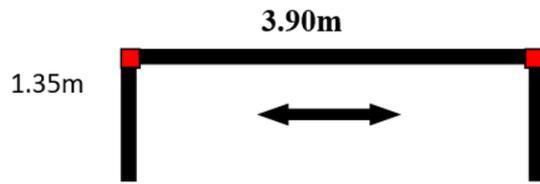


Figure-III.9. Dalle sur (3) appuis.

1) Calcul des sollicitations

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée

$$\begin{cases} M_0^x = \frac{q \times L_x^2 \times L_y}{2} - \frac{2 \times q \times L_x^3}{3} \\ M_0^y = \frac{q \times L_x^3}{6} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 15.74 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 3.37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Calcul des moments réels

En travée : $\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 15.74 = 13.37 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 3.37 = 2.86 \text{ KN.m} \end{cases}$ (Panneau de rive)

En appuis : $M_a^x = \begin{cases} -0.3 M_0^x = -4.72 \text{ KN.m}, & \text{appuis de rive.} \\ -0.5 M_0^x = -7.87 \text{ KN.m}, & \text{appuis intermédiaire.} \end{cases}$
 $M_y^a = -0.5 M_0^y = -7.87 \text{ KN.m}, \text{ appuis intermédiaire.}$

2) Calcul de la section d'armatures

Le tableau suivant résume le calcul à l'ELU

Tableau III.12. Ferrailage de la dalle sur (3) appuis

En travée								
Sens	Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ²)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
X	13.37	0.116	0.154	0.084	4.5	1.12	4.52=4HA12	25
Y	2.86	0.024	0.97	0.055	0.93	1.12	2.01=4HA8	25
En appuis								
X et Y	-7.87	0.068	0.087	0.086	2.60	1.12	3.14=4HA10	25

4) Vérifications

A l'ELU

✓ Vérification à l'effort tranchant

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 5.47 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.60 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.60 \text{ MPa} < \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

A PELS

$$q_s = 4.43 + 1.5 = 5.93 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 15.73 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 2.43 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments réels

En travée : $\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 13.37 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 2.06 \text{ KN.m} \end{cases}$ (Panneau de rive)

En appuis : $M_a^x = \begin{cases} -0.3 M_0^x = -4.71 \text{ KN.m, appuis de rive.} \\ -0.5 M_0^x = -7.86 \text{ KN.m, appuis intermédiaire.} \end{cases}$

$M_a^y = -0.5 M_0^y = -7.86 \text{ KN.m, appuis intermédiaire.}$

✓ La vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$

$y = 2.47 \text{ cm.}$

$I = b \times \frac{y^3}{3} + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = 2376.80 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = 13.8 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{pas de risque de fissuration du béton.}$

✓ La contrainte dans l'acier :

Fissuration nuisible $\rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 20.63 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 55.18 \text{ MPa}$$

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

✓ Etat limite de déformation :

- $\frac{h_t}{l} = \frac{0.12}{1.35} = 0.088 > \max \left(\frac{3}{80}, \frac{M_t}{20 M_0} \right) = \max \left(\frac{3}{80}, \frac{3.70}{20 \times 4.35} \right) = 0.0424 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

- $\frac{A_s}{b \times d} = 3.76 \times 10^{-3} < \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

- $l = 1.35 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

Donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

4) Schéma de ferrailage :

III.5.2 Dalle sur (04) appuis

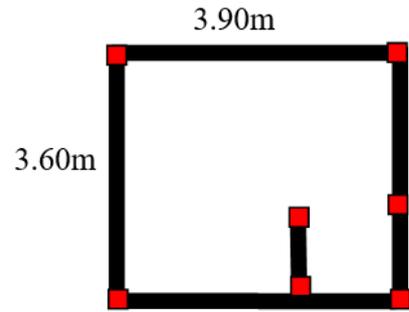
1) Evaluation de charges

$$G = 4.43 \text{ KN/m}^2, \quad Q = 1.5 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_u = (1.35 \times 4.43) + (1.5 \times 1.5) = 8.23 \text{ KN/m}^2$$

$$L_x = 3.30 \text{ m}, \quad L_y = 3.60 \text{ m}.$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.30}{3.60} = 0.91 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$



2) Calcul des sollicitations :

Le calcul se fait par une bande de 1m.

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x q l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

$$\rho = 0.91 \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0.0447 \\ \mu_y = 0.8036 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 4.01 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 3.22 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Calcul des moments réels :

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 4.01 = 3.41 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 2.52 = 2.73 \text{ KN.m} \end{cases} \quad (\text{Panneau de rive})$$

$$\text{En appuis : } M_a^x = M_a^y = \begin{cases} -0.3 M_0^x = -1.203 \text{ KN.m, appuis de rive.} \\ -0.5 M_0^x = -2.005 \text{ KN.m, appuis intermédiaire.} \end{cases}$$

3) Calcul de la section d'armatures :

Le tableau suivant résume le calcul à L'ELU :

Tableau III.13. Ferrailage de la dalle su (04) appuis

En travée								
Sens	Mu (KN.m)	μ bu	α	Z (m)	A calculée (cm²)	A min (cm²)	A adoptée (cm²/ ml)	St (cm)
X	3.41	0.029	0.036	0.089	1.10	1.12	2.01=4HA8	25
Y	2.73	0.023	0.030	0.088	0.89	1.12	2.01=4HA8	25
En appuis								
X et Y	-2.005	0.017	0.021	0.089	0.65	1.12	2.01=4HA8	25

4) Vérifications

A l'ELU

✓ Vérification à l'effort tranchant :

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^x = \frac{8.23 \times 3.3}{2} \times \frac{3.6^4}{3.3^4 + 3.6^4}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{801 \times 10^3}{1 \times 0.09} = 0.089 \text{ MP}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.08 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

A PELS :

$$q_s = 4.43 + 1.5 = 5.93 \text{ KN.m}$$

$$\rho = 0.91 \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0.0518 \\ \mu_y = 0.8646 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 3.34 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 2.89 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_t^x = 2.84 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 2.45 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } M_a^x = M_a^y = \begin{cases} -0.3 M_0^x = -0.85 \text{ KN.m, appuis de rive.} \\ -0.5 M_0^x = -1.42 \text{ KN.m, appuis intermédiaire.} \end{cases}$$

✓ **La vérification de la contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

Calcul de y :

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{100 \times y^2}{2} + 15 \times 2.01 \times y - 15 \times 2.01 \times 9 = 0$$

$$y = 0.0204 \text{ m.}$$

$$I = b \times \frac{y^3}{3} + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = 1541.36 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.77 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{pas de risque de fissuration du béton.}$$

✓ **La contrainte dans l'acier :**

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 20.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 19.216 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Etat limite de déformation :**

Sens XX'

$$\bullet \frac{h_t}{l} = \frac{0.12}{3.3} = 0.036 < \max \left(\frac{3}{80}, \frac{M_t}{20 M_0} \right) = \max \left(\frac{3}{80}, \frac{5.37}{20 \times 6.32} \right) = 0.042 \dots\dots\dots \text{Cd non vérifié}$$

$$\bullet \frac{A_s}{b \times d} = 0.002 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots\dots\dots \text{cd vérifiée.}$$

$$\bullet l = 3.3 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots\dots\dots \text{cd vérifiée.}$$

▪ La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire

Sens YY'

$$\bullet \frac{h_t}{l} = \frac{0.12}{3.6} = 0.029 < \max \left(\frac{3}{80}, \frac{M_t}{20 M_0} \right) = \max \left(\frac{3}{80}, \frac{2.57}{20 \times 3.02} \right) = 0.0425 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée.}$$

$$\bullet \frac{A_s}{b \times d} = 0.0028 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- $l = 3.6m < 8m$ condition vérifiée.

La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire
 Le tableau ci-dessous résume la vérification de la flèche.
 $M_j = 1.43KN.m$; $M_g = 2.12KN.m$; $M_p = 2.84KN.m$

Tableau III. 14. Vérification des états limite de déformation.

I (cm ⁴)	y (cm)	f _{gv} (mm)	f _{ji} (mm)	f _{gi} (mm)	f _{pi} (mm)	Δf _t (mm)	f̄ (mm)
2189.07	2.17	1.34	0.30	0.44	0.59	1.19	7.2

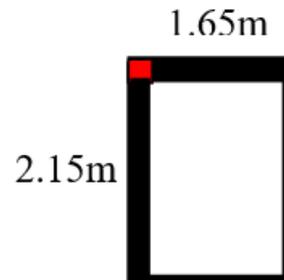
La flèche totale $\Delta f_t = 0.119m < f_{adm} = 0.72m$vérifié

III.5.2.Dalle sur deux appuis :

On prend le cas le plus défavorable, et on adoptera le même ferrailage pour tous les autres types.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.5}{2} = 0.57 > 0.4 \Rightarrow$$

la dalle travaille dans les deux sens.



- Calcul des sollicitations à l'ELU :

On a: $G = 4.43 KN/m^2$

$Q = 1.5 KN/m^2$

$q_u = 8.23 KN/m^2$

$$\rho = 0.47 \begin{cases} U_x = 0.0865 \\ U_y = 0.2582 \end{cases}$$

- Calcul des moments isostatiques

$$\begin{cases} M_0^x = U_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0865 \times 8.23 \times (1.35)^2 = 1.60 KN.m/ml \\ M_0^y = U_y \times M_0^x = 0.2582 \times 2.048 = 0.41 KN.m/ml \end{cases}$$

- Calcul des moments compte tenu de l'encastrement

c) En travée : $\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 2.048 = 1.36 KN.m/ml \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 0.41 = 0.34 KN.m/ml \end{cases}$

d) En appuis : $M_a^x = M_a^y = -0.5 \times 2.048 = -0.8 KN.m/ml$

Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte réondant à ce stvle dans ce

➤ Ferrailage

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de largeur 1m, on a :
 b=100cm; h=12cm ; c=3cm ; fc28=25MPa; Fe=400MPa; d=9cm.

• En travée

b) Selon Lx

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.36 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09^2 \times 14.2} = 0.011 \\ \mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Donc On est dans le pivot A} \Rightarrow \varepsilon_{st} = 10 \text{‰} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa} \\ \mu_{bu} \leq 0.392 \Rightarrow A' = 0, \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.014 \\ A_x^t = \frac{M_u^t}{f_{st} \times (1 - 0.4 \times \alpha) \times d} = \frac{1.36 \times 10^{-3}}{348 \times (1 - 0.4 \times 0.019) \times 0.09} = 4.36 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{ml} \\ \Rightarrow A_x^t = 0.44 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

D'une manière identique, on fait les calculs selon Ly et au niveau des appuis.

On trouve les résultats présentés dans le tableau suivant :

Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document..15. Ferrailage de dalle sur deux appuis.

	Sens	M (KN.m/ml)	μ_{bu}	α	A _{cal} (cm ² /ml)
Travée	Lx	1.36	0.011	0.014	0.44
	Ly	0.34	2.95 × 10 ⁻³	3.70 × 10 ⁻³	0.11
Appuis	Lx	0.8	6.95 × 10 ⁻³	8.72 × 10 ⁻³	0.26

➤ Vérifications à l'ELU

• Condition de non fragilité $e \geq 12 \text{ cm} \text{ et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$

ρ_0 : Coefficient dépend du type d'acier utilisé.

$$\rho_0 = \begin{cases} 0.0006 \dots \dots \dots \text{pour acier } f_e E 500 \\ 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour acier } f_e E 400 \\ 0.0012 \dots \dots \dots \text{pour acier } f_e E 215 \text{ et } 235 \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{min} = 0.0008 \times \frac{(3 - 0.47)}{2} \times 100 \times 12 = 1.21 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_y^{min} = 0.0008 \times 100 \times 12 = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases} \quad \begin{cases} A_x^{min} = 1.21 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_y^{min} = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

Remarque : La condition de non fragilité n'est pas vérifiée, alors on ferraille avec Amin.

Donc on adopte : en travées et en appuis: $A_{sy} = A_{sx} = 5HA8/m = 2.51 \text{ cm}^2/ml$

- Espacement des armatures

Fissuration nuisible : $S_t \leq \min(2h, 25\text{cm}) = 24 \text{ cm}$ On a $St_y = St_x = 20 \text{ cm}$.

- Vérification des armatures secondaires

$$A_y^t \geq \frac{A_x^t}{4} \Rightarrow 2.51 \text{ cm}^2 \geq 0.627 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

- Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ Mpa}$

On a :

$$V_x = V_{max} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \Rightarrow V_x = V_{max} = \frac{8.23 \times 1.5}{2} \times \frac{2^4}{2^4 + 1.5^4} = 4.69 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{4.69 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.052 \text{ Mpa} \leq \tau_{adm} = 1.17 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Pas d'armatures transversales.

- Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$A_l \geq \frac{V_{max} \times \gamma_s}{f_e} = \frac{4.69 \times 1.15 \times 10^{-3}}{400} = 0.134 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 2.51 \text{ cm}^2 > 0.134 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

- **Etat limite de compression de béton**

$$q_s = 5.93 \text{ KN/m}^2 \quad \sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \rho = 0.47 \begin{cases} U_x = 0.0910 \\ U_y = 0.4357 \end{cases}$$

- **Calcul des moments isostatique**

$$\begin{cases} M_{0ser}^x = U_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0910 \times 5.93 \times (1.5)^2 = 1.21 \text{ KN.m} \\ M_{0ser}^y = U_y \times M_{0ser}^x = 0.4357 \times 1.48 = 0.53 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tser}^x = 0.85 \times M_{0ser}^x = 0.85 \times 1.48 = 1.03 \text{ KN.m} \\ M_{tser}^y = 0.85 \times M_{0ser}^y = 0.85 \times 0.53 = 0.45 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Sens x-x : $A_x = 2.51 \text{ cm}^2$, $b = 100 \text{ cm}$, $d = 9 \text{ cm}$.

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times A_s \times d = 0 \Rightarrow 50 y^2 + 37.65 y - 290.25 = 0 \Rightarrow y = 2.06 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = \left(\frac{100}{3}\right)(2.06)^3 + 15 \times 2.51 \times (9 - 2.06)^2 = 3918.11 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = M_{tser}^x \times \frac{y}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = 1.03 \times 10^3 \frac{2.06}{3918.11} = 0.54 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.54 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_t^{ser}(d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{st} = 15 \times \frac{1.03(9 - 2.25) \times 10^{-5}}{2095.11 \times 10^{-8}} = 49.77 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 49.77 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

• **Vérification à la flèche**

Selon le BAEL, si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\begin{cases} \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tser}^x}{20 \times M_{oser}^x}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{b \times d_x} < \frac{2}{fe} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{0.12}{1.5} = 0.08 \geq 0.042 \\ \frac{2.51}{100 \times 9} = 0.0028 < 0.005 \end{cases}$$

Donc La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Donc le choix de ferrailage est: $A_{sy} = A_{sx} = A_a = 5HA8/ml$; $St = 20 \text{ cm}$

III.6 Etude des escaliers :

L'étude des escaliers se fait en flexion simple, elle nous permettra de déterminer les sollicitations maximales et le ferrailage nécessaire. Dans notre projet on dispose de trois types d'escaliers :

- L'escalier principale à deux volées identiques.
- L'escalier de l'étage commercial à étage courant a deux volées.
- L'escalier de l'entrée principale a deux volées.

III.6.1 L'escalier principale à deux volées identiques :

La figure ci-dessous représente le schéma statique de l'escalier principal :

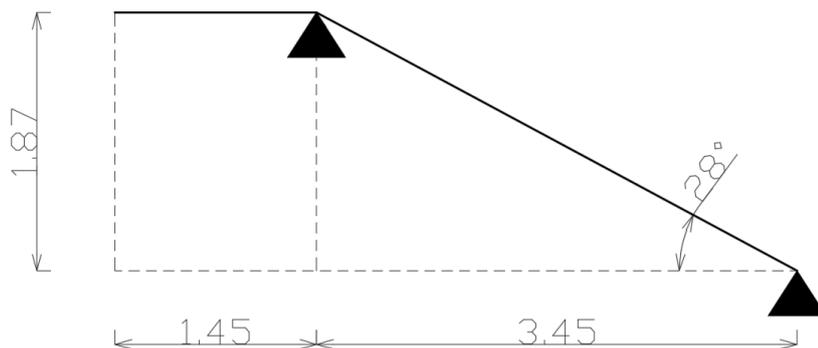


Figure III.11. Vue en plan et coupe en élévation de l'escalier principal.

$$\text{Volée} \begin{cases} G_v = 7.95 \text{KN/m}^2 \\ Q_v = 2.5 \text{KN/m}^2 \end{cases} \quad \text{palier} \begin{cases} G_p = 4 \text{KN/m}^2 \\ Q_p = 2.5 \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

$$q_u^{\text{mur}} = 2.8 \times 2.89 = 7.54 \text{kn/m}$$

- Calcul de chargement revenant sur l'escalier :

$$\text{ELU} \begin{cases} q_u^{\text{volée}} = (1.35 \times G_v + 1.5 \times Q_v) \times 1 = 14.48 \text{KN/m} \\ q_u^{\text{palier}} = (1.35 \times G_p + 1.5 \times Q_p) \times 1 = 9.15 \text{KN/m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} q_s^{\text{volée}} = (G_v + Q_v) \times 1 = 10.45 \text{KN/m} \\ q_s^{\text{palier}} = (G_p + Q_p) \times 1 = 6.5 \text{KN/m} \end{cases}$$

Volée

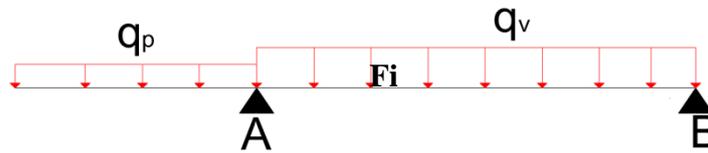


Figure III.12. Schéma statique de l'escalier principal

- ❖ Calcul des sollicitations :

La poutre étudiée est supposée isostatique, donc le calcul des sollicitations se fera par la méthode des sections (RDM).

En raison de l'encastrement partiel des appuis de l'escalier, le moment obtenu a été corrigé avec les coefficients suivants :

les résultats obtenus sont représentés dans la figure ci-dessous :

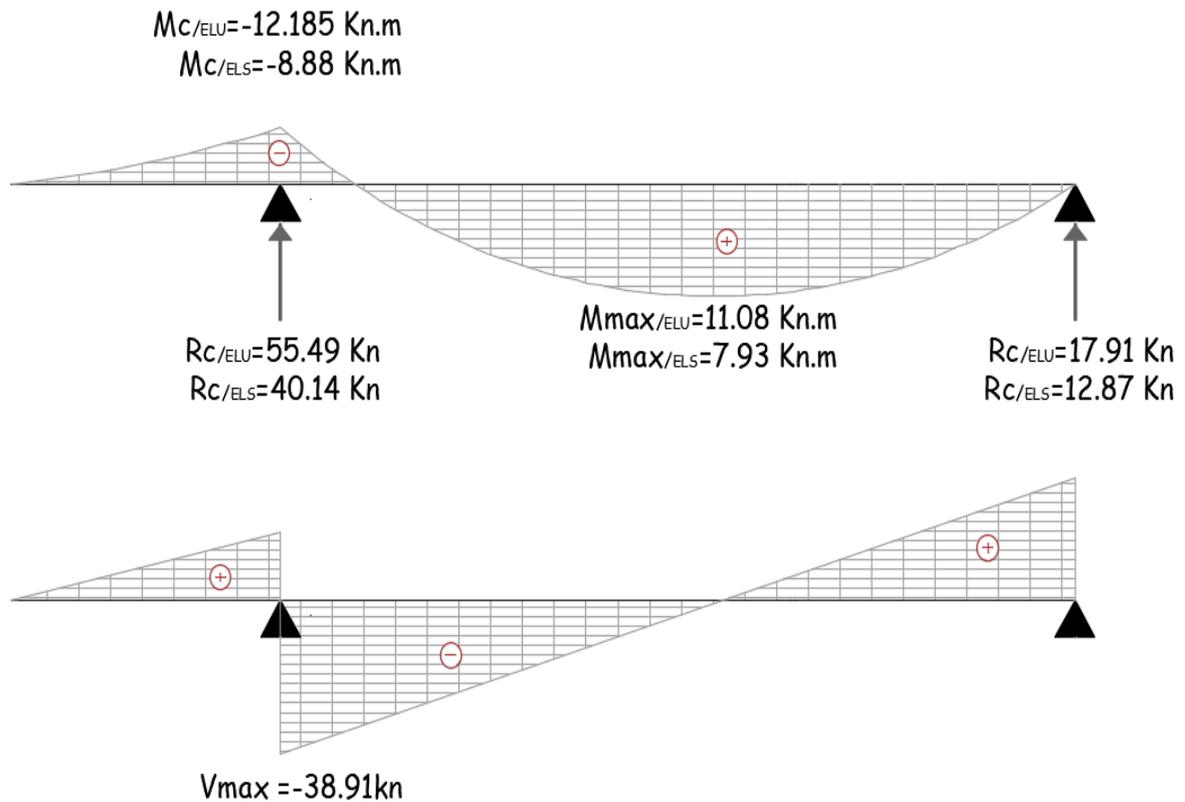


Figure III.13. Diagramme des sollicitations de l'escalier principal.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant

Tableau III.16 Sollicitations dans l'escalier

	Réaction d'appuis (Kn)		Moment (kn.m)		V ^{max} (KN)
	A	B	Travée	Appuis	
ELU	55.49	17.91	11.08	12.185	38.91
ELS	40.14	12.87	7.93	8.88	

• **Ferraillage**

Le ferraillage se fait à la flexion simple avec M_t^{max} pour une section (b×e) = (1m×e)
 Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.17. Ferraillage de l'escalier.

Endroit	M (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A ^{cal} (cm ² /ml)	A ^{min} (cm ² /ml)	A ^{opté} (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	11.08	0.046	0.059	0.12	2.51	1.56	5HA10=3.93	20
Appuis	-12.185	0.05	0.06	0.126	2.76	1.56	5HA10=3.93	20

Les armatures de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A_{principale}}{4}$$

En travée : A_{rep} = 0.987cm²/ml ==> Soit : A_{rep} = 4HA8 = 2.01 cm²/ml ; St=25 cm

En Appui : A_{rep} = 0.987/ml ==> Soit : A_{rep} = 4HA8 = 2.01cm²/ml ; St=25 cm

• **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V^{max} = 38.916kn$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.29MPa \leq \tau_{adm} = \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.17 MPa$$

Remarque :

les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• **Vérification des espacements :**

La fissuration est peu nuisible (FPN) donc :

Sens Principal :

En travées : St=25cm ≤ min (3×16 ; 33cm) =33cm.

En Appuis : St=25cm ≤ min (3×16 ; 33cm) =33cm.

Sens Secondaire :

St=25cm ≤ min (4×16 ; 45cm) =45cm.

• **Vérification des ELS :**

La fissuration est peu nuisible, donc les vérifications à faire concernent uniquement :

-La contrainte dans le béton σ_{bc}.

-L'état limite de déformation (flèche).

- **Vérification des contraintes dans le béton σ_{bc}**

La vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser \times y}}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.18. Vérification des contraintes à l'ELS.

Endroit	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)		Observation
				σ _{bc}	σ̄ _{bc}	
Travée	7.93	3.36	6742.6	3.39	15	Vérifiée
Appuis	-8.88	3.36	6742.6	4.39	15	Vérifiée

- Vérification de la flèche :

Selon le **BAEL**, si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{M_t}{20 \times M_0}, \frac{1}{16}\right) \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ L < 8m \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.16}{4.1} = 0.039 < 0.067 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée} \\ \frac{3.93 \times 10^{-4}}{1 \times 0.13} = 0.0302 < 0.090 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.} \\ l = 3.45m < 8m \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Puisque les conditions de la flèche ne sont pas vérifiées donc on doit calculer la flèche.

Le tableau suivant illustre les résultats du calcul

Tableau III.19. Vérification des flèches.

f _{gv} (mm)	f _{ji} (mm)	f _{pi} (mm)	f _{gi} (mm)	Δf _i (mm)	f _{adm} (mm)	Observation
1.54	0.25	1.43	0.88	1.83	7.9	vérifiée

La flèche est vérifiée.

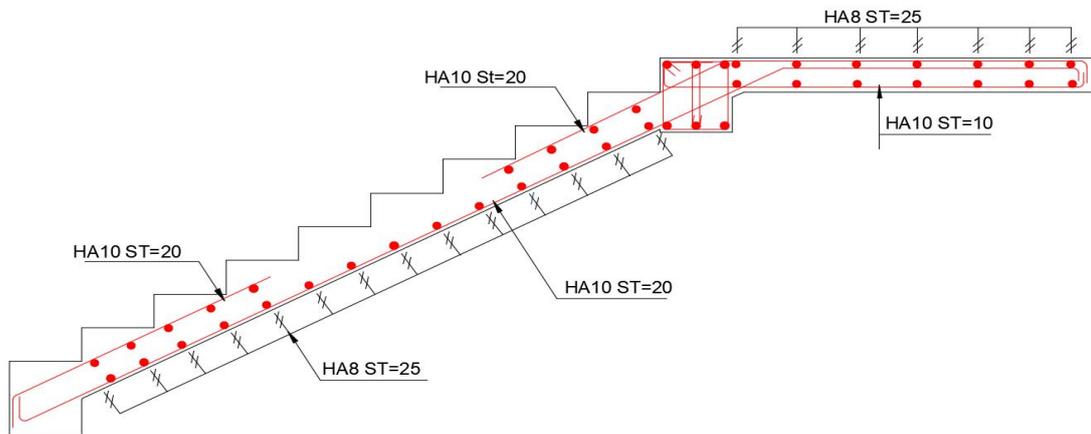


Figure III.14. Schéma ferrailage de l'escalier

III.3 Etude de la poutre palière :

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous effort tranchants qu'on calcul à la flexion simple et aux moments de torsion qu'on calcul à la torsion.

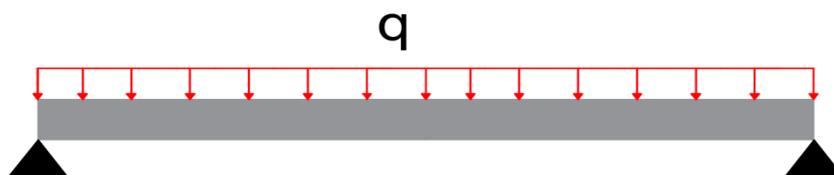


Figure III.15. Schéma statique de la poutre palière.

Dimensionnement :

On a : $L_{max} = 3.9$ m

D'après la condition de flèche défini par le **BAEL91** :

$$\frac{390}{15} \leq h \leq \frac{390}{10} \Rightarrow 26 \leq h \leq 39$$

Exigences du **RPA99/2003 (VII.7.5)** :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ 0.25 \leq \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.17 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

On prend : $h = 35$ cm ; $b = 30$ cm

Calcul de la poutre palière à la flexion simple :

Sollicitations de la poutre palière :

✓ **Les charges sur la poutre :**

$$g_0 = (b \times h) \times \gamma_b = (0.3 \times 0.35) \times 25 = 2.625 \text{ KN/m}$$

Avec : g_0 : poids propre de la poutre palière.

✓ **La charge transmise par l'escalier :**

C'est la réaction d'appui au point A.

{ **ELU:** $R_c^u = 55.49 \text{ KN/ml}$

{ **ELS:** $R_c^s = 40.14 \text{ KN/ml}$

Soit : $q_u = 1.35 (g_0) + R_c^u = 1.35 \times (2.625) + 55.49 = 59.03 \text{ KN/m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_u^t = 0.85 \times \frac{q_u l^2}{8} = \frac{0.85 \times 59.03 \times (3.9)^2}{8} = 95.39 \text{ KN.m} \\ M_u^a = -0.5 \times \frac{q_u l^2}{8} = -\frac{0.5 \times 59.03 \times (3.9)^2}{8} = -59.11 \text{ KN.m} \\ V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{53.56 \times 3.5}{2} = 93.73 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Calcul de la section d'armature à la flexion simple :

On a : $b = 30$ cm, $h = 35$ cm, $d = 33$ cm

On résume les calculs de ferrailage dans le tableau ci-après :

Tableau III. 20. Tableau de ferrailage de la poutre palière à l'ELU.

Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	$A_{F.S}^{cal}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{F.S}^{cal} \geq A_{min}$
Travée	95.39	0.21	0.31	0.27	9.97	1.15	vérifiée
Appui	-41.05	0.13	0.18	0.29	5.73	1.15	vérifiée

Contrainte de cisaillement en flexion simple :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{115.11 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.32} = 1.2 \text{ MPa}$$

Armatures transversales :

On fixe $S_t = 15$ cm en travée et $S_t = 10$ cm en appuis et on calcul A_{trans}

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.45 \text{ cm}^2 \\ A_{trans} \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.443 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_{trans} = \max[0.45, 0.443] \Rightarrow A_{trans} = 0.45 \text{ cm}^2$$

• Calcul à la torsion :

Moment de torsion :

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier.

$$M_{tors} = -M_c \times \frac{1}{2} = -12.185 \times \frac{3.9}{2} = -23.76 \text{ KN.m}$$

Calcul des armatures longitudinales :

Pour une section pleine, on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle, qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section.

Avec :

- U : périmètre de la section. $e = \varnothing/6 = h/6 = 5.83 \text{ cm}$
- Ω : air du contour tracé à mi-hauteur. $\Omega = [(b - e) \times (h - e)] = 0.07 \text{ m}^2$
- e : épaisseur de la paroi. $U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 1.07 \text{ m}$
- A_l : section d'acier.

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tors} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{23.73 \times 10^{-3} \times 1.07 \times 1.15}{2 \times 0.07 \times 400} = 5.16 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

On fixe : $S_t = 15 \text{ cm}$ en travée $\Rightarrow A_t^{tor} = \frac{M_{tors} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_e} = 0.72 \text{ cm}^2$

Vérification au cisaillement :

On a : $\begin{cases} \tau_u^{F.S} = 1.16 \text{ MPa} \\ \tau_u^{tor} = 3.123 \text{ MPa} \end{cases}$

$$\tau_u^{tot} = \sqrt{(\tau_u^{F.S})^2 + (\tau_u^{tor})^2} = \sqrt{(1.16)^2 + (3.123)^2} = 3.331 \text{ MPa}$$

$\tau_u^{tot} = 3.331 \text{ MPa} > \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Non vérifiée}$

Puisque la condition n'est pas vérifiée donc on doit augmenter la section de la poutre à $h=40 \text{ cm}$

$$\tau_u^{tot} = 2.51 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Ferraillage global (flexion simple + torsion) :

Ferraillage longitudinal calculé :

En travée :

$$A_l^{tot} = A_l^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 10.71 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$A_l^{tot} = A_l^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 7.34 \text{ cm}^2$$

Vérification des conditions du RPA des armatures longitudinales (art 7.5.2.1) :

$$\begin{cases} A_{min} = 0.5\% \times B = 5.25 \text{ cm}^2 \\ A_{max} = 4\% \times B = 42 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

donc : $\begin{cases} \text{en travée: } A_{min} \leq A_l^{tot} = 10.71 \text{ cm}^2 \leq A_{max} \dots \dots \text{Vérifiée} \\ \text{en appui: } A_{min} \leq A_l^{tot} = 7.34 \text{ cm}^2 \leq A_{max} \dots \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$

Avec : B : section de la poutre palière.

✓ **Ferraillage longitudinal choisis :**

En travée :

$$A_l^{choisis} = 8\text{HA}14 = 11.5 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$A_l^{choisis} = 6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

✓ Calcul des armatures transversales :

$$A_{trans}^{tot} = A_{trans}^{FS} + A_{trans}^{tor} = 0.45 + 1.1 = 1.55 \text{ cm}^2$$

On opte pour 2HA8 + 2HA8 = 2.01 cm²

Soit un cadre Ø8 + un étrier de Ø8.

Vérification à l'ELS :

Tableau III.21 Vérification de la contrainte du béton.

Endroit	M (KN)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	69.71	15.66	116959.6253	9.34	15	Vérifiée
Appui	-32.8	14.43	100650.3314	4.7	15	Vérifiée

❖ Vérification de la flèche

Si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées on doit calculer la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0.12\text{m} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) = 0.117 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ \frac{A}{bd} = 10.3 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{f_e} = 10.5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

❖ Schéma de ferrailage :

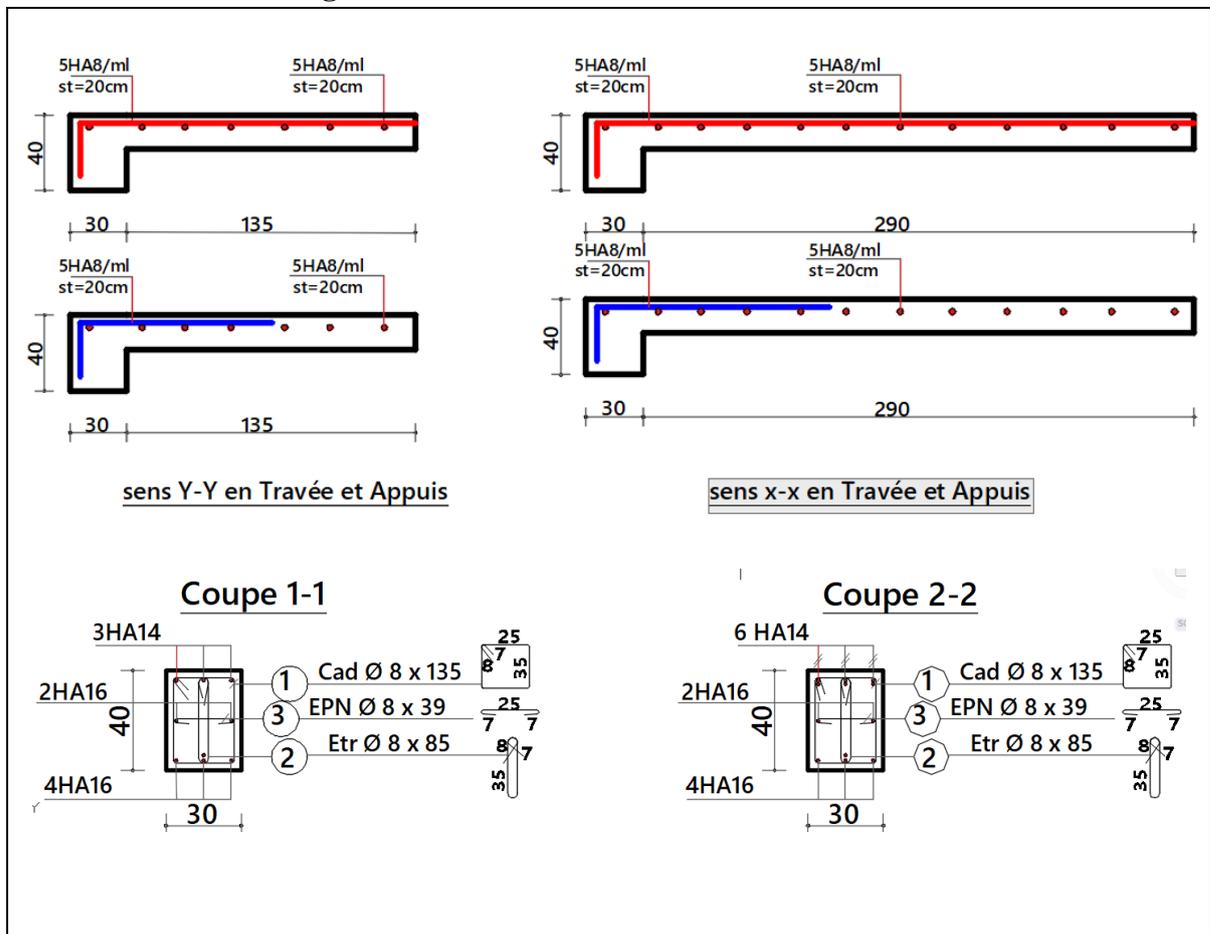


Figure III.16. Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.7 Etude de la poutre de chaînage

Les poutres de chaînage sont des poutres continues en béton armé, elles ceinturent les façades à chaque étage au niveau des planchers, ainsi qu'au couronnement des murs qui sont reliés au droit de de chaque refend.

Le chaînage travaille comme une poutre horizontale ou verticale, il doit régner sur tout l'épaisseur du mur. Il a pour but :

- ✓ Liaison horizontale des murs et poteaux pour éviter :
 - Un effort de traction due à la dilatation de la terrasse.
 - Le mouvement d'un immeuble sous l'effet d'un tassement du sol ou charges appliquées.
- ✓ Rigidité longitudinale pour tenir compte des risques de fissurations.

Remarque : Dans notre structure, en a plusieurs poutres de chaînages dans chaque étage, alors on ferraille la plus défavorable selon critère suivant : distance et chargement (surcharge et cloisons)

III.7.1 Pré dimensionnement de la poutre de chaînage

Les dimensions minimales préconisées pour le chaînage sont :

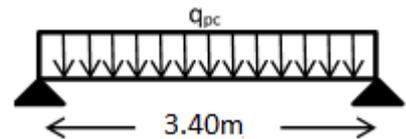
- Hauteur minimale $h \geq 15 \text{ cm}$.
- Largeur minimale $b \geq 2/3$ de l'épaisseur du mur.

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

III.7.2 Calcul des sollicitations la poutre de chaînage :

Le chaînage est conçu pour reprendre son poids propre ainsi que le poids des cloisons qu'il supporte. Il est calculé (comme une poutre simplement appuyée) en flexion simple, avec vérification de l'effort tranchant au niveau des appuis.

Remarque : On a opté pour plusieurs types de poutre de chaînage, mais l'étude concerne uniquement les plus défavorables.



Calcul des sollicitations RDC

Figure III.17. Schéma statique de la poutre de chaînage RDC

$$G_p = 25 \times 0.30 \times 0.35 = 2.625 \text{ KN/ml.}$$

$$\begin{cases}
 ELU \begin{cases} q_u = 1.35(G_p) + 1.5 Q = 11.044 \text{ KN/ml.} \\ M_u = q_u \times l^2 / 8 = 15.958 \text{ KN.m} \\ V_u = q_u \times l / 2 = 18.774 \text{ KN} \end{cases} \\
 ELS \begin{cases} q_s = G_p + Q = 7.625 \text{ KN/ml.} \\ M_s = q_s \times l^2 / 8 = 11.018 \text{ KN.m} \end{cases}
 \end{cases}$$

Correction des moments :

$$\text{Travée} \begin{cases} M_T^u = 0.85 M_u = 13.56 \text{ KN.m} \\ M_T^s = 0.85 M_s = 9.36 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{Appuis} \begin{cases} M_a^u = -0.3 M_u = -4.07 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -0.3 M_s = -2.80 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Étage courant

$$G_p = 25 \times 0.30 \times 0.35 = 2.625 \text{ KN/ml.}$$

$$G_{mur} = 2.56 \times (3.06 - 0.35) = 6.937 \text{ KN/ml.}$$

$$\begin{aligned} & q_u = 1.35(G_p + G_{mur}) + 1.5 Q = 15.159 \text{ KN/ml.} \\ \text{ELU} & \begin{cases} M_u = q_u \times l^2 / 8 = 47.372 \text{ KN.m} \\ V_u = q_u \times l / 2 = 37.897 \text{ KN} \end{cases} \\ \text{ELS} & \begin{cases} q_s = G_p + G_{mur} + Q = 11.062 \text{ KN/ml.} \\ M_s = q_s \times l^2 / 8 = 34.568 \text{ KN.m} \end{cases} \end{aligned}$$

Correction des moments :

$$\begin{aligned} \text{Travée:} & \begin{cases} M_T^u = 0.85 M_u = 40.266 \text{ KN.m} \\ M_T^s = 0.85 M_s = 29.382 \text{ KN.m} \end{cases} \\ \text{Appuis:} & \begin{cases} M_a^u = -0.3 M_u = -14.211 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -0.3 M_s = -10.370 \text{ KN.m} \end{cases} \end{aligned}$$

Terrasse :

$$G_p = 25 \times 0.30 \times 0.35 = 2.625 \text{ KN/ml.}$$

$$\begin{aligned} \text{ELU} & \begin{cases} q_u = 1.35(G_p) + 1.5 Q = 5.044 \text{ KN/ml.} \\ M_u = q_u \times l^2 / 8 = 7.289 \text{ KN.m} \\ V_u = q_u \times l / 2 = 8.575 \text{ KN} \end{cases} \\ \text{ELS} & \begin{cases} q_s = G_p + Q = 3.625 \text{ KN/ml.} \\ M_s = q_s \times l^2 / 8 = 1.898 \text{ KN.m} \end{cases} \end{aligned}$$

Correction des moments :

$$\begin{aligned} \text{Travée} & \begin{cases} M_T^u = 0.85 M_u = 6.196 \text{ KN.m} \\ M_T^s = 0.85 M_s = 1.6133 \text{ KN.m} \end{cases} \\ \text{Appuis} & \begin{cases} M_a^u = -0.3 M_u = -2.187 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -0.3 M_s = -0.569 \text{ KN.m} \end{cases} \end{aligned}$$

Ferraillage de la poutre de chaînage

Les calculs sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau III. 22. Résumé de calcul de ferraillage.

	M^u (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	$A_{calculé}$ (cm ²)	$A_{choisie}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)
RDC							
Travée	13.56	0.026	0.033	0.326	1.19	3HA12=3.39	$0.23bd f_{t28}/f_e = 1.2$
Appuis	-4.07	0.009	0.011	0.328	0.356	3HA12=3.39	1.2

Étage courant							
Travée	40.266	0.087	0.114	0.314	3.68	2HA14+HA12=4.21	1.2
Appuis	-14.211	0.031	0.039	0.325	1.25	3HA12=3.39	1.2
Terrasse							
Travée	6.196	0.013	0.016	0.33	0.540	3HA12=3.39	1.2
Appuis	-2.187	0.005	0.006	0.33	0.190	3HA12=3.39	1.2

Vérification nécessaires :

À l'ELU :

1-RDC et Terrasse :

Effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.189 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}, FN$$

Espacement :

$$A_t = 1 \text{ cadre } \phi_8 + 1 \text{ étrier } \phi_8 = 4\phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

$$\begin{cases} S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 b} = 1.13 \text{ m.} \\ S_t \leq \min[0.9d, 40 \text{ cm}] = 0.30 \text{ m.} \\ S_t \leq \frac{0.8f_e(\sin \alpha + \cos \alpha)A_t}{b(\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28})}; k = 1, \text{ car } \begin{cases} FN \\ \text{sans reprise de bétonnage.} \end{cases} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \boxed{S_t = 25 \text{ cm}}$$

2-Etage courant

Effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.382 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}, FN$$

Espacement :

$$A_t = 1 \text{ cadre } \phi_8 + 1 \text{ étrier } \phi_8 = 4\phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

$$\begin{cases} S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 b} = 1.4 \text{ m.} \\ S_t \leq \min[0.9d, 40 \text{ cm}] = 0.30 \text{ m.} \\ S_t \leq \frac{0.8f_e(\sin \alpha + \cos \alpha)A_t}{b(\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28})}; k = 1, \text{ car } \begin{cases} FN \\ \text{sans reprise de bétonnage.} \end{cases} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \boxed{S_t = 25 \text{ cm}}$$

À l'ELS :

Vérification de la contrainte dans le béton :

Tableau III.23. Vérification des contraintes.

	M^s (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
RDC et Terrasse							
Travée	9.36	0.09	3.66×10^{-4}	2.3	15	92.05	201.64
Appuis	-2.8	0.09	3.66×10^{-4}	0.69	15	27.54	201.64

Etagé courant							
Travée	29.382	0.099	4.34×10^{-4}	6.68	15	234.9	201.64
Appuis	-10.37	0.09	3.66×10^{-4}	2.56	15	101.58	201.64

Pour l'étage courant $\sigma_s < \bar{\sigma}_s \Rightarrow$ Il faut recalculer la section d'armature à l'ELS.

Tableau III. 24. Ferrailage de la poutre de chaînage d'étage courant à l'ELS.

	M^s (KN.m)	β	α	$A_{calculé}$ (cm ²)	$A_{choisie}$ (cm ²)	σ_b (MPa)	Commentaire
Travée	29.382	4.46×10^{-3}	0.35	4.99	3HA16=6.03	7.61	Vérifiée

Etat limite de déformation CBA 93 (Article B.6.5.1).

1- RDC

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 \times M_0} \right) l \right]. \\ l \leq 8m. \\ A_t \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e}. \end{array} \right.$$

$h = 0.35 \text{ m} > 0.085(3.4) = 0.289 \text{ m} \dots\dots\dots$ Vérifiée

$l = 3.4 \text{ m} \leq 8 \text{ m} \dots\dots\dots$ Vérifiée

$A_t = 2.36 \text{ cm}^2 < 10.39 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Vérifiée

Donc Il n'y a pas nécessaire de calculer la flèche.

2- Etagé courant

$h = 0.35 \text{ m} < 0.085(5) = 0.425 \text{ m} \dots\dots\dots$ Non Vérifiée

La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Le tableau ci-dessous résume la vérification de la flèche. :

Tableau III. 25. Vérification des états limite de déformation.

I (cm ⁴)	y (cm)	f _{gv} (mm)	f _{ji} (mm)	f _{gi} (mm)	f _{pi} (mm)	Δf_t (mm)	\bar{f} (mm)
4060	9.52	3.4	2.33	1.51	2.93	2.49	10

La flèche totale $\Delta f_t = 0.249 \text{ m} < f_{adm} = 1 \text{ m}$ vérifié.

Schéma de ferrailage :

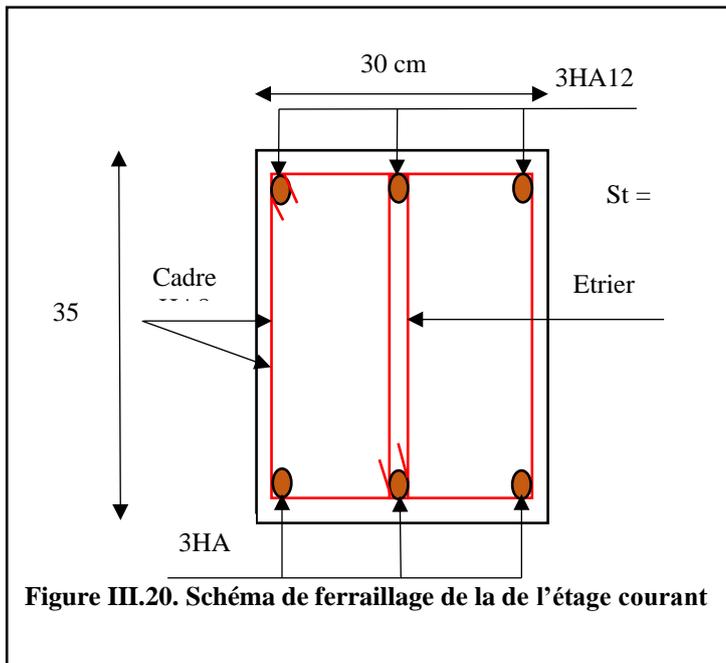


Figure III.20. Schéma de ferrailage de la de l'étage courant

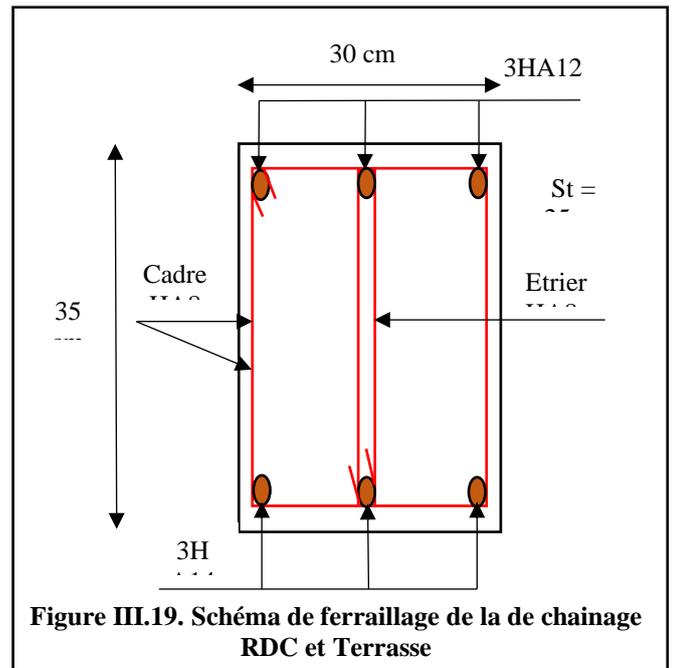


Figure III.19. Schéma de ferrailage de la de chaînage RDC et Terrasse

III.8 Etude de l'acrotère :

Notre bâtiment comporte une terrasse inaccessible délimitées par un acrotère assimilé à une console verticale encastrée au niveau du plancher terrasse.

Hypothèses de calcul :

- ✓ le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- ✓ la fissuration est considéré préjudiciable.
- ✓ L'acrotère sera calculé en flexion composée

Évaluation des charges :

Avec : $W_p = G_1 + G_2 + G_3$ et $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$

W_p : poids totale

G_1 : poids propre

G_2 : Poids d'enduit de ciment intérieur : (e = 1.5cm)

G_3 : Poids d'enduit de ciment extérieur : (e = 2cm)

F_p : La force sismique horizontale.

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2B, zone Iia, $A = 0.15$).

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0.8$).

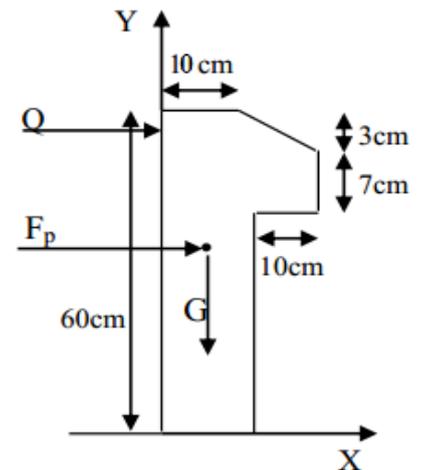


Figure III.21. Coupe transversale de l'acrotère

Tableau III. 26. Evaluation de charge de l'acrotère

	Q (KN/ml)	G ₁ (KN/ml)	G ₂ (KN/ml)	G ₃ (KN/ml)	W _p (KN/ml)	F _p (KN)
Terrasse inaccessible	1	2.46	0.18	0.24	2.88	1.38

III.5.3. Calcul des sollicitations

Calcul du centre de gravité :

$$\left\{ \begin{array}{l} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{array} \right. \rightarrow \text{Terrasse inaccessible} : \begin{cases} X_G = 0.085m \\ Y_G = 0.32m \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = W_p \\ M_Q = Q \times h \\ M_{Fp} = F_p \times Y_G \end{cases} \rightarrow \begin{cases} N_G = 2.88 \text{ KN} \\ M_Q = 0.6 \text{ KN.m} \\ M_{Fp} = 0.44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les combinaisons d'action :

Tableau III.27. Combinaisons d'action de l'acrotère.

	ELU accidentel	ELU	ELS
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q.	G + Q.
N (KN)	2.88	3.89	2.88
M (KN.m)	1.04	0.9	0.6

Remarque : Donc le calcul se fait pour les trois situations puis on ferraille avec le maximum, dans notre cas par calcul des excentricités à chaque combinaison on trouve que la plus défavorable est ELU.

$e_0 > \frac{h}{6} = 10\text{cm}$ → Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau centrale, aussi N est effort de compression dont la section est partiellement comprimée.

Alors, le calcul de fera par assimilation a la flexion simple soumise à un moment $M_{ua} = N_u \times e$ Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ($e = \frac{M_u}{N_u}$) par une excentricité totale de calcul.

$e = e_0 + e_a + e_2$ Avec :

e_0 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définis ci-après.

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, liés à la déformation de la structure.

$e_a = \max(2cm, L/250)$

L : portée de l'élément

$e_2 = \frac{3f^2}{10^4 h} (2 + \alpha\phi) \dots\dots\dots (\text{Art A4.3.5})$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.8} = 0$ (RPA Article A.4.3.5)

l_f : Longueur de flambement $l_f = 2 l_0$

$M_u = N_u \times e$

Résultats :

$\left\{ \begin{array}{l} ELU \\ \end{array} \right\} \begin{cases} e = 0.256m \\ M = 1KN.m \end{cases}$ D'où : $N_u = 3.89$ KN et $M_u = 1$ KN.m

III.8.2 Ferrailage de l'acrotère :

Calcul à l'ELU accidentel :
 $N_u = 3.89$ KN et $M_u = 1$ KN.m

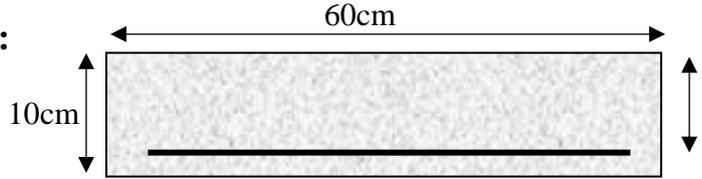


Fig. III.22. Section à ferrailer.

M_{ua} : moment de flexion évalué au niveau de l'armature

$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - \frac{h}{2}) = 1.214$ KN.m

$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.214 \times 10^3}{1 \times 0.13 \times 142} = 0.00506 < \mu_t = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$

$\alpha = 0.00634 \Rightarrow z = 0.13m$ et $f_{st} = 400$ Mpa

$A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 0.27$ cm²

On revient à la flexion composée : $A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.26$ cm²

• Vérification à l'ELU :

✓ La condition de non fragilité :

$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{21}{400} \Rightarrow A_{min} = 1.57$ cm²

$A_{min} > A_s \Rightarrow$ On adopte : $A_s = 4HA8 = 2.01$ cm² /ml

Armature de répartitions :

$A_r = \frac{A}{4} = 0.39$ cm² /ml

Choix d'armatures : $\begin{cases} A \rightarrow 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_r \rightarrow 4HA6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$

✓ Vérification au cisaillement

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$V_u = F_p + Q = 2.38$ KN.

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.38 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.018$ Mpa .

$\bar{\tau}_u < \text{Min} (0.1 f_{c28} / \gamma_b ; 3 \text{ MPa})$

$\tau_u = 0.018$ Mpa < $\bar{\tau}_u = 2.5$ Mpa Condition vérifiée.

✓ Espacement

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33,3$ cm. On adopte $S_t = 30$ cm.

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 60/3 = 20$ cm. On adopte $S_t = 20$ cm.

• Vérification à l'ELS

$d = 0.13$ m ; $N_{ser} = 2.88$ KN ; $M_{ser} = 0.6$ KN.m ; $\eta = 1.6$ pour les HR

$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = 0.208 > \frac{h}{2}$ → la section est partiellement comprimée.

Position de l'axe neutre :

$y = y_c + c$ avec $c = \frac{h}{2} - e_0 = -0.133$

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0$$

$$p = -3 \times c^2 + \frac{(d-c) \times 90 \times A_s}{b} = -3 \times (0.133)^2 + \frac{(0.13+0.133) \times 90 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1} = -0.048 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times c^3 - \frac{(d-c)^2 \times 90 \times A_s}{b} = -2 \times (-0.133)^3 - \frac{(0.13+0.133)^2 \times 90 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1} = 0.00595 \text{ m}^2$$

$$y_c^3 - 0.048 \times y_c + 0.00595 = 0$$

Par tâtonnement ; $y_c = 0.268 \text{ m}$ donc $y = 0.135 \text{ m}$

✓ **Vérification des contraintes**

On doit vérifier : $\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{cases}$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = N_{ser} \times \frac{y}{\mu t} \\ \sigma_{st} = 15 \times N_{ser} \times \frac{(d-y)}{\mu t} \end{cases} \text{ et } \begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n} \times f_{tj} \right) = 201.63 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$\mu = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d-y) \Rightarrow \mu = 0.00885 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 0.043 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \\ \sigma_{st} = -0.0032 \text{ Mpa} < 201.63 \text{ Mpa} \end{cases} \dots\dots\dots \text{conditions vérifiés.}$$

- Schéma de ferrailage de l'acrotère.

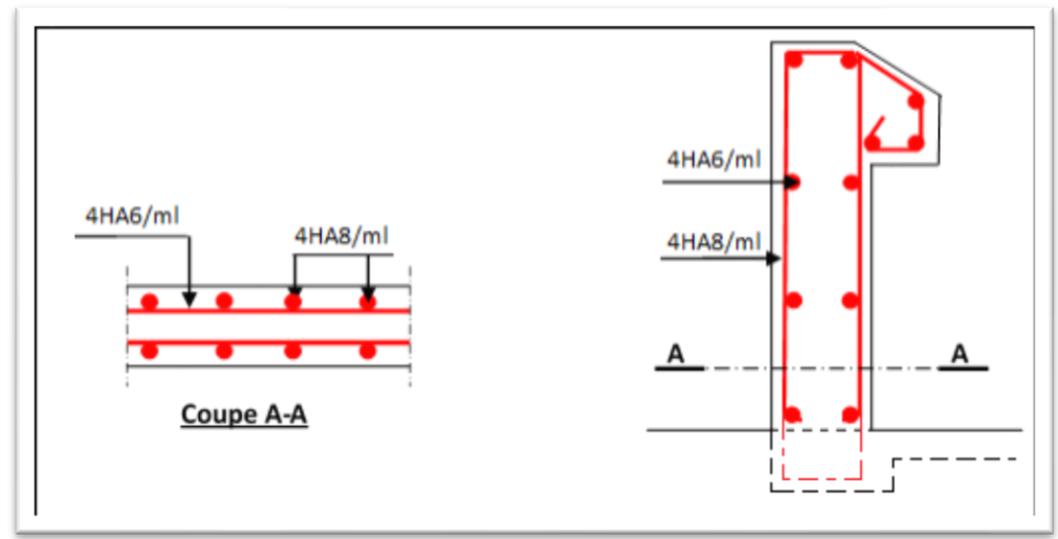


Figure III.23. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.9 L'Ascenseur

Caractéristiques de l'Ascenseur

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement des personnes vers les différents niveaux. Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale munie d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

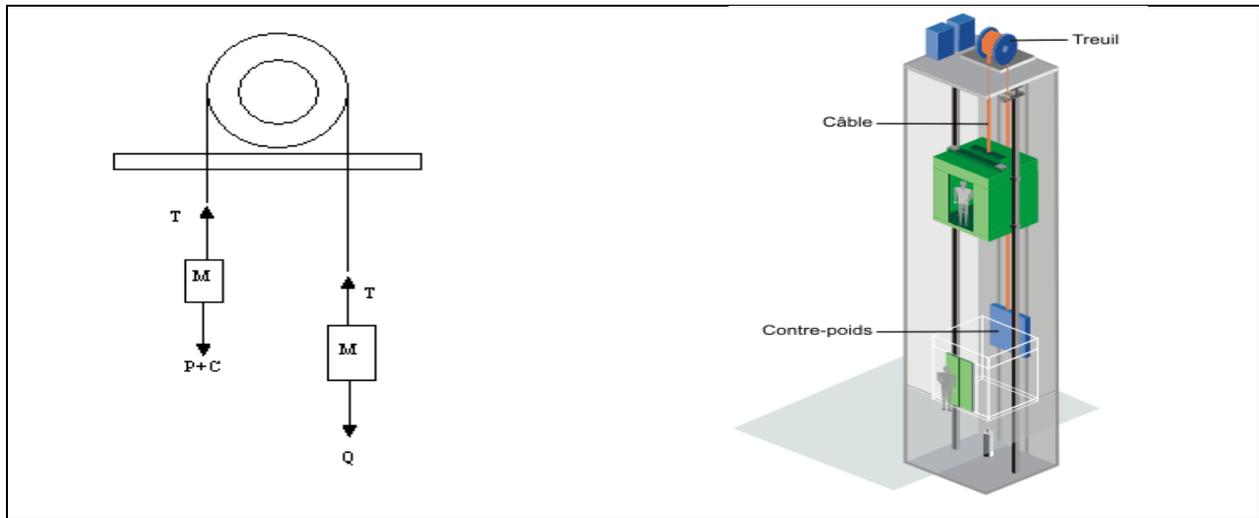


Figure.III.24. Schéma statique et concept d'Ascenseur.

$$n = \frac{\text{charge nominale}}{75} = \frac{630}{75} = 8.4 \text{ soit } 8 \text{ personnes}$$

L : Longueur de l'ascenseur=190cm.

l : Largeur de l'ascenseur=190cm.

Fc : Charge due à la cuvette =102KN.

Pm : Charge due à l'ascenseur =15KN.

Dm : Charge due à la salle des machines = 82KN.

Pp : La charge nominale = 6.3 KN

La vitesse V =1m/ s.

Étude de la dalle d'ascenseur

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

On a $l_x = 1.90\text{m}$ et $l_y = 1.90\text{m}$ donc une surface $S = 3.61\text{m}^2$.

$$e \geq \frac{l}{20} = \frac{210}{20} = 9.5\text{cm} \text{ Soit } e=20\text{cm}$$

La dalle inférieur << cas d'une charge répartie >>

1) Evaluation des charges et surcharges

✓ Poids de la dalle en béton armé

$$G_1 = 25 \times 0.20 = 5\text{KN/m}^2$$

✓ Poids de revêtement en béton : (e= 4 cm)

$$G_2 = 25 \times 0.04 = 1\text{KN/m}^2$$

✓ La charge due a la cuvette :

$$G_3 = \frac{F_c}{S} = \frac{102}{3.61} = 28.25\text{KN/m}^2$$

✓ La charge total G

$$G = G_1 + G_2 + G_3 = 5 + 1 + 28.25 = 34.25\text{KN/m}^2$$

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

2) Calcul des sollicitations

$$\text{ELU} \quad q_u = 1.35G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 \times 34.25 + 1.5 \times 1 = 47.73\text{KN/m}^2$$

Calcul des moments

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\Rightarrow v=0 \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1.0000 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 6.34 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 6.34 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 5.4 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 5.4 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_a^x = -2.7 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -2.7 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul de ferrailage

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x=18\text{cm}$. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 28. Ferrailage de la dalle inferieur.

Sens		μ_{bu}	α	Z	A _{cal}	A _{min}	A _{adop}
Travée	Xx	0.011	0.014	0.178	0.867	1.65	4HA10=3.14
	Yy	0.011	0.014	0.178	0.867	1.65	4HA10=3.14
Appui		0.005	0.007	0.179	0.412	1.65	3HA10=2.36

Espacement des barres

Sens xx' : $St \leq \min(3e, 33\text{cm}) \Rightarrow St = 100/4 = 25\text{cm}$ Vérifiée.

Sens yy' : $St \leq \min(3e, 33\text{cm}) \Rightarrow St = 100/3 = 33\text{cm}$ Vérifiée

Vérification de l'effort tranchant

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 2267 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.11 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.11 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

A L'ELS $q_s = 35.25 \text{ KN.m}$

$$\rho = 1 \Rightarrow d' \text{ après l'annexe 1 } \begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1.0000 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 5.61 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 5.61 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 4.77 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 4.77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **La vérification de la contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 29. Vérification de la contrainte de béton.

Sens		Y	I	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
Travée	xx	0.037	0.00011	1.52	15	Vérifié
	yy	0.037	0.00011	1.36	15	Vérifié
Appui		0.031	0.00010	0.80	15	Vérifié

✓ **Etat limite de déformation :**

SENS XX'

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{0.2}{1.9} = 0.105 > \max\left(\frac{3}{80}, \frac{M_t}{20M_0}\right) = \max\left(\frac{3}{80}, \frac{5.4}{20 \times 6.34}\right) = 0.042 \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = 0.0017 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \text{condition vérifiée.}$$

3. $l = 1.9\text{m} < 8\text{m}$ condition vérifiée.

Donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

SENS YY'

1. $\frac{0.2}{1.9} = 0.089 > \max\left(\frac{3}{80}, \frac{4.21}{20 \times 4.95}\right) = 0.042$...condition vérifiée.

2. $\frac{A_s}{b \times d} = 0.0017 < \frac{2}{f_e} = 0.005$condition vérifiée.

3. $l = 1.9\text{ m} < 8\text{m}$ condition vérifiée.

Donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

III.5.1.1. La dalle supérieur « cas d'une charge concentrée »:

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$. Elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

Avec :

- ✓ a_0, b_0 : Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.
- ✓ u, v : les dimensions de la surface du rectangle d'impact de la charge p .
- ✓ a_0 et u : dimensions suivant x-x.
- ✓ b_0 et v : dimensions suivant y-y.

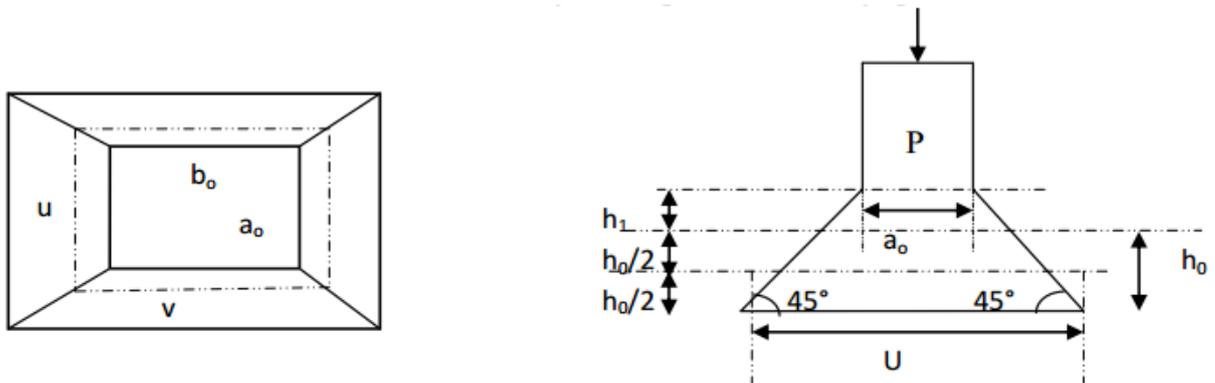


Figure III.25. Schéma représentant la surface d'impact

On a : $\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \end{cases}$ pour $V = 1\text{m/s} \Rightarrow a_0 = b_0 = 80\text{cm}$

✓ h_1 : Épaisseur de revêtement sur la dalle $h_1 = 4\text{cm}$

✓ h_0 : Épaisseur de la dalle

✓ ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement.

On a un revêtement en béton donc : $\xi = 1$

$\Rightarrow u = v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 = 108\text{cm}$

1) **Evaluation des charges :** $G = Dm + Pm + Pp = 82 + 15 + 6.3 = 103.3\text{ KN}$

2) **Calcul des sollicitations : ELU** $qu = 1.35 \times G = 1.35 \times 103.3 = 139.45\text{ KN}$

Calcul des moments

✓ **Moment M_{x1} et M_{x2} du système de levage :**

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u \times (M_1 + 0.2M_2) \times u \times v \\ M_{y1} = q_u \times (M_2 + 0.2M_1) \times u \times v \end{cases} \text{ en se référant de l'Annexe (2) pour Extraire } M_1 \text{ et } M_2$$

$$M_1 = M_2 = 0.09 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{x1} = M_{y1} = 17.56 \text{ KN.m}$$

✓ **Moment due au poids propre de la dalle :**

$$q_u = 1.35 \times 6 + 1.5 \times 1 = 8.25 \text{ KN}$$

$$\rho = 1 \Rightarrow v = 0 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1.0000 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = M_{x2} = 1.09 \text{ KN.m} \\ M_0^y = M_{y2} = 1.09 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Superposition des moments** $\begin{cases} M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 18.65 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 18.65 \text{ KN.m} \end{cases}$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 15.85 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 15.85 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_a^x = M_a^y = -9.32 \text{ KN.m}$$

3) Ferrailage :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 18 \text{ cm}$. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 30. Ferrailage de la dalle superieur.

Sens		μ_{bu}	α	Z	A _{cal}	A _{min}	A _{adop}
Travée	xx	0.034	0.043	0.177	2.57	1.65	4HA10=3.14
	yy	0.034	0.043	0.177	2.64	1.6	4HA10=3.14
Appui		0.020	0.025	0.178	1.50	1.65	3HA10=2.36

Espacement des barres

Sens xx' : $St \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) \Rightarrow St = 100/4 = 25 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Vérifiée.

Sens yy' : $St \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) \Rightarrow St = 100/3 = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Vérifiée

Vérification de l'effort tranchant

$$V_u^x = \frac{q_u}{a_0 \times 3} = 5810 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.32 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

A L'ELS $q_s = 104.3 \text{ KN.m}$

Calcul des moments

✓ **Moment M_{x1} et M_{x2} du système de levage :**

$$\begin{cases} M_{x1} = q_s \times (M_1 + 0.2M_2) \\ M_{y1} = q_s \times (M_2 + 0.2M_1) \end{cases} \text{ en se référant de l'Annexe (2) pour Extraire } M_1 \text{ et } M_2$$

$$M_1 = M_2 = 0.09 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{x1} = M_{y1} = 11.26 \text{ KN.m}$$

✓ **Moment due au poids propre de la dalle :**

$$q_s = 5 + 1 = 6 \text{ KN}$$

$$\rho = 1 \Rightarrow v=0 \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1.0000 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = M_{x2} = 0.087 \text{ KN.m} \\ M_0^y = M_{y2} = 0.087 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Superposition des moments :**

$$\begin{cases} M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 12.13 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 12.13 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 10.31 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 10.31 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_a^x = M_a^y = -6.065 \text{ KN.m}$$

✓ **La vérification de la contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 31. Vérification de la contrainte de béton.

Sens		Y	I	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	Observation
Travée	xx	0.037	0.00011	3.5	15	Vérifié
	yy	0.037	0.00011	3.46	15	Vérifié
Appui		0.031	0.00010	1.84	15	Vérifié

✓ **Etat limite de déformation**

SENS XX'

1. $\frac{h_t}{l} = \frac{0.2}{1.9} = 0.10 > \max\left(\frac{3}{80}, \frac{M_t}{20M_0}\right) = \max\left(\frac{3}{80}, \frac{10.31}{20 \times 12.13}\right) = 0.042 \dots \text{condition vérifiée.}$

2. $\frac{A_s}{b \times d} = 0.0017 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \text{condition vérifiée.}$

3. $l = 1.9 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \text{condition vérifiée.}$

Donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

SENS YY'

1. $\frac{0.2}{1.9} = 0.10 > \max\left(\frac{3}{80}, \frac{10.31}{20 \times 12.13}\right) = 0.042 \dots \text{condition vérifiée.}$

2. $\frac{A_s}{b \times d} = 0.0017 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \text{condition vérifiée.}$

3. $l = 1.9 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \text{condition vérifiée.}$

Donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

III.5.2. Schémas de Ferrailage

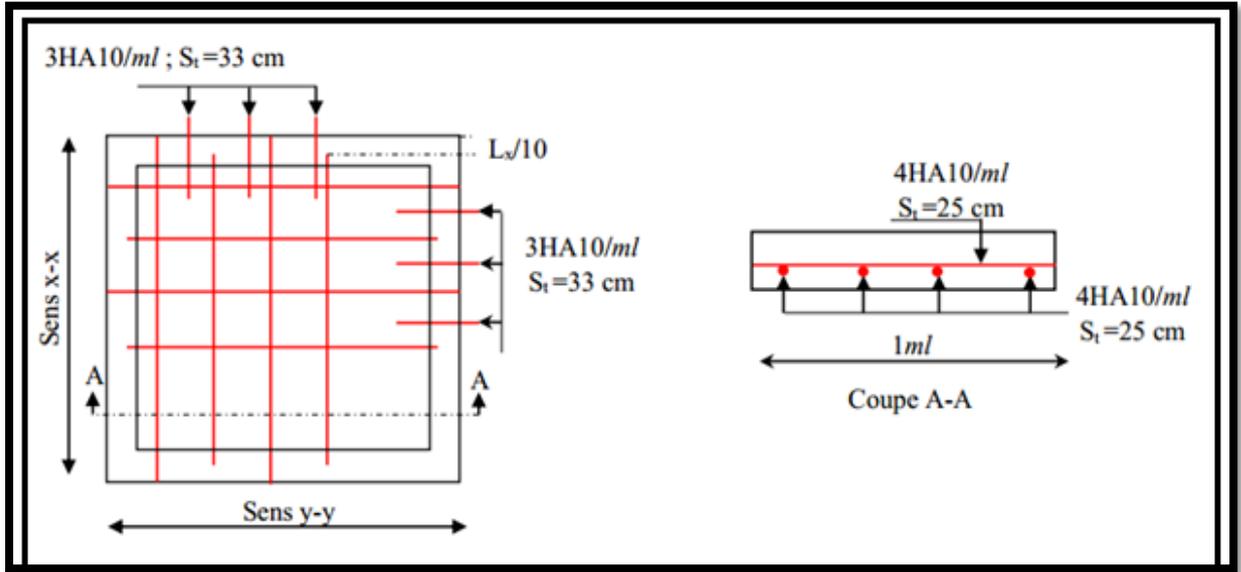
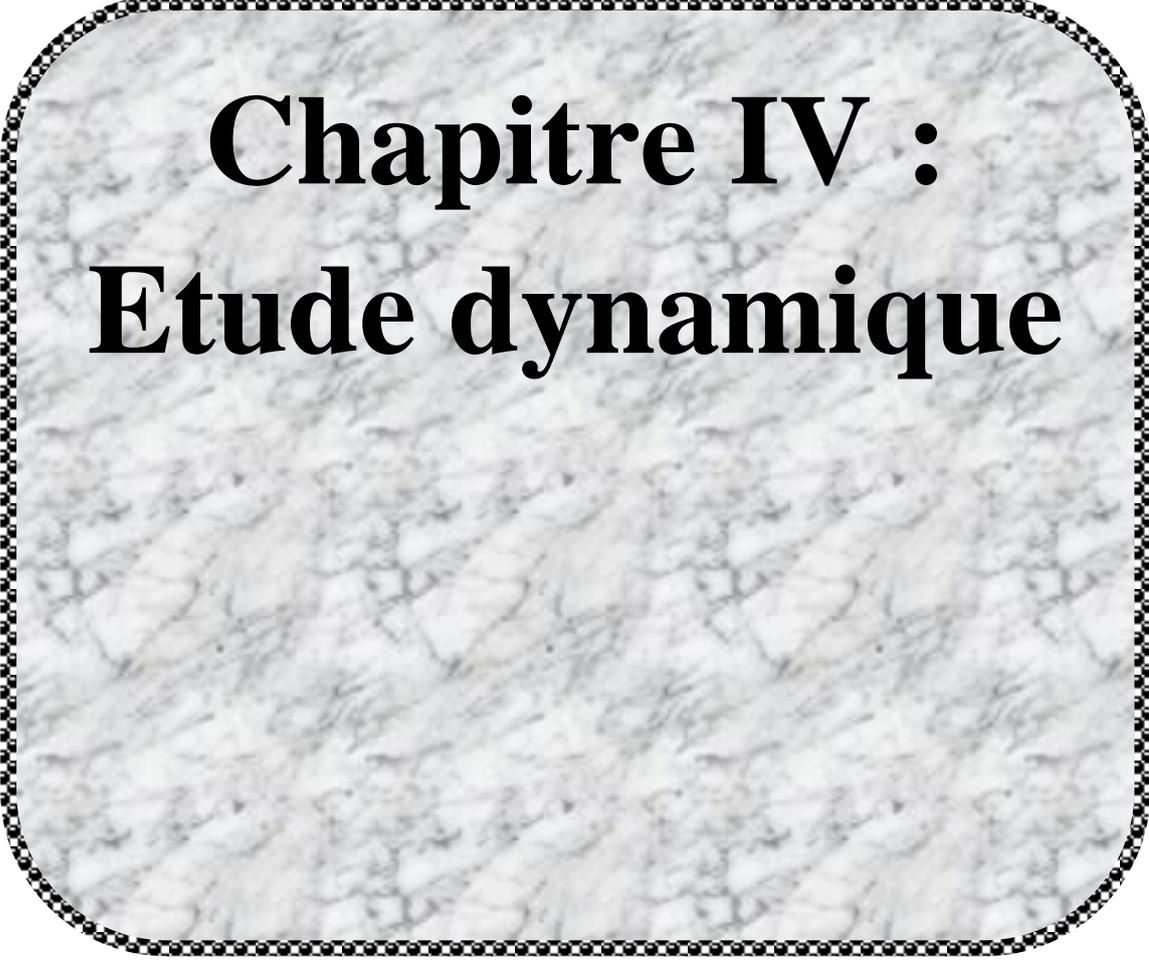


Figure III.25. Schémas de Ferrailage des deux dalles d'ascenseur.



Chapitre IV :
Etude dynamique

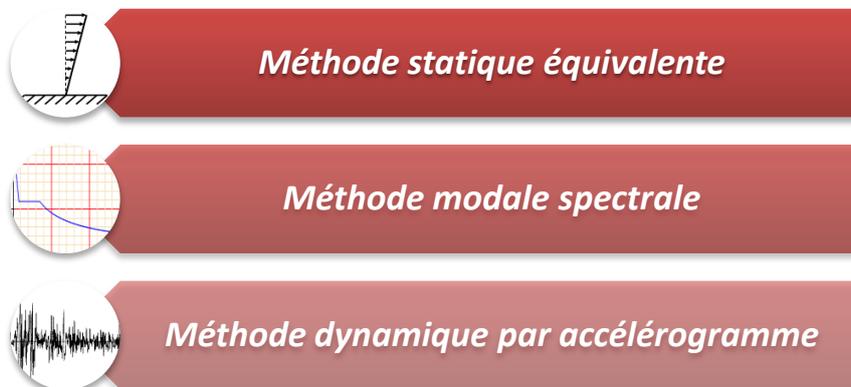
IV.1 Introduction

Le but de ce chapitre est l'étude de comportement de la structure causée par des charges dynamiques qui, contrairement à des charges statiques, varient dans le temps. Ces charges dynamiques engendrent des déplacements qui dépendent du temps. On pourrait donc conclure que l'analyse dynamique d'une structure, nécessite un modèle qui reflète le fonctionnement de l'ouvrage sous ces charges.

En effet, la modélisation a pour objet d'élaborer un modèle capable de décrire, de manière plus ou moins approchée, le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

IV.2 Méthodes utilisables

Selon le **RPA99/2003** le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :



IV.3 Choix de la méthode de calcul

Le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux principales méthodes :

IV.3.1 Méthode statique équivalente

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.)

IV.3.2 Méthode dynamique qui regroupe

- La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas prise ;

- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix de séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Dans notre cas, la condition de régularité en plan n'est pas satisfaite, de plus, la hauteur de notre structure (zone II a, groupe d'usage 2) est supérieure à 23 m, donc la méthode statique équivalente est inapplicable (**RPA99 Art 4.1.2**).

IV.3.2.1 Présentation de la méthode modale spectrale

La méthode modale spectrale est la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.4 Calcul de la force sismique V statique

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

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \dots \dots \dots \text{(RPA99/2003 Art (4.2.3))}$$

Tel que :

- A**: coefficient d'accélération de la zone ; (RPA99/2003 tableau (4.1))
- D**: facteur d'amplification dynamique moyen ; (RPA99/2003 (4.2))
- R**: coefficient de comportement global de la structure ; (RPA tableau (4.3))
- Q**: facteur de qualité ; (RPA (4 - 4))
- W**: poids total de la structure (RPA(4 - 5))

Détermination des paramètres cités au-dessus selon notre structure :

✓ Coefficient d'accélération de la zone :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage 2} \\ \text{Zone II}_a \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0.15$$

✓ Coefficient de comportement global de la structure :

Dans notre cas, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques/voiles avec justification de l'interaction $\Rightarrow R = 5$.

✓ Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le calcul de ce facteur dépend, de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta (T_2/3.0)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.2)}$$

Facteur de correction d'amortissement η donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.3)}$$

Avec : ξ est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et d'importance des remplissages.

Pour notre cas, on a un remplissage dense et un système mixte :

$$\xi = 7\%$$

D'où $\eta = 0.88$

$$\text{On a un site ferme } S_2 \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.4 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Tableau 4.7)}$$

Avec :

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associé à la catégorie de site.

IV.4.1 Calcul de la période fondamentale de la structure

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte (voiles/portiques), donc :

$$\Rightarrow \begin{cases} T = C_T H^{3/4} & \text{RPA99/2003 (Formule 4 - 6)} \\ T = 0.09 H / \sqrt{L} & \text{RPA99/2003 (Formule 4 - 7)} \end{cases}$$

Tel que :

$C_T = 0.05$: coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé.
RPA99/2003 (Tableau IV.6)

$H = 30.94 \text{ m}$: hauteur total du bâtiment.

L = dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_x = 21.5 \text{ m} \\ L_y = 11.3 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{On aura : } \begin{cases} T_x = \min (0.64; 0.58) = 0.58 \text{ s} \\ T_y = \min (0.64; 0.80) = 0.64 \text{ s} \end{cases}$$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1.72 \\ D_y = 1.61 \end{cases}$$

✓ Facteur de qualité :

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$ RPA99/2003 (Formule (4-4))

Avec :

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités.

N°	Critère (q)	Observée	P_q/xx	Observée	P_q/yy
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2	Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3	Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc : $\begin{cases} Q_x = 1.10 \\ Q_y = 1.10 \end{cases}$

✓

Poid

s total de la structure :

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad \text{RPA99/2003 (Formule (4 - 5))}$$

Avec :

W_{Gi} : poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuelles, solidaires de la structure.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, est donné par le tableau du (RPA tableau 4.5)

Dans notre cas : $\beta = 0.2$ (habitation)

Dans notre cas, on a : $W = 21392.14\text{KN}$

La force sismique statique à la base de la structure est :

$$\begin{cases} V_x^{st} = 1214.95\text{KN} \\ V_y^{st} = 1137.77\text{KN} \end{cases}$$

IV.5 Spectre de réponse de calcul (RPA99/2003 art 4.3.3)

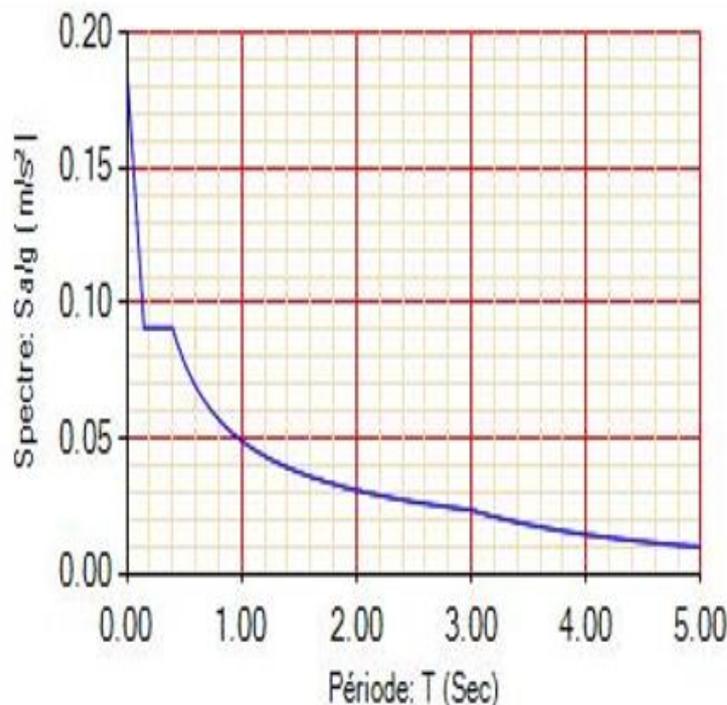


Figure IV.1 : Spectre de réponse sens X-X et Y-Y.

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003(4.13)}$$

IV.6 Modélisation et résultats

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est ETABS

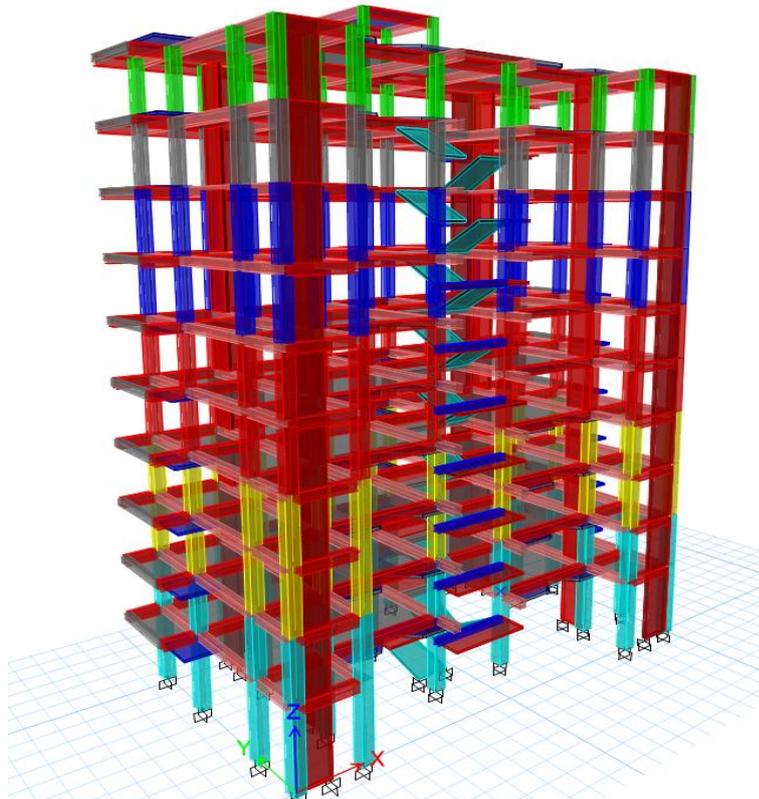


Figure IV. 2 : Vu en 3D de la structure modélisée avec le logiciel ETABS.

IV.6.1 Mode de vibration et taux de participation des masses :

Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui leur revient sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2. Période et taux de participation massique de la structure.

Modes	Période (s)	Masses cumulées U_x	Masses cumulées U_y
1	0.747	0.0004	0.7728
2	0.72	0.7576	0.7732
3	0.666	0.7576	0.7732
4	0.238	0.7577	0.8972

5	0.223	0.8928	0.8973
6	0.206	0.8985	0.8973
7	0.127	0.8985	0.9402
8	0.117	0.9394	0.9402
9	0.105	0.9428	0.9402
10	0.101	0.9429	0.9468
11	0.095	0.9485	0.9468
12	0.077	0.9486	0.9688

IV.6.1.1 Analyse des résultats

- D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le taux de participation massique selon l'axe Y atteint les 90% au bout du 7^{ème} mode, et selon l'axe X au bout du 8^{ème} mode.
- Les périodes numériques obtenues par le logiciel **ETABS** dans les deux premiers modes sont inférieurs à celles calculées après majoration de 30%. (**RPA99/2003 Art 4.2.4**)

Les périodes majorées de 30% $\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.75 \text{ s} \\ T_y = 0.83 \text{ s} \end{cases}$

IV.6.2 Les modes de vibrations

Selon le **RPA** pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y.

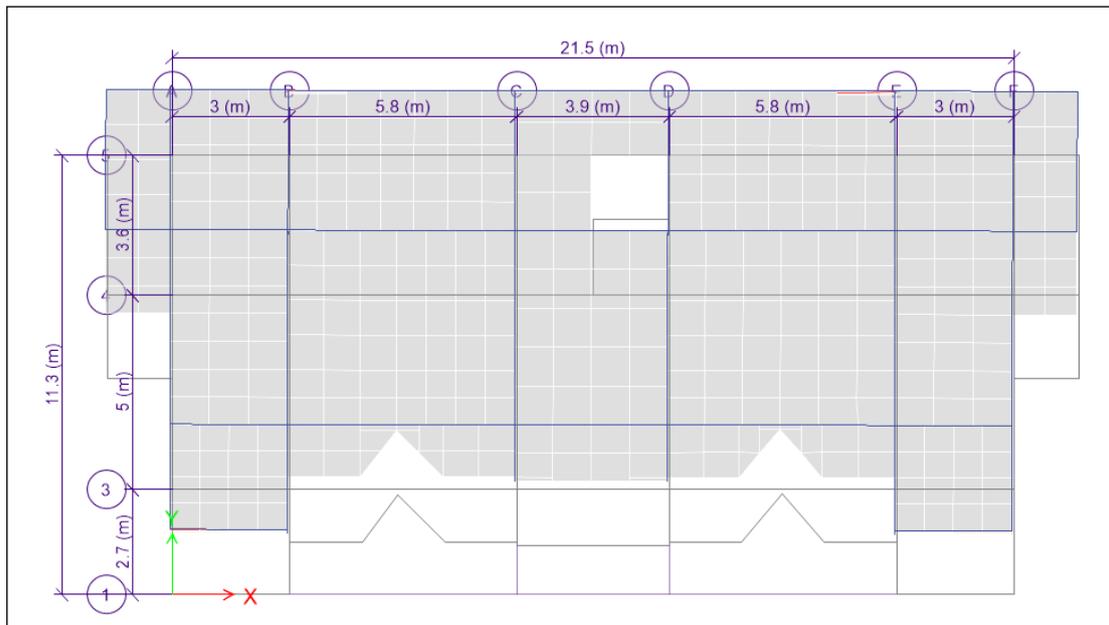


Figure IV.3. Mode 1 de déformation (translation suivant l'axe Y-Y).

Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe X-X.

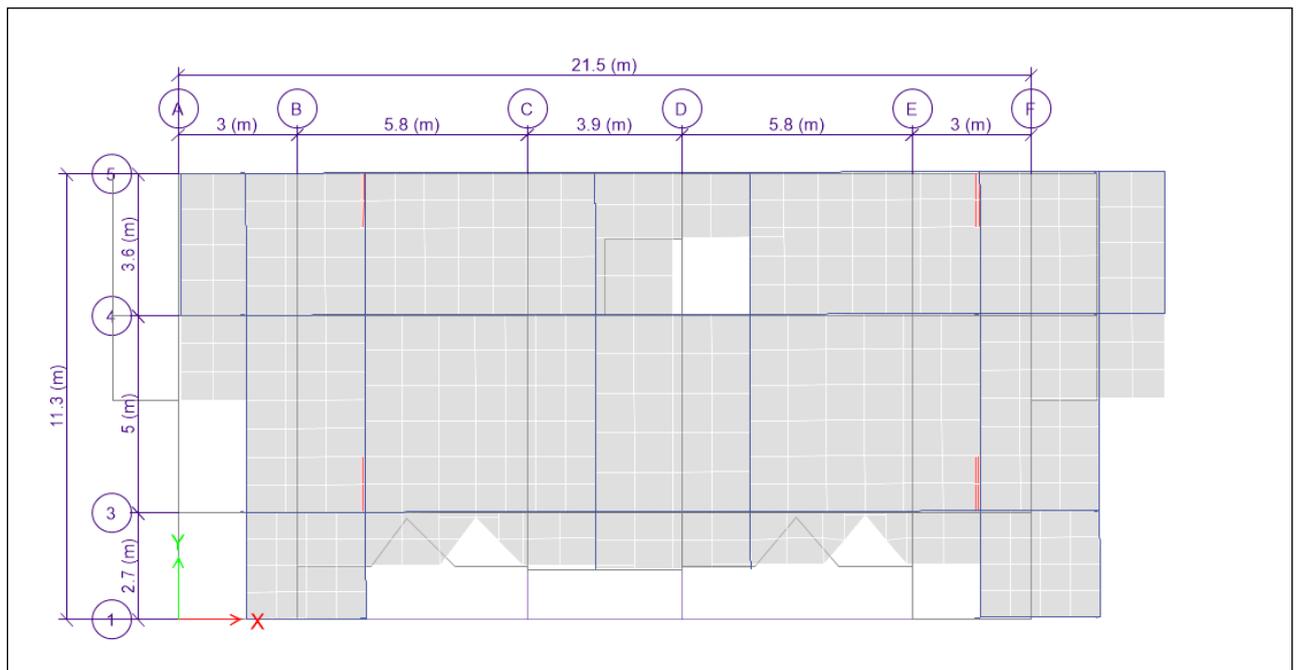


Figure IV.4. Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe X-X).

Le troisième mode est une rotation selon l'axe Z-Z.

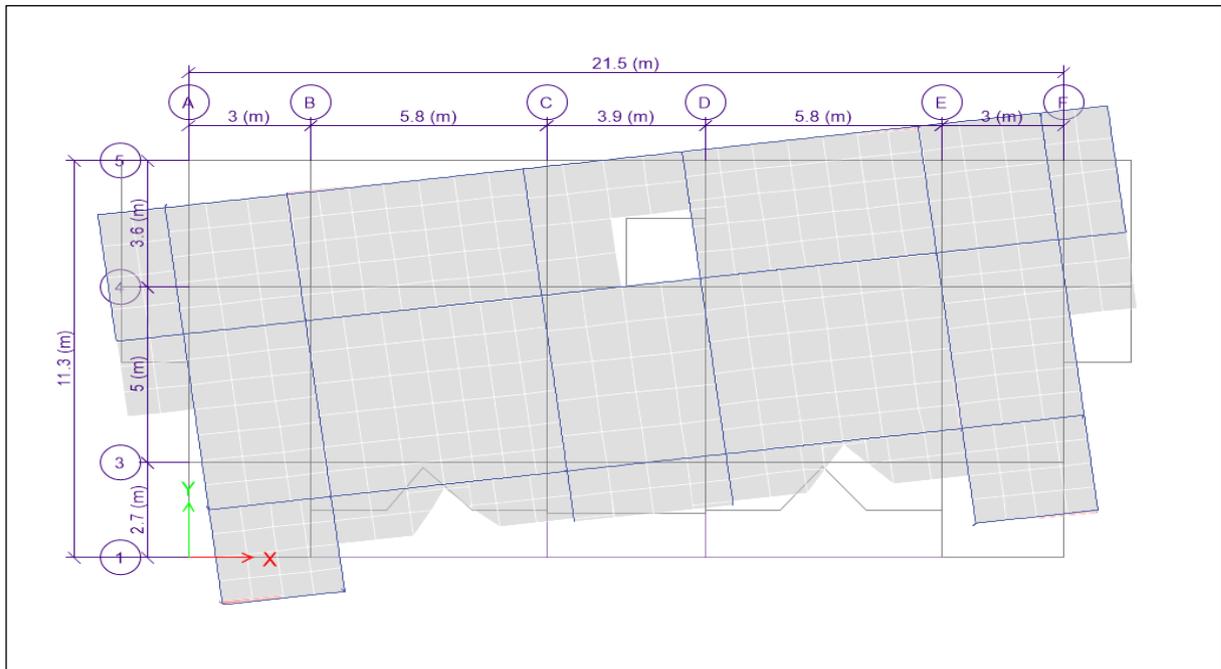


Figure IV.5. Mode 3 de déformation (rotation suivant Z-Z).

IV.6.3 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 :

IV.6.3.1 Vérification de la résultante des forces sismiques :

Après avoir calculé l'effort statique à la base et l'effort dynamique, le **RPA** prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{\text{dyn}} \geq 0.8 V_{\text{st}} \quad \text{RPA99/2003 (Art 4.3.6)}$$

Avec :

V_{dyn} : L'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectrale modal).

Si $V_{\text{dyn}} < 0.8 V_{\text{st}}$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport $0.8 V_{\text{st}} / V_{\text{dyn}}$.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 : Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.

Sens	V _{statique} (KN)	0.8V _{statique} (KN)	V _{dynamique} (KN)	Observation
X-X	1214.95	971.95	1010.5691	vérifiée
Y-Y	1137.77	910.21	1010.88	vérifiée

D’après le tableau IV.3, on constate que la condition du RPA99v2003 : $V_{dyn} \geq 0.8V_{st}$ est satisfaite selon les deux sens, alors majorer les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale de $(0.8V_{st}/V_{dyn})$, n’est pas nécessaires

IV.6.3.2 Justification de l’interaction (voiles-portiques) :

Pour justifier le contreventement mixte, le RPA exige que les charges horizontales soient reprises conjointement par les voiles et les portiques et cela selon leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l’effort tranchant d’étage. (RPA99/2003 Art 3.4.a)

IV.6.3.2.1 Sous charges verticales :

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$$

Les résultats de l’interaction sous charges verticales sont présentés dans le tableau suivant

Tableau IV.4. Interactions sous charge vertical.

Niveau	Charges verticales (KN)		(%) des charge verticales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
RDC	18917.8603	4541.6134	80.64	19.36

IV.6.3.2.2 Sous charges horizontales

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5. Interaction sous charge horizontal.

Niveau	Chargement horizontal (KN)				(%) du chargement horizontal			
	Sens X-X		Sens Y-Y		Sens X-X		Sens Y-Y	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques %	Voiles %	Portiques %	Voiles %
9	202.33	45.52	165.72	62.58	81.63	18.37	72.59	27.41
8	226.77	106.94	220.18	105.42	67.95	32.05	67.62	32.38
7	324.35	121.28	291.67	147.10	72.78	27.22	66.47	33.53
6	366.91	174.41	333.87	205.35	67.78	32.22	61.92	38.08
5	434.18	191.37	429.16	193.84	69.41	30.59	68.89	31.11
4	455.48	241.87	457.50	238.94	65.32	34.68	65.69	34.31
3	527.46	233.36	511.33	250.74	69.33	30.67	67.10	32.90
2	522.21	291.08	509.62	306.75	64.21	35.79	62.42	37.58
1	549.16	325.78	554.62	308.26	62.76	37.24	64.27	35.73
RDC	515.67	466.25	567.41	442.34	52.52	47.48	56.19	43.81

On remarque que l'interaction sous charge horizontale est vérifiée pour tous les niveaux.

IV.6.3.3 Vérification de l'effort normal réduit :

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30 \quad (\text{RPA99/2003 Art 7.4.3.1})$$

Tel que:

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

B : section du béton.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à la compression.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

Tableau IV.6. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	b (cm)	h (cm)	Aire (cm ²)	N_d (KN)	v	Observation
9	45	40	1800	168.8209	0.038	Vérifiée
8	45	45	2025	330.219	0.065	Vérifiée
7	45	50	2250	497.331	0.088	Vérifiée
6	45	50	2250	689.1803	0.123	Vérifiée
5	50	50	2500	902.3002	0.144	Vérifiée
4	50	50	2500	1131.3535	0.181	Vérifiée
3	50	55	2750	1377.5364	0.200	Vérifiée
2	50	55	2750	1636.8861	0.238	Vérifiée
1	55	55	3025	1914.7097	0.253	Vérifiée
RDC	55	55	3025	2180.9711	0.288	Vérifiée

Analyse des résultats :

On voit bien à travers ce tableau que la condition de l'effort normal réduit dans tous les niveaux est vérifiée.

IV.6.3.4 Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0 % de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à : **(RPA99/ version 2003**

(Art 5.10) $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec : $\delta_k = R\delta_{ek}$

Tel que :

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA99/2003 (Art 4.43)**.

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

R : Coefficient de comportement.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.7. Vérification des déplacements relatifs.

Niveau	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)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$
RDC	391	0.0975	0.487	0	0.487	0.001	0.119	0.599	0	0.599	0.002
1	289	0.2134	1.067	0.487	0.579	0.002	0.264	1.321	0.599	0.722	0.002
2	289	0.3428	1.714	1.067	0.647	0.002	0.426	2.131	1.321	0.81	0.003
3	289	0.4753	2.376	1.714	0.662	0.002	0.590	2.951	2.131	0.820	0.003
4	289	0.6071	3.035	2.376	0.659	0.002	0.749	3.748	2.951	0.797	0.003
5	289	0.7317	3.658	3.035	0.623	0.002	0.898	4.493	3.74	0.744	0.003
6	289	0.8466	4.233	3.658	0.574	0.002	1.035	5.178	4.493	0.685	0.002
7	289	0.9488	4.744	4.233	0.511	0.002	1.155	5.775	5.178	0.597	0.002
8	289	1.0512	5.256	4.744	0.512	0.002	1.256	6.282	5.775	0.507	0.002
9	289	1.1458	5.729	5.256	0.473	0.002	1.343	6.718	6.282	0.435	0.002

Analyse des résultats

D'après les résultats obtenus dans le tableau, on peut dire que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV.6.3.5 Justification vis à vis de l'effet P-Delta:

Selon le **RPA99/ version 2003 (Art 5.9)**, Les effets du 2^o 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 :

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

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

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k :

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

h_k : hauteur de l'étage k.

- 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 $1/(1 - \theta_k)$.

- Si $\theta_k > 0.20$, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau IV.8. Vérification de l'effet P- Δ .

Niveau	h _k (cm)	P _k (KN)	Sens x-x			Sens y- y		
			Δ_k (cm)	V _k (KN)	θ	Δ_k (cm)	V _k (KN)	θ
RDC	391	21392.143	0.4875	1010.569	0.026	0.599	1010.109	0.032
1	289	18862.029	0.5795	984.213	0.038	0.722	982.097	0.048
2	289	16710.290	0.647	939.027	0.040	0.81	937.369	0.050
3	289	14602.262	0.6625	878.953	0.038	0.8205	876.929	0.047
4	289	12494.235	0.659	806.986	0.035	0.797	801.612	0.043
5	289	10425.945	0.623	721.808	0.031	0.7445	715.331	0.038
6	289	8357.655	0.5745	622.863	0.027	0.685	616.552	0.032
7	289	6329.102	0.511	509.920	0.022	0.597	500.727	0.026
8	289	4300.549	0.512	378.332	0.020	0.5075	370.384	0.020
9	289	2307.761	0.473	221.306	0.017	0.4355	220.048	0.016

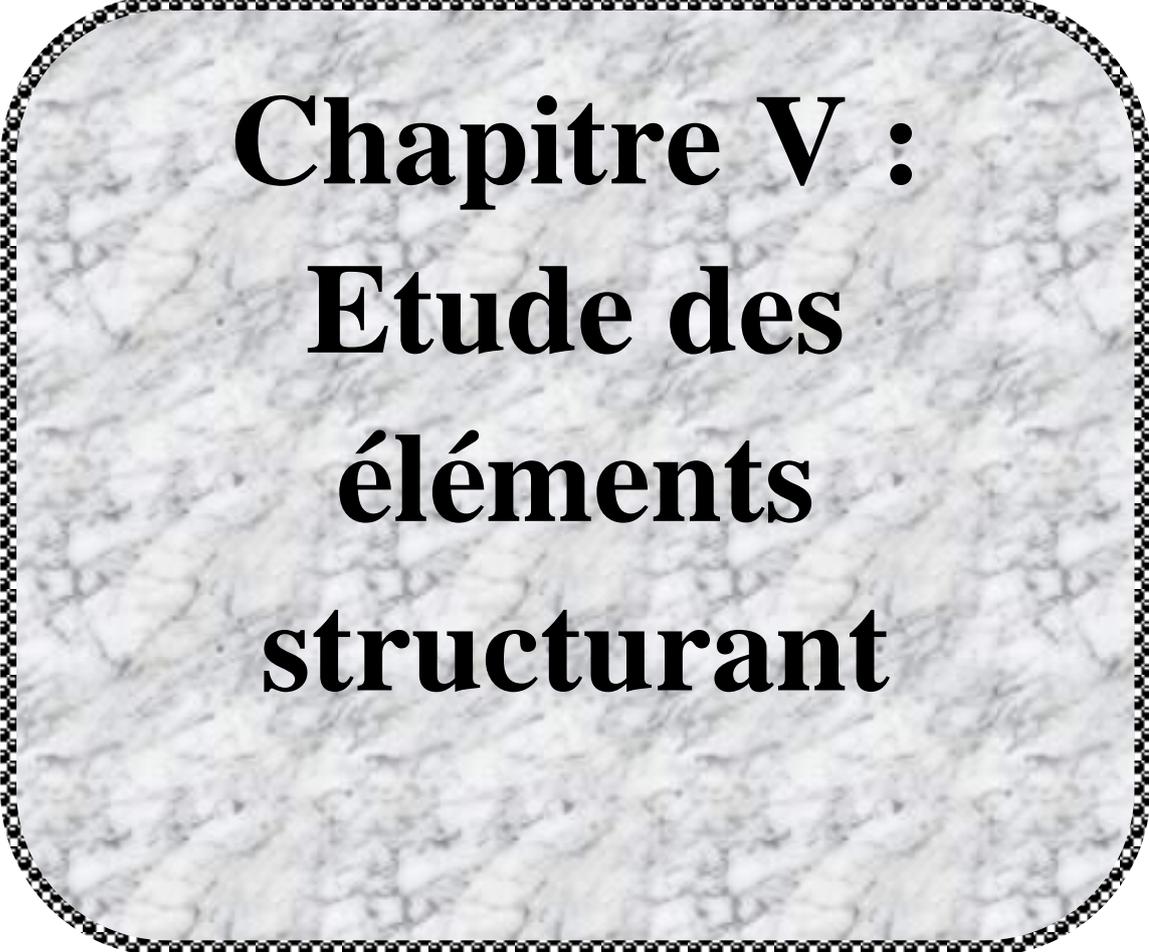
Analyse des résultats

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci- dessus, les efforts P- Δ peuvent être négligés.

IV.7 Conclusion

Plusieurs dispositions ont été modélisées afin d'arriver à satisfaire toutes les exigences du **RPA99/Version 2003**, car l'aspect architectural à été un véritable obstacle pour la disposition des voiles.

Mais finalement, nous avons abouti à une disposition qui nous a donné un bon comportement dynamique de la structure, après avoir augmenté les sections des poteaux, avec réduction du nombre des voiles.



Chapitre V :
Etude des
éléments
structurant

V.1. Introduction

Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.

✓ Hypothèses.

Pour faciliter le calcul des quantités d’armatures longitudinales nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications suivantes :

- La section d’armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque poteau, ce qui n’est pas le cas pour une étude destinée à l’exécution (où l’on adopte généralement le même ferrailage pour les poteaux du même niveau) ;
- Les poutres seront ferrillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque travée ;
- La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement.

V.2. Etude des poteaux

Les poteaux sont calculés en flexion composé sous l’action des sollicitations les plus défavorables (effort normal (N) et moment fléchissant (M)) résultants des combinaisons d’action données par la RPA99/2003 comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \dots \dots \dots ELU \\ G + Q \dots \dots \dots ELS \\ \begin{array}{l} G + Q + E \\ G + Q - E \end{array} \dots \dots \dots Accidentelles \\ 0,8G + E \\ 0,8G - E \end{array} \right.$$

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} N^{max} \rightarrow M^{correspondant} \rightarrow A_1 \\ M^{max} \rightarrow N^{correspondant} \rightarrow A_2 \\ N^{min} \rightarrow M^{correspondant} \rightarrow A_3 \end{array} \right. \Rightarrow A = \max (A_1 , A_2 , A_3)$$

5.2.1. Recommandations

➤ Armatures longitudinales

D’après le RPA99/version 2003 (Article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par :

- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40Φ .
- La distance ou l’espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est définie par l' et h' .

$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm\right) \end{cases}$$

b_1 et h_1 : La section du poteau considéré

h_e : Hauteur d'étage

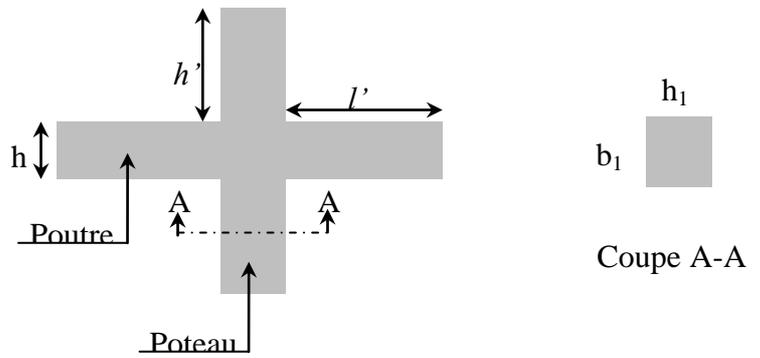


Figure V.1. Zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/2003 concernant notre projet sont illustrées dans le tableau ci-dessous

Tableau V.1. Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC et 1 ^{er} étage	55×55	24.2	121	181.5
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étage	50×55	22	110	165
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	50×50	20	100	150
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	45×50	18	90	135
8 ^{ème} étage	45×45	16.2	81	121.5
9 ^{ème} étage	45×40	14.4	72	108

➤ Armatures transversales

La section des armatures transversales est donnée par la formule ci-après :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V^{max}}{h_1 \times f_e}$$

- V^{max} : Effort tranchant maximal dans le poteau.
- ρ : Coefficient qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant :

$$\rho = \begin{cases} 2,50 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases} \quad \text{avec } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right)$$

Sachant que a et b : sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

Pour le calcul de A_t , il suffit de fixer l'espacement (t) tout en respectant les conditions suivantes :

En zone nodale : $t \leq \min(10 \phi_l^{min}, 15 \text{ cm})$zone IIa

En zone courante : $t \leq 15 \phi_l^{min}$zone IIa

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 ϕ_t minimums.

Donc il est nécessaire de respecter ce qui suit :

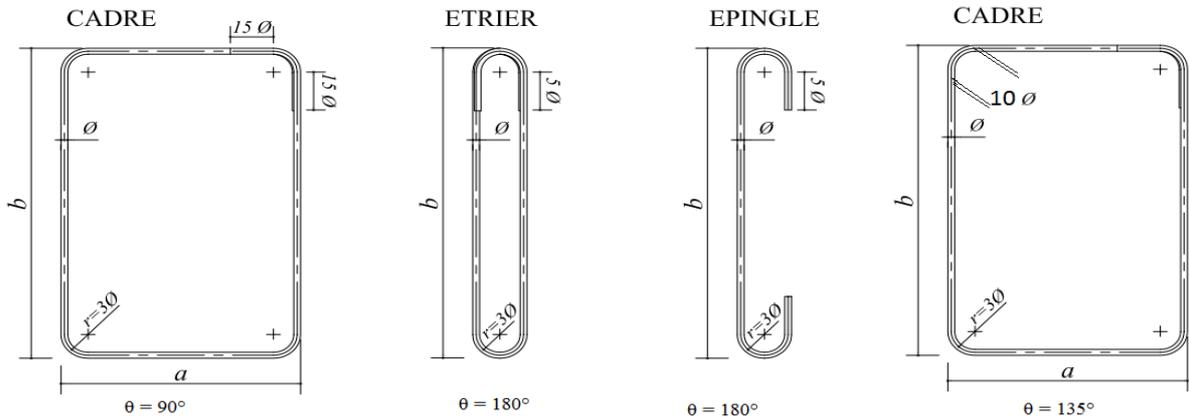


Figure V.2. Ancrage des armatures transversales

V.2.2. Sollicitation de calcul

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirés directement du logiciel ETAPS V2016 , les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

TableauV.2. Sollicitations dans les différents poteaux

Section	Nmax → Mcor		Nmin → Mcor		Mmax → Ncor		Vu (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	
55×55	2386.30	43.103	-341.71	21.52	109.63	1914.75	121.37
50×55	1845.32	68.67	-72.97	24.116	88.16	1586.58	101.86
50×50	1350.67	60.27	-20.38	19.22	77.53	1136.09	90.52
45×50	886.24	40.226	-16.41	7.81	72.74	247.94	71.71
45×45	450.74	27.84	-5.81	6.93	55.99	334.30	64.36
45×40	270.09	30.66	-27.09	4.75	52.97	99.14	42.35

V.2.3. Calcul du ferrailage

➤ Ferrailage longitudinal

Hypothèses de calcul

- Fissuration peu préjudiciable (e = 3 cm) ;
- Calcul en flexion composée ;
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99.

➤ Exemple de calcul

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau RDC, et le reste des résultats de ferrailage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

Données :

Soit : $N_{max}=2386.30KN$; $M_{corrS} = 43.103 KN.m$ (ELU)

$b = 55cm$; $h = 55 cm$; $d = 52 cm$;

Situation accidentelle: $\gamma_b = 1,15$ et $\gamma_s = 1,\ell$

Le centre de pression est a l'intérieurs de la section

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.018m \leq \frac{h}{2} = 0.275m$$

le centre de pression est a l'intérieurs de la section du béton,

$$N_u(d - d') - M_{ua} \leq (0.337h - 0.81d')bhf_{bu}$$

$541.54 KN.m < 899.81 KN.m$ La conditions est verifier

donc la section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2f_{bu}} = 0.297 > 0.186 \rightarrow \text{pivot B}$$

$$\mu_l = 0.392 > \mu_{bu} \rightarrow A' = 0$$

$$A_1 = \frac{M_{UA}}{Zf_{st}} \quad \text{et} \quad Z = d(1 - 0.4\alpha) \quad ; \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.450 \rightarrow Z = 0.425m$$

$$A_1 = 36.87 \text{ cm}^2$$

On revient a la flexion composée : $A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -22.41 \text{ cm/ml}$

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.45 \text{ cm}^2$$

$A_{rpa} = 0.8\% b \times h = 24.2 \text{ cm}^2$ On ferraille avec A_{rpa}

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage des poteaux des différents niveaux

Tableau V.3. Ferrailage longitudinal des poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	Type de section	A ^{cal} (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	Choix des barres
RDC et 1 ^{er} étage	55×55	SEC	5.37	24.2	4HA20+8HA16=28.65
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étage	50×55	SEC	2.46	22	4HA20+8HA14=28,65
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	50×50	SEC	1.34	20	12HA16=24,13
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	45×50	SEC	0.8225	18	4HA16+8HA14=20,36
8 ^{ème} étage	45×45	SEC	0,51	16.2	4HA16+8HA14=20.36
9 ^{ème} étage	45×40	SEC	2.39	14.4	12HA14=18.47

➤ Ferrailage transversale

Tableaux V.4. Ferrailage transversales des poteaux

Niveaux	RDC et 1 étage		2et 3 ^{ème} étage	4 et 5 ^{ème} étage	6 et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage	9 ^{ème} étage
Sections	55×55		50×55	50×50	45×50	45×45	45×40
$\theta_{min}(cm)$	1.6	1.6	1.4	1,4	1,4	1,4	1.4
LO(cm)	391	289	289	289	289	289	289
Lf(cm)	273.7	202.3	202.3	202.3	202.3	202.3	202.3
λ_g	4.976	3.678	3.678	4.046	4.04	4.49	4.49
V(KN)	121.37	121.37	101.86	90.52	71.71	64.36	42.35
Lr min	64	64	56	64	56	56	56
t_{zone nodal}(cm)	10	10	10	10	10	10	10
t_{zone courante}(cm)	15	15	15	15	15	15	15
ρ	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
A_t(cm²)	2.068	2.068	1.16	1.43	1.19	2.35	1.58
A_t^{min}(cm²)	2.70	2.70	2.47	2.47	2.25	2.02	2.02
A_t^{adop}(cm²)	6HA8=3.02			6HA8=3.02			

V.2.4. Vérifications nécessaires

V.2.4.1. Vérification au flambement

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le CBA93 (Art B.8.2.1) nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme. La relation à vérifier est la suivante :

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

Avec : $B_r = (b - 2) \times (h - 2)$: section réduite du poteau

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la manière que l'exemple de calcul que nous avons exposé au Chapitre 2 (6.3.2). Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.5. Vérification au flambement des différents poteaux

Niveaux	Sections	L0 (m)	α	λ	As (cm ²)	Br (cm ²)	(Nu > Nmax)		Obs
							Nu(KN)	Nmax (KN)	
RDC et 1er étage	55x55	3.91	0,810	17.23	28.65	0,2809	8076.039	2386.30	Vérifiée
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étage	50x55	2.89	0,828	12.74	28,65	0,2544	88255.10	1845.32	Vérifiée
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage	50x50	2.89	0,823	14.01	24,13	0,2304	6910.98	1350.67	Vérifiée
6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage	45x50	2.89	0,823	14.01	20.36	0,2064	5831.41	886.24	Vérifiée
8 ^{ème} étage	45x45	2.89	0.817	15.57	20,36	0,1849	5788.57	450.74	Vérifiée
9 ^{ème} étage	45x40	2.89	0,809	17.51	18.47	0,1634	5199.74	270.09	Vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc il n’y a pas de risque de flambement.

V.2.4.2. Vérification des contraintes à l’ELS

Puisque la fissuration est peu nuisible, donc cette vérification consiste à contrôler uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

$$\sigma_{bc\ 1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc\ 1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc\ 2} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

Avec : $S = b \times h + 15(A + A')$: section homogénéisée.

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V\right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)} \text{ et } V' = h - V$$

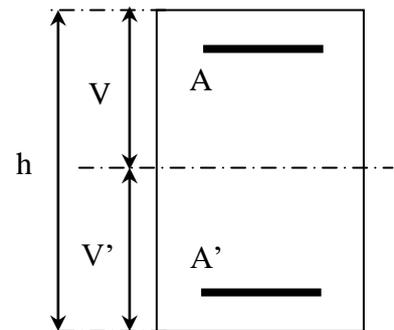


Figure V.3. Section d’un poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton

Niveaux	RDC+1 ^{er} étage	Etages 2 ;3	Etages 4 ;5	Etages 6 ;7	Etages 8	Etages 9
Sections	55 *55	50 *55	50 *50	45*50	45 *45	45 * 40
d (cm)	52	52	47	47	42	42
A (cm ²)	10.3	10.3	8.04	7.1	7.1	6.16
S m ²	0.319	0.2915	0.2629	0.2364	0.2139	0.1899
V (cm)	27.5	27.5	25	25	22.5	22.5

V' (cm)	27.5	27.5	25	25	22.5	22.5
I_{yy} (m ⁴)	948029	878706	637574	571842	422712	37402031
N_{ser} (MN)	1723.95	1333.29	976.41	641.41	328.38	197.76
M_{ser} (MN.m)	31.18	46.82	43.89	21.81	20.03	22.37
M_{serG} (MN.m)	31.18	46.82	43.89	21.81	20.03	22.37
σ_{bc1} (MPa)	5.4047	4.5744	3.7147	2.7138	1.5356	1.0418
σ_{bc2} (MPa)	4.5001	3.1089	2.0014	1.7602	0.4693	0.3041
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15	15	15
Observation	Verifier	Verifier	Verifier	Verifier	Verifier	Verifier

5.2.4.3. Vérification des contraintes de cisaillement

D’après le RPA99/2003 (Art 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec : $\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant

Tableau V.7. Vérification des contraintes de cisaillement

Niveau	Sections (cm ²)	l_f (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
RDC et 1 ^{er} étage	3025	3.91	7.10	0.075	52	121.37	0.424	1.875	Vérifiée
2, 3 étage	2750	2.89	5.78	0.075	52	101.86	0.391	1.875	Vérifiée
4 ^{ème} 5 ^{ème} étage	2500	2.89	5.78	0.075	47	90.52	0.385	1.875	Vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	2250	2.89	6.42	0.075	47	71.71	0.340	1.875	Vérifiée
8 ^{ème} étage	2025	2.89	6.42	0.075	42	64.36	0.341	1.875	Vérifiée
9 ^{ème} étage	1800	2.29	6.42	0.075	37	42.35	0.276	1.875	Vérifiée

➤ Dispositions constructives

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.
- Longueur des crochets : $L = 10 \times \phi_l = 10 \times 1 = 10\text{cm}$.
- Longueur de recouvrement : $lr \geq 40 \times \phi$:

Pour $\phi = 20\text{mm} \rightarrow lr = 40 \times 2.0 = 80\text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 80\text{cm}$.

Pour $\phi = 16\text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 65\text{cm}$.

Pour $\phi = 14\text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 60\text{cm}$.

5.2.6. Schémas de ferrailage

Tableau V.8. Schémas de ferrailage des poteaux

<p><u>== RDC + 1^{er} ETAGE ==</u></p>	<p><u>== 2^{ème} + 3^{ème} ETAGE ==</u></p>
<p>Cad HA8 4HA20 4HA16 4HA16 2Cads HA8 55 55</p>	<p>Cad HA8 4HA20 4HA16 4HA16 2Cads HA8 55 50</p>
<p><u>== 4^{ème} + 5^{ème} ETAGE ==</u></p>	<p><u>== 6^{ème} + 7^{ème} ETAGE ==</u></p>
<p>Cad HA8 6HA16 2Cads HA8 6HA16 50 50</p>	<p>Cad HA8 4HA16 4HA14 4HA14 2Cads HA8 50 45</p>
<p><u>== 8^{ème} ETAGE ==</u></p>	<p><u>== 9^{ème} ETAGE ==</u></p>
<p>Cad HA8 4HA16 4HA14 4HA14 2Cads HA8 45 45</p>	<p>Cad HA8 6HA14 2Cads HA8 6HA14 45 40</p>

V.3. Etude des poutres

Les poutres sont calculées en flexion simple sous l’action des sollicitations les plus défavorables (Moment fléchissant et effort tranchant) résultant des combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \dots \dots \dots ELU \\ G + Q \dots \dots \dots ELS \\ \begin{array}{l} G + Q + E \\ G + Q - E \end{array} \dots \dots \dots Accidentelles \\ 0,8G + E \\ 0,8G - E \end{array} \right.$$

4.3.1. Recommandations

- Armatures longitudinales : RPA99/2003 (Art 7.5.2.1)
 - Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% de la section du béton en toute section.
 - Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section du béton en zone courante.
 - 6% de la section du béton en zone de recouvrement.
 - La longueur minimale des recouvrements est de 40Φ en zone IIa.
 - Les poutres supportent de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- Armatures transversales : RPA99/2003 (Art 7.5.2.2)

- La quantité d’armatures transversales minimales est donnée par : $0.3\% st \times h$

Avec St : espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_l\right)$ en zone nodale

$St \leq \frac{h}{2}$ en dehors de la zone nodale

Remarque

La valeur du diamètre Φ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Dans le cas d’une section en travée avec armatures comprimées, c’est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d’appui ou de l’encastrement.

5.3.2 Les sections minimales et maximales préconisée par le RPA99V2003

Tableau V.9 Armatures les longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99/2003

Type de poutre	Section (cm ²)	Amin (cm ²)	Amax (cm ²)	
			zone nodale	zone de recouvrement
Principale	40×45	9	72	108
Secondaire	35×40	7	56	84

5.3.3. Sollicitation et ferrailage des poutres

Tableau V.10 Les sollicitations les plus défavorables.

Niveaux	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M _{travée}	M _{appui}	V	M _{travée}	M _{appui}	V
Etage courant	76.54	-105.56	110,07	66.32	-93.36	81.15
Terrasse inaccessible	75.24	-98.72	109.24	38.27	-54.46	39.26

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel ETAPS V2016

Tableau V.11. Ferrailage des poutres principales (40×45) cm²

Niveaux	localisation	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Etages courant	Travée	76.54	4.62	9.24	2	6HA14
	Appui	-105.56	6.56	9.24	2	6HA14
Terrasse inaccessible	Travée	75.24	5.35	9.24	2	6HA14
	Appui	-98.72	7.12	9.24	2	6HA14

Tableau V.12. Ferrailage des poutres secondaires (35×40) cm²

Niveaux	localisation	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Etages courant	Travée	66.32	4.67	8.42	1.56	4HA14+2HA12
	appui	-93.36	6.68	8.42	1.56	4HA14+2HA12
Terrasse inaccessible	Travée	38.27	2.33	8.42	1.56	4HA14+2HA12
	appui	-54.46	3.35	8.42	1.56	4HA14+2HA12

➤ Armatures transversales

❖ Calcul de ϕ_t

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\text{avec: } \begin{cases} \text{Poutres principale (40} \times \text{45)cm}^2 \\ \text{Poutres seondaire(35} \times \text{40)cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{soit } \phi_t = 8\text{mm} \text{ et } A = 4\phi 8 = 2.01\text{cm}^2 \text{ (1cadre + 1etrier)}$$

❖ Calcul des espacements St

D'après le RPA99/2003 (Art7.5.2.2) :

En zone nodale: $St \leq \min \left(\begin{array}{l} \text{Poutres principales } St= 10 \\ \text{Poutres secondaires } St= \end{array} \right.$

En zone courantes $\quad \quad \quad \begin{array}{l} \text{Poutres principales } St= 15 \\ \text{Poutres secondaires } St= \end{array}$

❖ Vérification des sections d'armatures transversales minimales

On a pour les pouters principes $A_{min} = 0,3\% \times St \times b = 1,8 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ Vérifiée
 pour les pouters secondaires $A_{min} = 0,3\% \times St \times b = 1,575 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ Vérifiée

❖ Calcul des longueurs de recouvrement

Pour $\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow l_d = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_d = 60 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow l_d = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_d = 50 \text{ cm}$.

5.3.4. Vérifications à l'ELU

Condition de non fragilité

Vérification des contraintes tangentielles

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, car si ces dernières sont vérifiées, les autres le seront surement.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.13. Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	V^{max} (KN)	(Mpa)	(Mpa)	Observation
Principale	110.07	0.655	3,33	Vérifiée
Secondaires	81.15	0.626	3,33	Vérifiée

Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis le cisaillement

Pour les appuis de rives: A —

Pour les appuis intermédiaires: — —

Tableau V.14. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	V^{max} (KN)	(KN.m)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	Observation
Principale	110.07	-105.56	9.24	3.16	-4.8	Vérifiée
Secondaires	81.15	-93.36	8.42	2.33	-5.7	Vérifiée

5.3.5. Vérification à l'ELS

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- ✓ Vérification de l'état limite de compression du béton ;
- ✓ Vérification de l'état limite de déformation (Evaluation de la flèche).

Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau V.15. Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	M^{ser} (KN.m)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	Contraintes		Obs
						σ (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	
Principales	Travée	-71.93	9.24	13.94	161834.86	6.19	15	Vérifiée
	Appui	55.01	9.24	13.94	161834.86	4.73	15	Vérifiée
Secondaires	Travée	-38.19	8.42	12.39	78088.78	6.05	15	Vérifiée
	Appui	7.59	8.42	13.39	78088.78	1.2	15	Vérifiée

➤ Vérification de l'état limite de déformation

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

1) $h \geq h_f = \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l$ poutre principales $M_t = 165.45 \text{ KN.m}$
 $h = 0.45m \geq h_f = 0.71m \dots \dots \dots \text{non Vérifie}$

2) $A \leq A_f = \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e}$

3) $L < 8 \text{ m}$

Poutre principale

$\frac{h}{l} = 0.077 \geq 0.075 \text{ cm}$

$0.0055 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$

poutre secondaire

$\frac{h}{l} = 0.08 > 0.075$

$0.0058 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

5.3.6. Vérification de la zone nodale

Le RPA99/2003(Art 7.6.2) exige de vérifier la relation suivante :

$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$

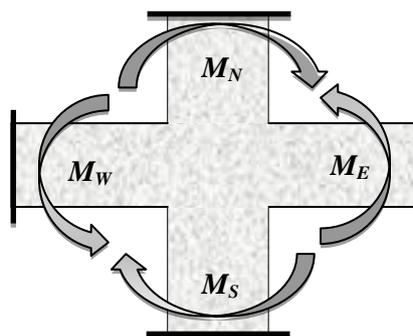


Figure V.4. Répartition des moments dans les zones nodales

➤ Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend des paramètres suivants:

- ✓ Dimensions de la section du béton ;
- ✓ Quantité d'armatures dans la section ;
- ✓ Contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \text{ Avec: } z = 0,9h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Tableau V.16. Moments résistants dans les poteaux

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
RDC et 1 ^{er} étage	0,55	0,495	28.65	348	493.524
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étage	0,55	0,495	28.65	348	493.524
4,5 ^{ème} étage	0,50	0,45	24.13	348	377.875
6,7 ^{ème} étage	0,50	0,45	20.36	348	318.837
8 ^{ème} étage	0,45	0,405	20.36	348	286.953
9 ^{ème} étage	0,45	0,405	18.47	348	260.316

Tableau V.17. Moments résistants dans les poutres principales

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
Etages courant	45	40.5	9.24	348	130.228
Terrasse inaccessible	45	40.5	9.24	348	130.228

Tableau V.18. Moments résistants dans les poutres secondaires

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
Etages courant	40	36	8.42	348	95.21
Terrasse inaccessible	40	36	8.42	348	95.21

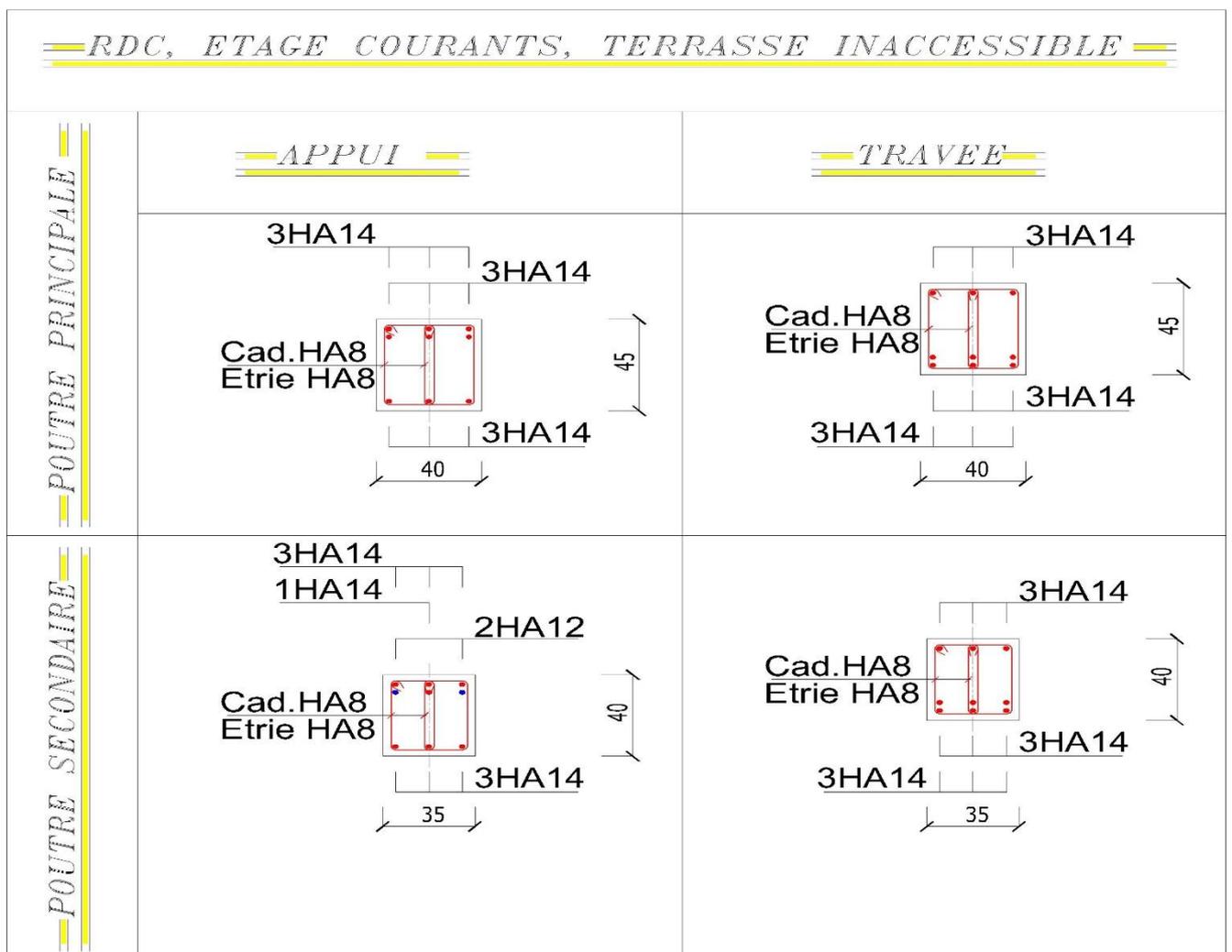
Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont récapitulées dans les tableaux suivant

Tableau V.19. Vérification des zones nodales

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	poutres	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Obs
RDC Etage1	493.524	493.524	993.048	PP	195.201	195.201	488.002	Vérifiée
				PS	163.365	163.365	408.41	
Etage2 et3	493.524	377.875	874.399	PP	195.201	195.201	488.002	Vérifiée
				PS	163.365	163.365	408.41	
Etage4 et 5	377.875	318.837	696.712	PP	195.201	195.201	488.002	Vérifiée

				PS	163.365	163.365	408.41	
Etage6 et7	318.837	286.953	605.826	PP	195.201	195.201	488.002	Vérifiée
				PS	163.365	163.365	408.41	
Etage8	286.953	260.316	547.269	PP	195.201	195.201	488.002	Vérifiée
				PS	163.365	163.365	408.41	

V.3.7.Schémas de ferrailage des poutres



V.4. Étude des voiles

V.4.1. Introduction

Le RPA99 version 2003 (Art.3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes

- 1). $1.35G + 1.5Q$
- 2). $G + Q \pm E$
- 3). $0,8G \pm E$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent

$$\begin{cases} M^{max} \rightarrow N_{corresp} \\ N^{max} \rightarrow M_{corresp} \\ N^{min} \rightarrow M_{corresp} \end{cases}$$

V.4.2. Recommandation du RPA99 version 2003

- Armatures verticales

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- ✓ Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton, $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue,
 e : épaisseur du voile.

- ✓ À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

- Armatures Horizontal

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

- Armatures Transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m².

- Règles communes [RBA99 ver 2003 ART.7.7.4.3]

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suite :
 - Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - En zone courante 0,10 %
- ✓ L'espace des nappes d'armatures horizontales et verticales est $S_t \leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm})$
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- ✓ les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
 - 1) 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 2) 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- ✓ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 V/f_e \quad \text{Avec} \quad V = 1,4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.4.3. Exemple de calcul ($V_x //$ à X-X' au niveau du RDC et 1^{er} étage)

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS 2016 V16, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.20. Sollicitations maximales dans le voile

Etage	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_u (KN)
	N(KN)	M (KN. m)	M (KN. m)	N(KN)	N(KN)	M(KN. m)	
Rdc Et 1er Etage	1058.05	331.69	365.97	6.89	-141.5	631.01	158.82

Les tableaux suivants illustres les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des différents voiles.

➤ Calcul du ferrailage sous N_{max} et M_{cor}

Le Calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$L=1,5m, d =1,07m, e =0.2m.$

$N =1058.05$

KN (compression), $M = 331.69KN.m.$

$e_G = \frac{M}{N} = 0.31 m < \frac{l}{2} = 0,75 m$

Il faut vérifier la condition suivante :

$N_u (d - d') - M_{ua} > (0.337 h - 0.81 d') b.h.f_{bu}$

$M_{ua} = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1093.48 KN.m$

$$N_u(d - d') - M_{ua} = 0.430 < (0,337h - 0,81d')b.h.f_{bu} = 2$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

Tableau V.2.1. Ferrailage du voile

M _{ua} (KN.m)	μ _{bu}	α	z(m)	A _{FS} (cm ²)	A _{FC} (cm ²)	A _{min} ^{BAEL} (cm ²)	A _{min} ^{RPA} (cm ²)
1093.48	0.136	0.184	1.36	20.08	-6.366	3.55	4.5

➤ Armatures minimales dans tout le voile

$$A_{min} = 0.15\% b \times h = 0.15\% 0.2 \times 1,5 = 4.5 \text{ cm}^2$$

Selon RPA99/2003 on a :

❖ Longueur de la partie tendue L_t

$$A_{min}^{tendu} = 0.2\% b \times l_t$$

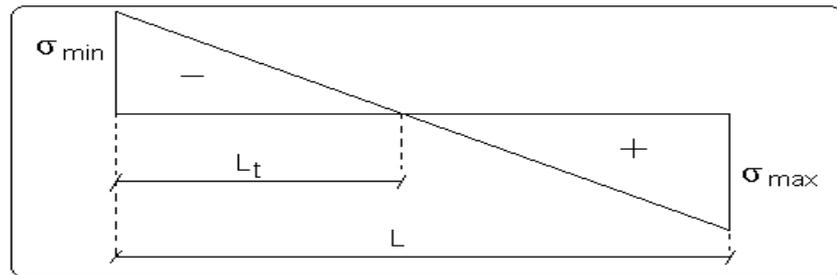


Figure V.5. Diagrammes des contraintes

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \times V = \frac{1058.05 \times 10^{-3}}{0,2 \times 1,5} + \frac{331.69 \times 10^{-3}}{0,056} \times 0,75 = 7,94 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \times V' = \frac{1058.05 \times 10^{-3}}{0,2 \times 1,5} - \frac{331.69 \times 10^{-3}}{0,056} \times 0,75 = -0.895 \text{ Mpa}$$

$$l_t = \frac{\sigma_{min} \times l}{\sigma_{max} + \sigma_{min}}$$

$$l_t = \frac{0.895 \times 1,5}{0,895 + 7,94} = 0,15 \text{ m}$$

$$A_{min}^{tendu} = 0.2\% 0.2 \times 0,15 = 0.6 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures minimales dans la zone comprimée

$$l_c = L - 2l_t = 1,5 - 2 \times 0,15$$

$$l_c = 1,2 \text{ m}$$

$$A_{min}^{comprimé} = 0.1\% 0.2 \times 1,2 = 2.4 \text{ cm}^2$$

Espacement des barres verticales

$$s_t \leq \min (1.5 e; 30\text{cm}) = 22.5 \text{ cm}$$

$$s_t = 20 \text{ cm}$$

➤ Armatures horizontales

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$V_{\max} = 158.84 \text{ KN}$$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times s_t}{0.8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1.4V_d}{e \times d} = \frac{1.4 \times 158.84 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.47} = 0,756 \text{ MPa}$$

Espacement des barres horizontales

$$St \leq \min (1.5 e ; 30 \text{ cm}) = 22.4 \text{ cm}$$

$$St = 20 \text{ cm}$$

$$A_h = \frac{0.756 \times 0.2 \times 0,2}{0.8 \times 400} = 0.84 \text{ cm}^2$$

$$A_h^{\min} = 0.15\% e \times st = 0.6 \text{ cm}^2$$

Tableau V.22. Sollicitations et ferrailage du voile Vx3

Niveau	RDC et 1 ^{er} Etage	2 ^{eme} 3 ^{eme} Etage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} Etage	6 ^{eme} , 7 ^{eme} Etage	8 ^{eme} , 9 ^{eme} Etage
Section	0.2 × 1.5	0.15 × 1.5	0.15 × 1.5	0.15 × 1.5	0.15 × 1.5
N(KN)	1058.05	646.75	221.28	150.24	205.09
M(KN.m)	331.69	113.71	107.87	110.08	53.32
V(KN)	158.82	96.08	88.24	75.32	56.05
τ (MPa)	0.82	0.66	0.61	0.52	0.38
τ̄ (MPa)	5	5	5	5	5
A _{cal} (cm ²)	-6.36	-5.78	-0.88	0.025	-1.64
A _{min} (cm ²)	4.5	3.37	3.37	3.37	3.37
L _t	0.15	0.22	0.36	0.49	0.028
A _{min} ^{tendu} (cm ²)	0.60	0.66	1.09	1.48	0.086
N ^{barre}	4HA12+8HA10	4HA12+6HA10	10HA12	10HA12	10HA12
A ^{adopté}	10.8	7.66	11.31	11.31	11.31
N ^{barre} /face	2HA12+4HA10	2HA12+4HA10	5HA12	5HA12	5HA12
S _t (cm)	Potle	10	10	10	10
	Zc	15	15	15	15
Lc	1.19	1.05	0.769	0.511	1.44
A _{min} ^{comp} (cm ²)	2.39	1.58	1.15	0.76	2.16
A _h ^{cal} (cm ²)	0.84	0.508	0.39	0.32	0.28
A _h ^{min} (cm ²)	0.6	0.45	0.45	0.45	0.45
N ^{barre}	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
A _h ^{adop} (cm ²)	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
S _t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.23. Sollicitations et ferrailage des voile de Vyl

Niveau	RDC et 1 ^{er} Etage	2 ^{eme} 3 ^{eme} Etage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} Etage	6 ^{eme} , 7 ^{eme} Etage	8 ^{eme} , 9 ^{eme} Etage
Section	0.2 × 1.4	0.15 × 1.4	0.15 × 1.4	0.15 × 1.4	0.15 × 1.4
N(KN)	1096.56	293.49	402.4	247.26	76.97
M(KN.m)	296.56	81.72	85.57	101.53	89.16
V(KN)	22.66	22.61	24.02	24.86	49.009
(MPa)	0.125	0.167	0.177	0.184	0.360
σ (MPa)	5	5	5	5	5
A _{cal} (cm ²)	-6.92	-2.114	-3.14	-1.17	0.67
A _{min} (cm ²)	4.2	3.15	3.15	3.15	3.15
L _t	0.09	0.113	0.012	0.30	0.55
(cm ²)	0.39	0.34	0.036	0.90	1.67
	4HA12 +8HA10	4HA12 +8HA10	10HA12	10HA12	10HA12
ε	10.8	10.8	13.57	13.57	13.57
/face	2HA12+4HA10	2HA12+4HA10	5HA12	5HA12	5HA12
(cm)	potle	10	10	10	10
	Zc	15	15	15	15
Lc	1.20	1.17	1.37	0.79	0.28
(cm ²)	2.40	1.75	2.06	1.19	0.42
(cm ²)	0.128	0.128	0.136	0.141	0.278
(cm ²)	0.6	0.45	0.45	0.45	0.45
e ^e /face	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
(cm ²)	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
t(cm)	20	20	20	20	20

V.4.4. Schémas de ferrailage

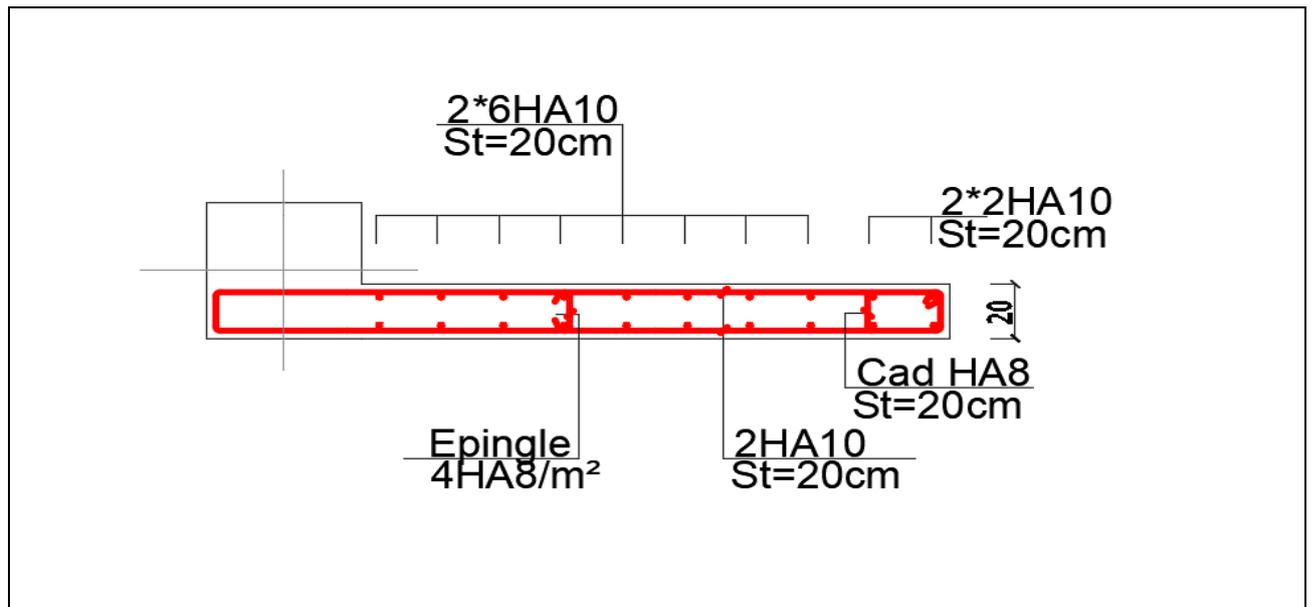
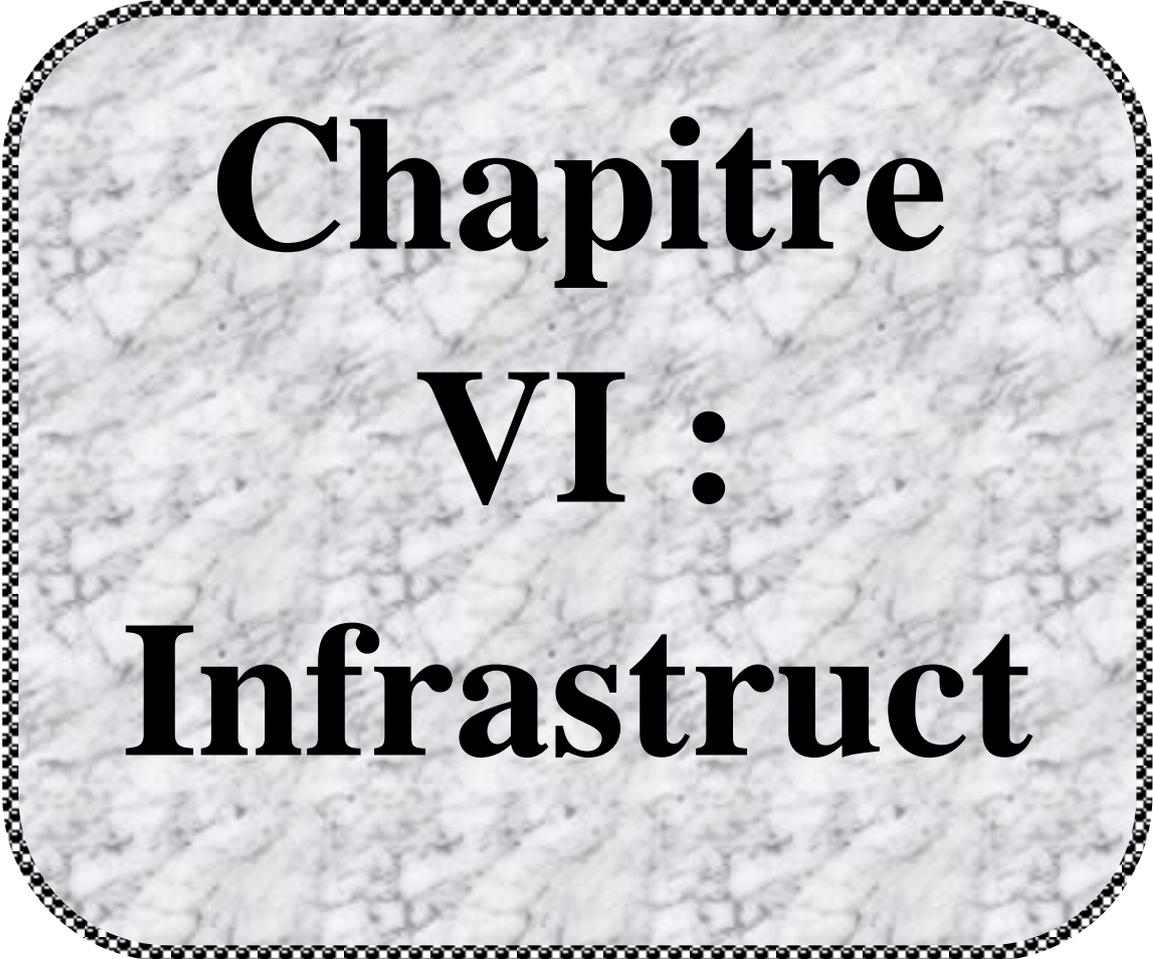


Figure V.6. Diagrammes des contraintes

V.4.5. Conclusion

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié les différents éléments principaux. Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA99/2003 est souvent plus important que celui calculé par les BAEL91/99. Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel ETABS/V16. Les voiles de contreventement ont été calculés à la flexion composée par les sollicitations obtenues par le logiciel ETABS V16.

Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du RPA99/2003 et le BAEL91/99.



Chapitre
VI :
Infrastruct

VI.1. Introduction

On appelle l’infrastructure, la partie inférieure d’un ouvrage qui a pour le rôle de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol, de façon à assurer la stabilité de l’ouvrage.

VI.2 Les différents types de fondations :

Il existe plusieurs types de fondations on distingue :

- ✓ Fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier général).
- ✓ Les fondations semi profondes.
- ✓ Les fondations profondes (pieux).

➤ **Choix du type de fondation**

Le choix de types de fondations se fait selon les conditions suivantes

- ✓ La capacité portante de sol.
- ✓ La charge à transmettre au sol.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.
- ✓ La profondeur d’encrage.

Combinaison d'action à considérer :

d’après le rapport du sol le terrain est constitué de limone argileux en surface, à argileuse limoneuse marneuse parfois sableux avec passage de bloc calcaire très rigides on profondeur, le type de fondation suggère est superficiel , la capacité portante moyenne est estimée de 2 bar.

il s'agit de calculer la charge repris par chaque fondation et se calcul au moyen d'une descente charge.

D’après le RPA99/2003(Art 10.1.4.1) les fondations superficielles sont calculées selon les combinaisons d’actions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \\ G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

VI.3 Etude des fondations :

VI.3.1. Vérification de la semelle isolée :

En premier lieu, on propose des semelles isolées donc la vérification à faire est :

$$\frac{N^{ser}}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots (1)$$

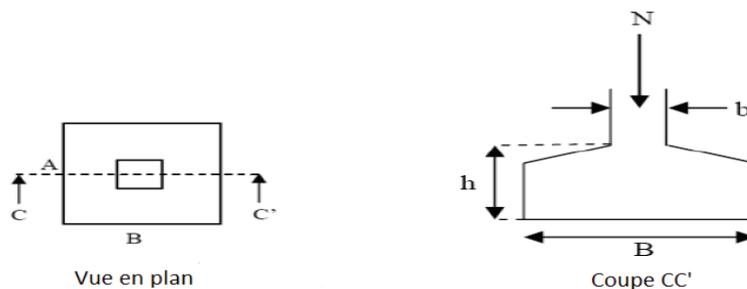


Figure VI.1 Schéma d’une semelle isolée.

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée, avec :

N^{Ser} : l'effort normal transmis à la base obtenue par le logiciel **ETABS V2016**.

$$N^{Ser} = 1709.14 \text{ KN} \quad \text{A L'ELS}$$

S : surface d'appui de la semelle. $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bar}$

On adoptera une semelle homothétique :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow B = \frac{A}{a} b \dots\dots\dots(2)$$

Avec : a, b les dimensions d'avant poteau.

On remplace (2) dans l'équation (1) on trouve :

$$A \geq \sqrt{\frac{N^{Ser} \times a}{\bar{\sigma}_{sol} \times b}} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{1709.14 \times 0.55}{200 \times 0.55}} \Rightarrow A \geq 2.92 \text{ m}$$

On remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles isolées, vu que l'entre axe minimal des poteaux est de 1.65 m, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

VI.3.2. Vérification de la semelle filante

Pour cette vérification, on doit déterminer la semelle filante la plus sollicitée en utilisant le logiciel **ETABS 2016**, pour tirer les efforts normaux situés sous les fils des portiques.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Les Poteaux	C10	C11	C12
Les efforts	1709.14 KN	1479.57 KN	865.59 KN

N_i : L'effort normal provenant du poteau « i ».

$$\sum_{i=1}^6 N_i = 6661.3 \text{ KN}$$

La surface totale des semelles se calcul par la formule suivante :

Données : $N^{Ser} = 1709.14 \text{ KN}$; $\sigma_{sol} = 2.00 \text{ Bars}$

$$L = \sum l_i + 2 \times l_{\text{Débordement}} \quad \text{Avec } l_{\text{Débordement}} = 0.55 \text{ m}$$

$$L = 11.60$$

$$S \geq \frac{N^{Ser}}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N^{Ser}}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N^{Ser}}{\sigma_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{6661.3}{200 \times 24.8} \Rightarrow B \geq 1.74$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 2,7m dans le sens yy, on remarque qu'il n'y aura de chevauchement entre les semelles filantes.

Par contre dans le sens YY :B=2.16m et l entre axe 2.7m donc il y aura un chevauchement.

- Calcul de la surface de la semelle filante

$$S \geq \frac{\sum N_i}{\sigma_{sol}} = \frac{4054.3}{200} = 20.2715 \text{ m}^2$$

Calcul de la hauteur total de la semelle filante

La hauteur totale de la semelle (h_t) est déterminée par la formule

$$h_t = d + d'$$

Avec :

d' : Enrobage des armatures $d' = 5 \text{ cm}$

d : Hauteur utile que doit vérifier la condition suivante : $d > \frac{B-b}{4}$

$d = 0.2$ donc $h_t = 25 \text{ cm}$

- Vérification en tenant compte du poids de la semelle filante :

La semelle est soumise à son poids propre ainsi qu'au poids de la superstructure :

$$N_T = N_{sup} + N_{inf}$$

Avec

$$N_{sup} = \sum N_i = 20.2715 \text{ m}^2$$

$$N_{infr} = N_{A.P} + N_{S.f}$$

$$N_{Avant poteau} = \gamma b \times S_{A.P} \times h \times n$$

$$N_{Semelle filante} = \gamma b \times S_{S.f} \times h_t$$

Avec :

$S_{A.P}$: Surface de l'avant poteaux $(55 \times 55) \text{ cm}^2$

h : Hauteur de l'avant poteaux $h = 1 \text{ m}$.

n : Nombre de poteaux revenant à la semelle filante $n = 3$.

h_t : Hauteur de la semelle filante $h_t = 0.25 \text{ m}$

A.N :

$$N_{A.P} = 25 \times 0.55^2 \times 1 \times 3 = 22.6875 \text{ KN}$$

$$N_{S.f} = 25 \times 20.2715 \times 0.25 = 126.69 \text{ KN}$$

$$N_T = 4203.67 \text{ KN}$$

✓ Vérification de la contrainte :

$$\frac{N^{Ser}}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad \Rightarrow \quad \frac{6914.86 \times 10^{-3}}{42.16(33.31)1.7 \times 24.8} = 0.16 \text{ MPa} < 0.20 \text{ MPa}$$

On constate que la contrainte de la semelle filante est supérieure à la contrainte admissible du sol, ce qui revient à dire que ce type de semelle ne convient pas à notre structure. Donc on opte pour un radier général appuyé sur les nervures.

VI.3.3. Radier général :

le Radier se calcul comme un plancher renversé sollicité à la flexion simple causé par la réaction du sol, ce système permet la répartition des charge sur un terrain peut stable.

la réalisation d'un radier nécessite une étude béton armé préalable, avec vérification du tassement général de la construction. on fait le calcul pour une bande de 1m.

VI.3.3.1. Pré dimensionnement :

- **Condition de coffrage** :

$$\begin{cases} h_t = \frac{L_{max}}{10} \\ h_r = \frac{L_{max}}{20} \end{cases}$$

1. Avec :

h_r : hauteur de la dalle.

h_t : hauteur des nervures.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs ($L_{max} = 5.8$ m).

Donc:

$$\begin{cases} h_r \geq \frac{580}{20} = 29 \text{ cm} \\ h_t \geq \frac{580}{10} = 58 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Condition de rigidité**

On dit qu'un radier est rigide si

$$\begin{cases} L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \\ L_e \geq \sqrt[4]{\frac{(4 \cdot E \cdot I)}{(K \cdot b)}} \end{cases}$$

Avec :

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier.

K : coefficient de raideur du sol (pour un sol moyen $K = 4 \times 10^7$ KN /m³).

On a :

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 \text{ très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 \text{ sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 \text{ très bon sol} \end{cases}$$

E : module d'élasticité du béton : $E = 3.216 \times 10^7$ KN/m².

b : largeur de la semelle.

I : Moment d'inertie de la semelle $I = \frac{b \times h_t^3}{12}$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times (5.8)^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 3.216 \times 10^7}} = 0.885 \text{ m} = 88.5 \text{ cm}$$

D'après les conditions de coffrage et rigidité on opte pour $h_t = 90 \text{ cm}$.

- Calcul de la surface du radier :

La surface nécessaire au radier est calculée à travers la condition suivante :

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

L'effort normal N représente le poids total de la superstructure,

Soit : $N = 53118.4676 \text{ KN}$

$$\Rightarrow S_{\text{radier}} \geq \frac{24589.13}{200} = 122.94 \text{ m}^2$$

On prend : $S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} = 245.97 \text{ m}^2$

Les dimensions du radier sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur de la nervure } h_t = 90 \text{ cm} \\ \text{hauteur de la table du radier } h_r = 40 \text{ cm} \\ \text{enrobage } d' = 5 \text{ cm} \\ \text{la surface du radier } S_{\text{rad}} = 245.97 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

VI.3.3.2. Vérifications diverses :

- Vérification des contraintes dans le sol :

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.2 \text{ MPa}$

Les contraintes sous le radier sont données par :

$$\sigma = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

Les caractéristiques géométriques du radier sont donc comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_x = 1624.9 \text{ m}^4 \text{ et } X_G = 10.7484 \text{ m} \\ I_y = 8520.8 \text{ m}^4 \text{ et } Y_G = 6.73 \text{ m} \end{array} \right.$$

Les efforts extraits à partir du logiciel **SOCOTEC** sont :

$$M_x = 14650.058 \text{ KN.m} ; M_y = 274.2375 \text{ KN.m}$$

- Détermination des contraintes moyennes dans les deux sens

Sens X-X :

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{24589.13}{245.97} + \frac{14650.058}{1624.9} \times 6.73 = 0.160 \text{ MPa} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{24589.13}{245.97} - \frac{14650.058}{1624.9} \times 6.73 = 0.0392 \text{ MPa} \end{cases}$$

On trouve :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.160 + 0.0392}{4} = 0.129 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.2 \text{ MPa}$$

On remarque que la contrainte est vérifiée selon le sens X-X.

Sens Y-Y :

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{24589.13}{245.97} + \frac{274.2375}{8520.8} \times 10.7484 = 0.1003 \text{ MPa} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{24589.13}{245.97} - \frac{274.2375}{8520.8} \times 10.7484 = 0.099 \text{ MPa} \end{cases}$$

On obtient donc :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.1003 + 0.099}{4} = 0.099 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.2 \text{ MPa}$$

On remarque que la contrainte est vérifiée selon le sens Y-Y.

On constate que les contraintes moyennes sous le radier dans les deux sens, sont vérifiées.

VI.3.3.3 Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

On considère une bande $b = 1 \text{ m}$ et de hauteur utile d .

$$\text{Avec : } V_d = \frac{N_d \times L_{\max}}{2 S_{\text{rad}}} = \frac{33794.75 \times 5.8}{2 \times 245.97} = 398.44 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u} \Rightarrow d \geq \frac{0.39844}{1 \times 2.5} = 0.159 \text{ m}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} = 1.14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5$$

VI.3.3.4 Vérification au poinçonnement :

Selon le **BAEL99 (Art A.5.2.4.2)** il faut vérifier la résistance au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul à l'ELU du poteau le plus sollicité. $N_d = 3541.93 \text{ KN}$

h_t : hauteur total de radier. $h_t = 1$ m

U_c : Périmètre du contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier.

Le poteau le plus sollicité est le poteau (60×60) cm², le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A + B)$

Tel que :

$$\begin{cases} A = a + h_t = 1.45\text{m} \\ B = b + h_t = 1.45\text{m} \end{cases} \Rightarrow U_c = 5.8\text{m}$$

$$N_d = 2.3658564 \text{ MN} < 0.045 \times 5.8 \times 0.9 \times \frac{25}{1.5} = 3.915 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

VI.3.3.5 Vérification de la poussée hydrostatique :

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

f_s : Coefficient de sécurité ($f_s = 1.5$).

H : Hauteur de la partie ancrée du bâtiment ($H = 1.8$ m).

S_{rad} : Surface du radier ($S_{rad} = 245.97$ m²).

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10$ KN/m³).

$$N = 24589.13 \text{ KN} > 1.5 \times 1.8 \times 245.97 \times 10 = 6641.19 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

VI.3.3.6 Vérification de la stabilité au renversement :

Selon le RPA99 (Art 10.1.5), on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

Sens X-X

$$e = \frac{14650.59}{24589.13} = 0.59 < \frac{21.8}{4} = 5.45 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Sens Y-Y

$$e = \frac{274.2375}{24589.13} = 0.016 < \frac{21.8}{4} = 5.45 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

VI.3.3.7. Ferrailage :

VI.3.3.7.1. Calcul de la dalle du radier :

Le radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable, et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

- Calcul des sollicitations :

Soit le panneau le plus sollicité ci-contre :

$$\begin{cases} l_x = 5 - 0.55 = 4.45 \text{ m} \\ l_y = 5.8 - 0.55 = 5.25 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.45}{5.25} = 0.847$$

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

N_u : l'effort normal ultime donné par la structure.

✓ Poids de radier :

$$P_{rad} = h_{rad} \times S_{rad} \times \gamma_b$$

✓ Poids de la nervure :

$$P_{ner} = b_{pot} \times h_t \times \gamma_b \times L_{ner}$$

$$\text{On a: } \begin{cases} N_u^{cal} = 3379.75 \text{ KN} \\ P_{rad} = 2459.7 \text{ KN} \\ P_{ner} = 2365.8564 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } N_u = N_u^{cal} + 1.35(P_{rad} + P_{ner}) = 40312.24 \text{ KN.}$$

$$Q_u = \frac{40312.24}{245.97} = 163.89 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.847 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travail dans les deux sens : } \begin{cases} \mu_x = 0.0506 \\ \mu_y = 0.6864 \end{cases}$$

- Calcul des moments isostatiques à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times l_x^2 = 164.21 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 112.72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Les moments corrigés à l'ELU :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 139.57 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 95.81 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -82.10 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait pour une section de $(b \times h) = (1 \times 0.4) \text{ m}^2$.

- Condition de non-fragilité :

$$\text{On a: } \begin{cases} \rho = 0.847 > 0.4 \\ e = 40 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times h_r \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.847}{2}\right) \times 0.4 \times 1 = 3.44 \text{ m}^2 \\ A_y^{\min} = 0.0008 \times 1 \times 0.4 = 3.2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Les résultats de ferrillages sont récapitulés dans le tableau suivant :

Localisation		M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	Nombre de barres	S _t (cm)
Travée	X-X	139.57	11.52	3.44	18.85	6HA20	17
	Y-Y	95.81	10.22	3.2	14.07	7HA16	17
Appui		-82.10	9.14	3.44	10.75	7HA14	17

➤ **Verification à l'ELU:**

- **Verification au cisaillement:**

Il faut vérifier que $\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} < \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17$ (Mpa)

$$\begin{cases} V_u^x = \frac{Q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 240.50 \text{ KN} \\ V_u^y = \frac{Q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 283.74 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow V_{\max} = 283.74 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{284.2 \times 10^{-3}}{1 \times 0.35} = 0.810 \text{ MPa} < 1.17 \text{ MPa}$$

➤ **Vérifications à l'ELS :**

On a: $Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$

Avec N_s: effort normal de service donné pas la structure

$$N_s = N_s^{cal} + P_{rad} + P_{ner} = 29414.63 \text{ KN}$$

Donc ; $Q_s = \frac{29414.63}{245.97} = 119.58 \text{ KN/m}^2$

- **Calcul des moments isostatiques à l'ELS :**

On a: $\rho = 0.847 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0576 \\ \mu_y = 0.7794 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 186.93 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 145.69 \text{ KN.m} \end{cases}$

- **Calcul des moments corrigés à l'ELS :**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 158.89 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 123.83 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -93.465 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Vérification des contraintes :

Le tableau ci-dessous résume les résultats des contraintes à l'ELS :

Localisation		M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Travée	X-X	139.54	11.52	2068.44	6.074 < 15	Vér	185.65 > 201.63	Vér
	Y-Y	95.91	11.22	1651.77	5.20 < 15	Vér	191.20 > 201.63	Vér
Appui		-82.10	9.14	1335.87	4.66 < 15	Vér	197.96 > 201.63	Vér

La contrainte de traction des aciers est vérifiée, l'ELS. Le tableau ci-dessous récapitule les résultats de calcul des armatures à l'ELS du radier :

Localisation		M_s (KN.m)	β (10 ⁻³)	α	A_{cal} (cm ² /ml)	Nombre de barres	S_t (cm)
Travée	X-X	162.88	6.59	0.37	26.39	6HA25=29.45	17
	Y-Y	143.32	5.8	0.35	23.05	5HA25=24.54	20
Appui		-95.81	3.86	0.3	15.03	6HA20=18.85	17

Le tableau ci-dessous résume les vérifications de la contrainte de traction dans les aciers après avoir recalculé les armatures à l'ELS :

Localisation		M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
Travée	X-X	162.88	13.71	286128.98	7.80 < 15	Vér	181.76 < 201.63	Vér
	Y-Y	143.32	12.78	251319.22	7.29 < 15	Vér	190.01 < 201.63	Vér
Appui		-95.81	11.42	203522.69	5.37 < 15	Vér	166.48 < 201.63	Vér

❖ Schéma de ferrailage du radier :

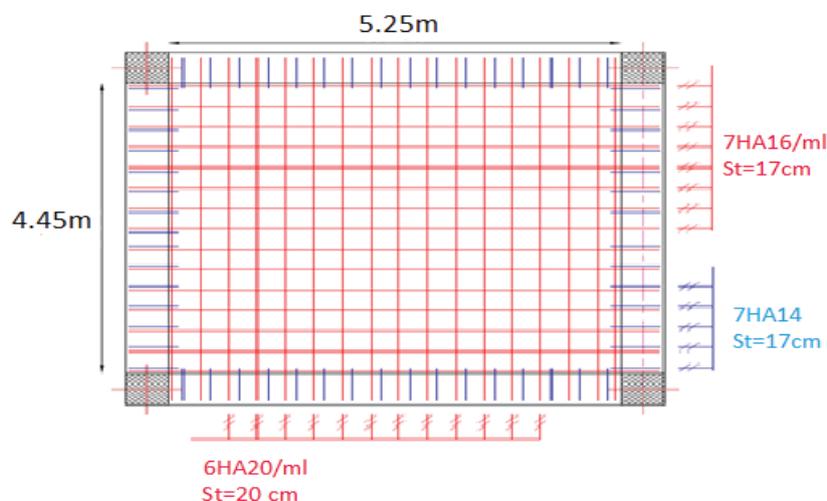


Figure VI.2 Schéma de ferrailage du radier.

Vérification des espacements :

La fissuration est nuisible, donc pour les deux sens on a :

$$S_t \leq \min(2h_r; 25\text{cm}) = 25 \text{ cm}$$

VI.4 Calcul des nervures :

Les nervures sont des sections en T inversé, servent d'appuis pour la dalle du radier et la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure suivante

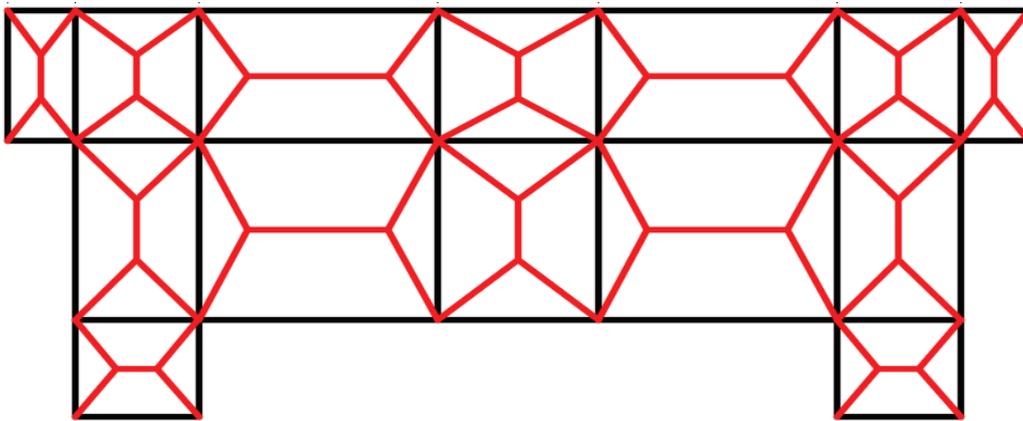


Figure VI.3 Schéma des lignes de ruptures

La transmission des charges est subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires). Pour simplifier les calculs, ces charges peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

VI.4.1 Méthode de calcul :**✓ Charges triangulaires****Cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée**

$$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

Cas d'une seule charge triangulaire par travée

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases}$$

Remarque

Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

✓ **Charges trapézoïdales :**

$$\begin{cases} q_m = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right] \\ q_v = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right] \end{cases}$$

Avec :

q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

q_v : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

Le calcul se fera pour la nervure la plus défavorable dans chaque sens, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

✓ **Sens X-X :**

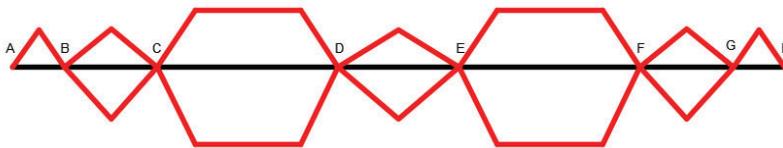


Figure VI.4 Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens X-X.

✓ **Sens Y-Y :**



Figure VI.5 Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens Y-Y.

- Calcul de chargement :
Détermination de P_u et P_s :

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.5 Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal

Localisation	travée	Appui
M_U (KN.m)	1192,78	779,69
M_S (KN.m)	1177.27	863.10
V (KN)	1259,34	

Sens transversal (X-X) :

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.6 Sollicitations sur la nervure dans le sens transversal

Localisation	travée	Appui
M_U (KN.m)	965,11	462,74
M_S (KN.m)	686,007	520,91
V (KN)	782,705	

• **Ferraillage**

Sens X-X :

Le ferraillage se fera pour une section en T en flexion simple.

$h=0.58m$

$h_0=0.29m$

$b_0=0.65m$

$d=0.64m$

$\frac{b-0,65}{2} \leq \min(2,9 m ; 0,29 m)$

On prend : $b_1=129cm$.

Donc : $b=2b_1+b_0=2 \times 129+65=323cm$.

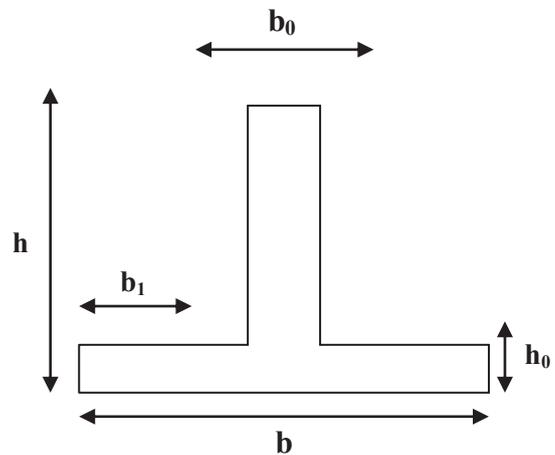


Fig. VI.6 : Section à ferrailer.

Sens Y-Y

$$\frac{b - 0,65}{2} \leq \min(2,5 \text{ m} ; 0,825\text{m})$$

Donc, soit b =0,98m.

Tableau VI.7 Résumé des résultats (ferraillage des nervures dans le sens Y-Y).

Sens	Localisation	M_u (KNm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix
Y-Y	Travée	965,11	46,53	3,9	49,09	10HA25
	Appui	462,74	49,75	3,9	58,06	6HA32+2HA20

Sens X-X :D'une manière semblable au premier calcul, on trouve :

$$b=1.25\text{m}$$

Les résultats du ferraillage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.8 Résumé des résultats (ferraillage des nervures dans le sens X-X).

Sens	Localisation	M_u (KNm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix
X-X	Travée	1192,78	58,69	9,96	58,91	12HA25
	Appui	779,69	35,56	9,96	37,7	12HA20

• **Verifications**

A l'ELU :

• **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.9 Vérification de l'effort tranchant.

Sens	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Sens Y-Y	1259,34	1,87	2.5	Vérifiée
Sens X-X	782,705	1,7	2.5	Vérifiée

A l'ELS :

• **État limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

• **Les contraintes dans l'acier :**

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

Calcul de I : $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.10 Résumé des résultats (vérification des contraintes).

		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
X-X	travée	1177,27	23,54	2007448,389	13,8	15	355,91	201,63
	appui	863,10	19,70	1438539,134	11,81	15	199,59	201,63
Y-Y	travée	686,007	21,91	1756761,88	8,55	15	245	201,63
	appui	520,91	23,41	1986511,16	6,13	15	159	201,63

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.11 Vérification des contraintes

		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
X-X	Travée	1177,27	2691	5539118,91	5,71	15	118,24	201,63
Y-Y	Travée	686,007	23,54	20074488,04	8,04	15	200	201,63

Calcul des diamètres

Pour les armatures transversales, on opte pour l'ensemble des nervures la quantité d'armatures suivante :

$$At = 2Cadres \phi 10 = 3,14 \text{ cm}^2 .$$

Sachant que :

$$\phi t \leq \min [ht / 35 , b0 10 , \phi l \text{ max}] = 16,57 \text{ mm}$$

VI Vérification de l'espacement «*St*»

On a: $A_t = 2 \text{ Cadres } \phi 10 = 3.14 \text{ cm}^2$

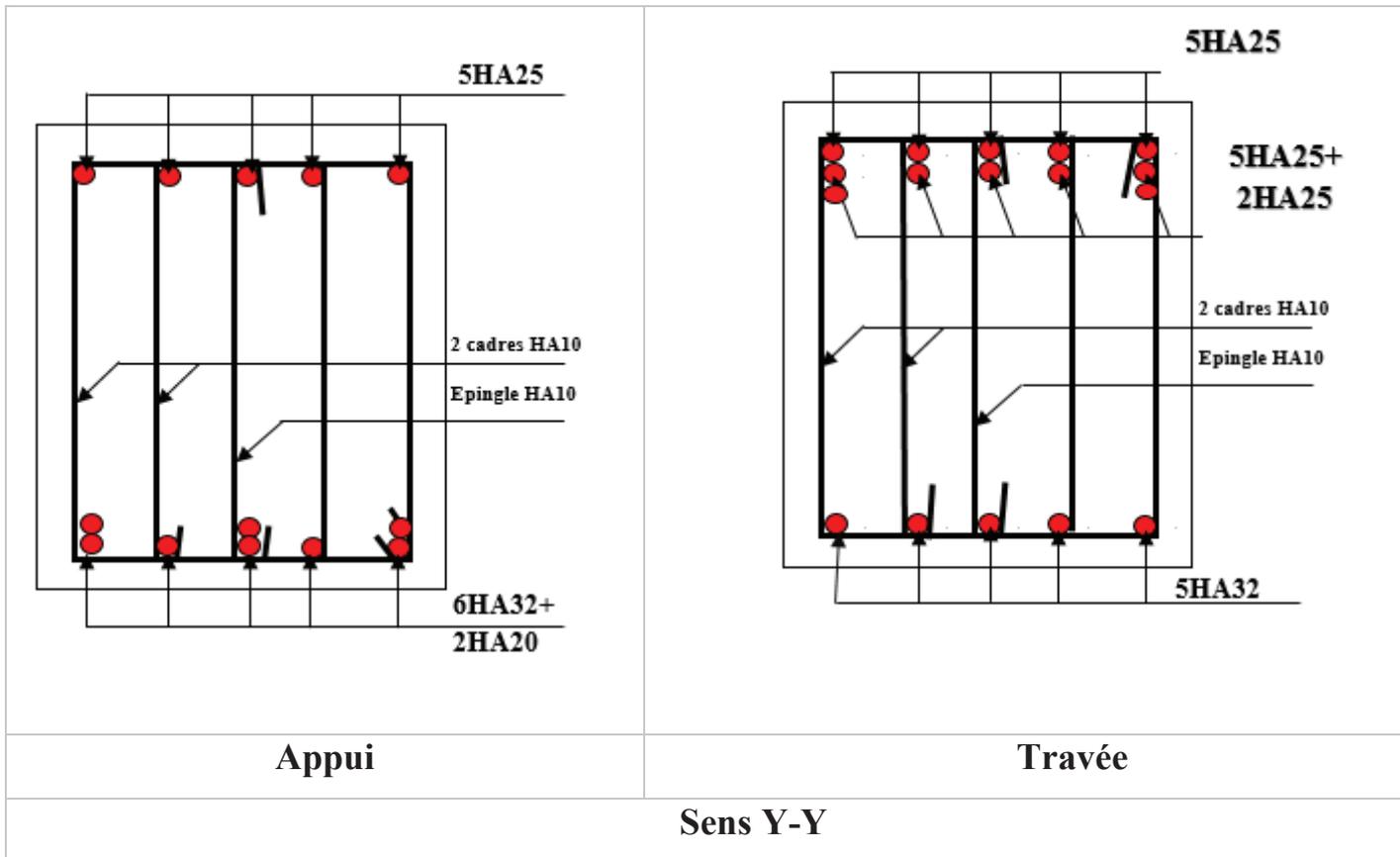
On doit vérifier: $\{ \leq \min[0.9 \times d ; 40 \text{ cm}] \Leftrightarrow St \leq 40 \text{ cm} \rightarrow \textcircled{1} St \leq At \times fe \times 0.4 \times b_0$

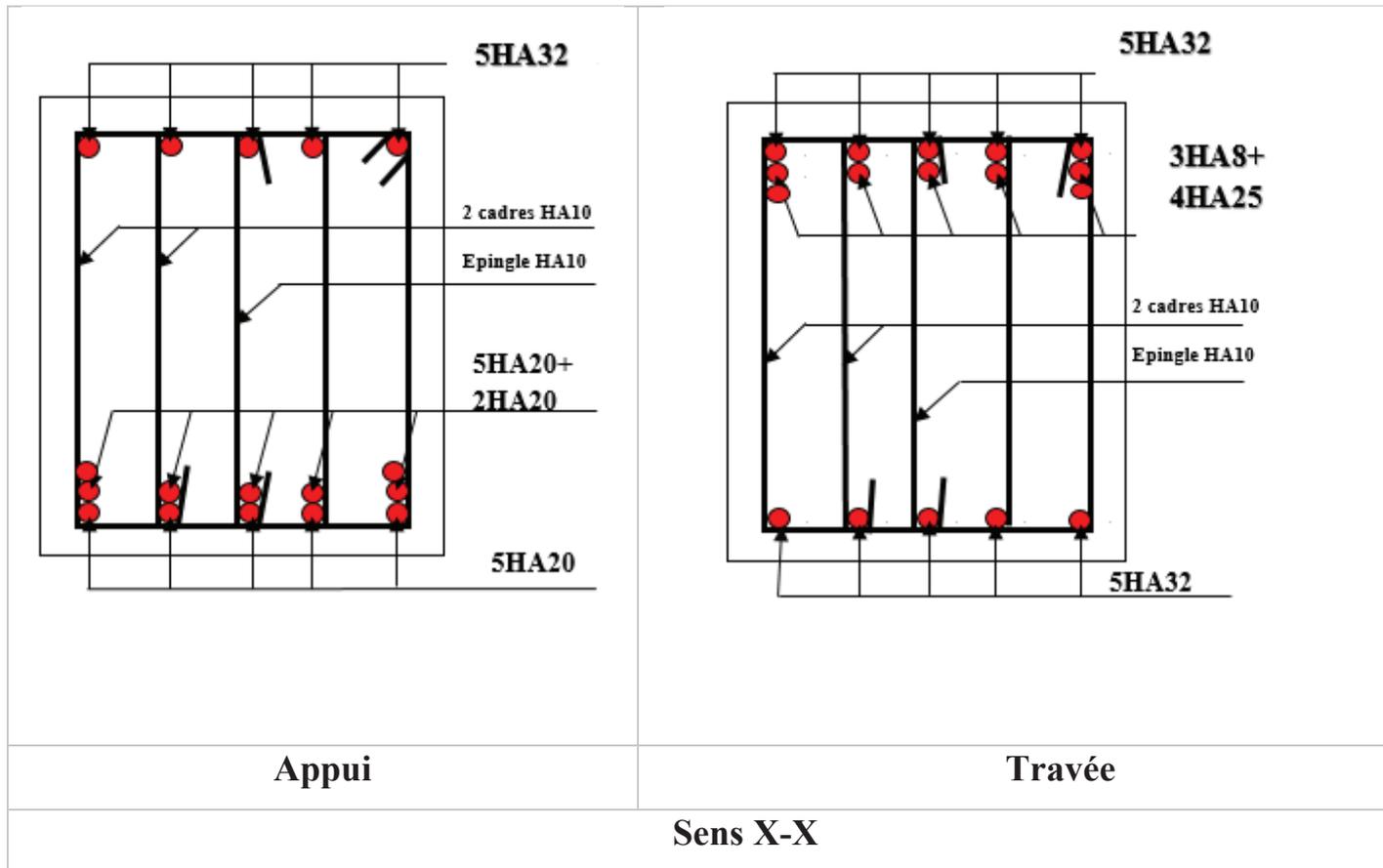
$\Leftrightarrow St \leq 48.30 \text{ cm} \rightarrow \textcircled{2} St \leq 0.8 fe \times At \times b_0 (\tau_u - 0.3 ft_{028}) \Rightarrow St \leq 12.46 \text{ cm} \rightarrow \textcircled{3} \Rightarrow$

$St \leq 10 \text{ cm}$

5HA32

Schémas de ferrailage des nervures :





VI.5. Etude des voile périphérique

D’après le RPA 99/2003 (Art 10.1.2), Le voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L’épaisseur minimale est de 20 cm.
- Il doit contenir deux nappes d’armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d’une manière importante.

VI.5.1. Dimensionnement du voile périphérique

- ✓ Hauteur $h=1,8m$
- ✓ Longueur $L=5,8m$
- ✓ Épaisseur $e=20\text{ cm}$

❖ Caractéristique du sol : $\left\{ \begin{array}{l} \text{poids spécifique: } \gamma = 21,3 \text{ KN/m}^3 \\ \text{la cohésion : } C = 0,61 \text{ bars} \\ \text{angle de frottement : } \varphi = 22,90^\circ \end{array} \right.$

RMQ : Pour le cas le plus défavorable on prend $C=0$

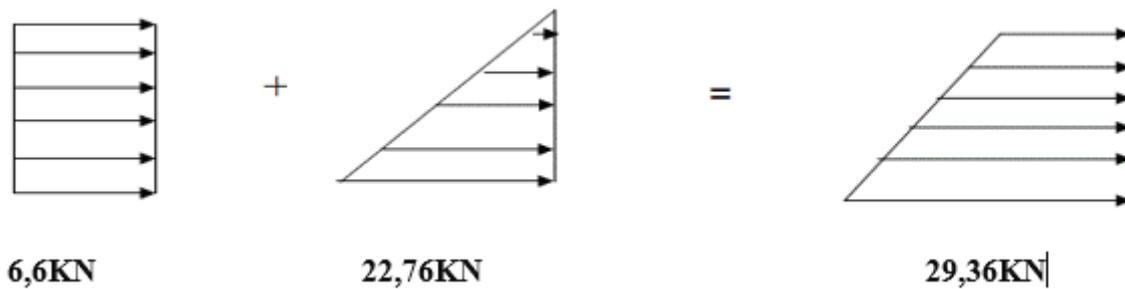


Figure VI.7 Diagramme des contraintes

❖ Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis aux chargements suivants :

- La poussée des terres : $G = h \times \gamma \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times c \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$

$$G = 1,8 \times 21,3 \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{22,9}{2} \right) = 16,86 \text{ KN/m}^2$$

- Surcharge accidentelle : $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$Q = q \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{2 \times c}{\gamma \times h} \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \rightarrow Q = 4,4 \text{ KN/m}^2$$

VI.5.2. Ferrailage du voile

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

- AP'ELU : $\sigma_{\max} = 1,35G + 1,5Q = 29,36 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_{\min} = 1,5 \times Q = 1,5 \times 4,4 = 6,6 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 29,36 + 6,6}{4} = 23,67 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 23,67 \text{ KN/ml}$$

- AP'ELS : $\sigma_{\max} = G + Q = 16,86 + 4,4 = 21,26 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_{\min} = Q = 4,4 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 21,26 + 4,4}{4} = 17,05 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 17,05 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 1,8 \text{ m} ; b = 1 \text{ ml} ; L_y = 5,8 \text{ m} ; e = 0,20 \text{ m}$$

$\rho = \frac{1,8}{5,8} = 0,3 < 0,4 \Rightarrow$ Le voile porte da un seul sens.

Les résultats de calcul des moments son résumés dans le tableau suivant

Tableau VI.12 Calcul des moments

Moments	$M_{ox}(KN/m)$	$M_t^x(KN.m)$	$M_{ax}(KN/m)$
ELU	9,59	8,15	4,79
ELS	6,91	5,87	3,45

La sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec : $A_{min} = 0,1\% \times b \times h = 0,1\% \times 20 = 2 \text{ cm}^2/ml$

Tableau VI.13 Ferrailage du voile périphérique

Localisation	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
travé	8,15	0,259	0,376	12,74	18,38	2	6HA20=18,85
appuis	4,79	0,15	0,205	13,8	10,01	2	5HA16=10,05

VI.5.3. Vérification à l'ELU

Espacements :Sens x-x : $S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

Sens y-y : $S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

Calcul de l'effort tranchant :

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{23,67 \times 1,8}{2} \times \frac{5,8^4}{1,8^4 + 5,8^4} = 21,11 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{23,67 \times 5,8}{2} \times \frac{1,8^4}{1,8^4 + 5,8^4} = 0,63 \text{ KN}$$

Vérification de l'effort tranchant :On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$$\tau_u = 0,141 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{verifier}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(0,5 f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{t28}})$$

Tableau VI.14. Vérification des contraintes à l'ELS

Localisation	$M_s(\text{KN.m})$	Y (cm)	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$	Obs
travé	8,15	6,8	29493	$13,55 < 15$	V	$244,58 > 164,97$	NV
appuis	3,45	5,38	19142	$9,71 < 15$	V	$260,15 > 164,97$	NV

On remarque que les containte d'acier sont pas verifier donc on recalcule la section d'acier a l'ELS :

Tableau VI.15. Section d'armateur du voile périphérique l'ELS

Localisation	$M_s(\text{KN.m})$	$A(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopt}}(\text{cm}^2)$	St(cm)
travé	8,15	27,95	6HA25=29,45	15
appuis	3,45	15,85	4HA25=19,63	25

❖ schéma de ferrailage du voile

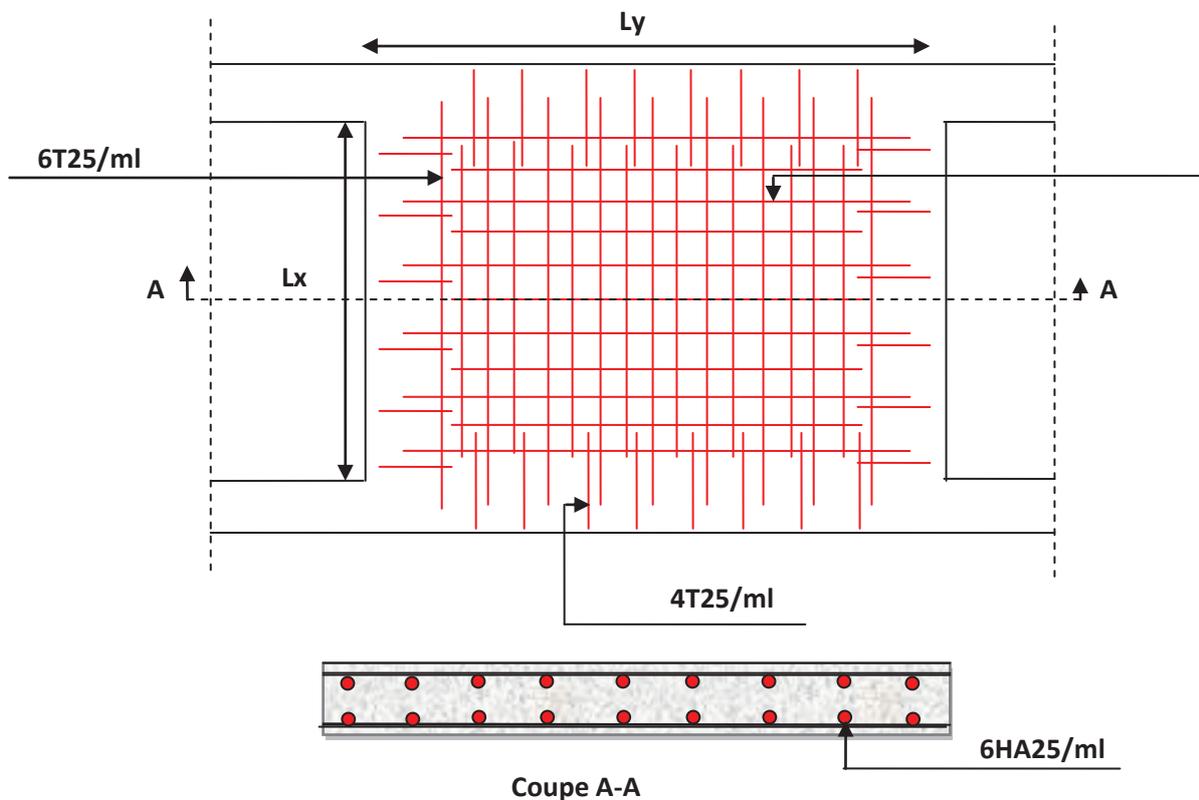


Figure VI.8. Ferrailage du voile périphérique

VI.6. Conclusion

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure.

Dans un premier temps nous avons essayé d'utiliser des semelles isolées. Cette solution a été écartée à cause du chevauchement qu'elle induisait. Les mêmes raisons ont fait écarter la solution de la semelle filante. Nous avons donc opté pour des fondations sur radier général

ayant les dimensions suivantes : Epaisseur du radier : 40cm ; Sections des nervures : $(b \cdot h) = (100 \cdot 40) \text{ cm}^2$.



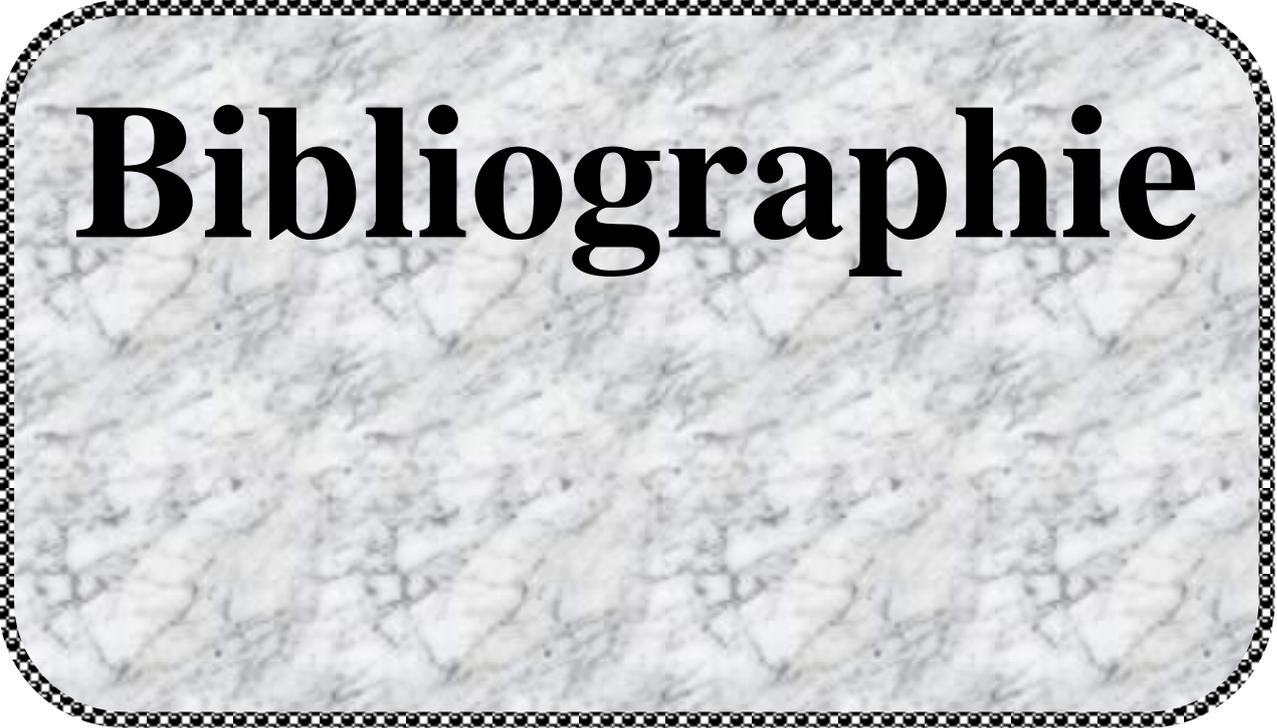
Conclusion Générale

Conclusion générale

L'étude de cette structure nous a permis, d'une part d'acquérir des nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la conception et le calcul des différentes structures conformément à la réglementation en vigueur. D'une autre part, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- ❖ Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre et ou de qualité d'exécution dérisoire.
- ❖ Avant de commencer les calculs il faudra d'abord pré-dimensionner toutes les sections de la structure, à noter que ces dernières ne sont pas définitives.
- ❖ La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure (éléments secondaires ou structuraux), ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- ❖ Dans l'étude dynamique plusieurs dispositions ont été testés, mais elles donnaient des résultats non conformes aux recommandations du RPA. La variante retenue a donné des résultats acceptables en termes d'efforts et de déplacements.
- ❖ Le choix de type de fondation dépend essentiellement de la capacité portante du sol et la forme de la structure.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.



Bibliographie

Bibliographie

- Règles de Béton Armé Aux Etats Limites (BAEL 91 modifiées 99), Troisième édition 2000.
- Règles Parasismiques Algériennes, RPA 99 / version 2003.
- Document Technique Réglementaire (DTR B.C.2.2), charges permanentes et charges d'exploitations, Octobre 1988.
- DTR BC 2.33.1 « Règles de calcul des fondations superficielles ; édition 1992 ».
- Fascicule_61 et 62 (pour le calcul des fondations)
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Décembre 1993.

Logiciels utilisés :

- Etabs v2016
- Autocad
- Socotec



ANNEXE

Annexe 1

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236

0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

Annexe 11

Sections réelles d'armatures : section en (cm²) de N armatures de diamètre ϕ en mm

ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.2	0.28	0.5	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.04	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	19.63	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	188.50
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	226.20
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 02

$$\rho = \frac{lx}{ly} = 1$$

$\frac{y}{x}$	$\frac{y}{x}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,0	—	0,224	0,169	0,140	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059	
0,1	0,300	0,210	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	
0,2	0,245	0,197	0,160	0,135	0,116	0,102	0,090	0,081	0,073	0,064	0,058	
0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057	
0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056	
0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,100	0,090	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053	
0,6	0,160	0,140	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049	
0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047	
0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044	
0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,040	
1,0	0,110	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,050	0,047	0,041	0,030	

Annexe 03

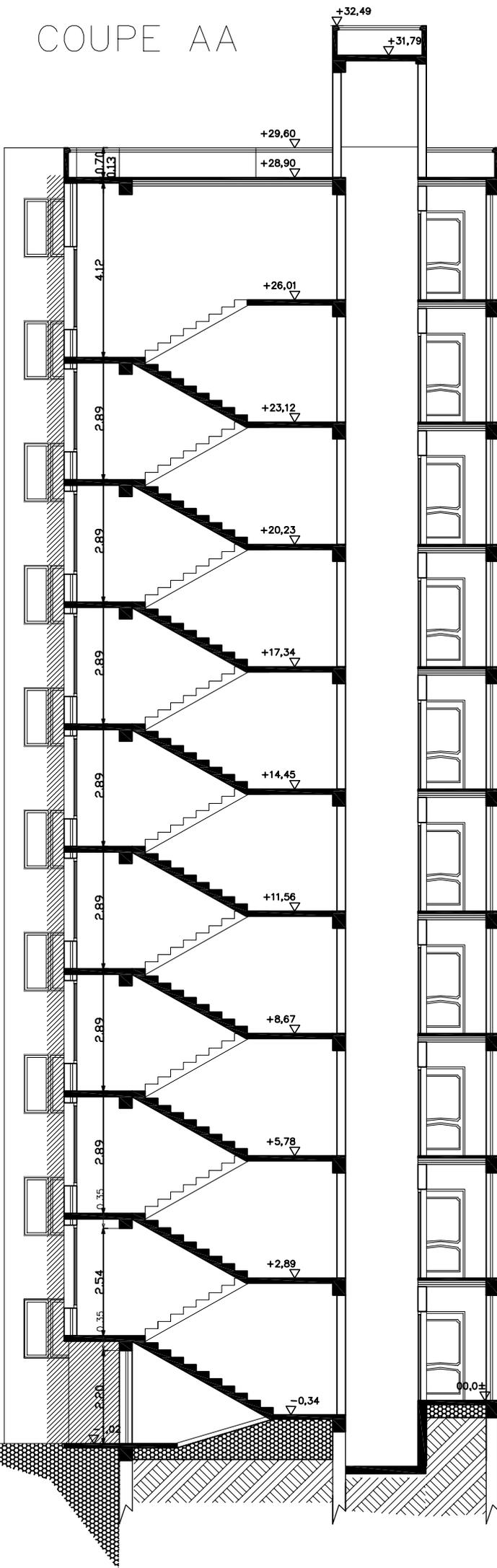
Tableau de ferrailage en (cm²)

Ø	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	80.09	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	150.80
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	188.50
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	226.20
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

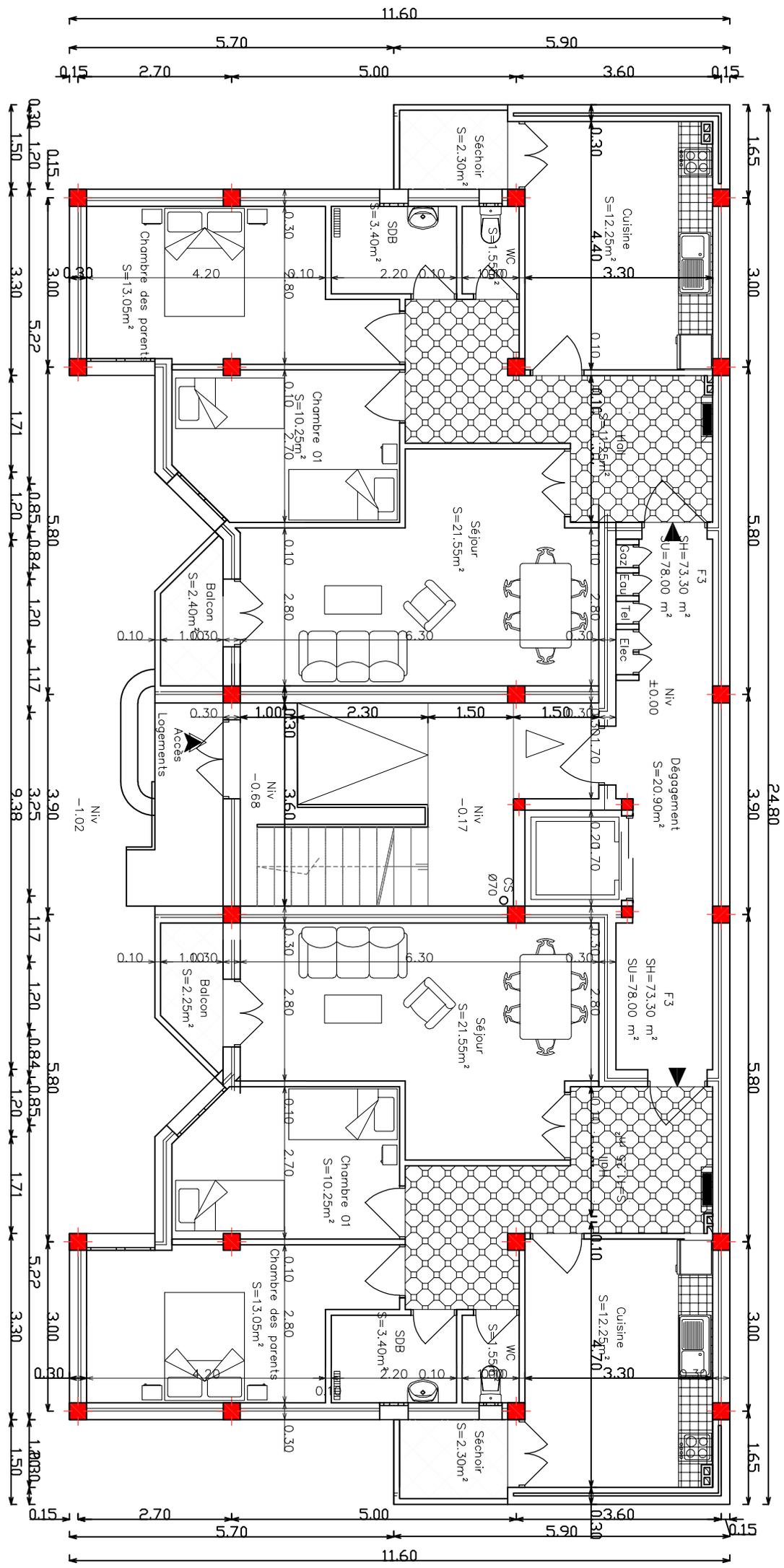


PLAN

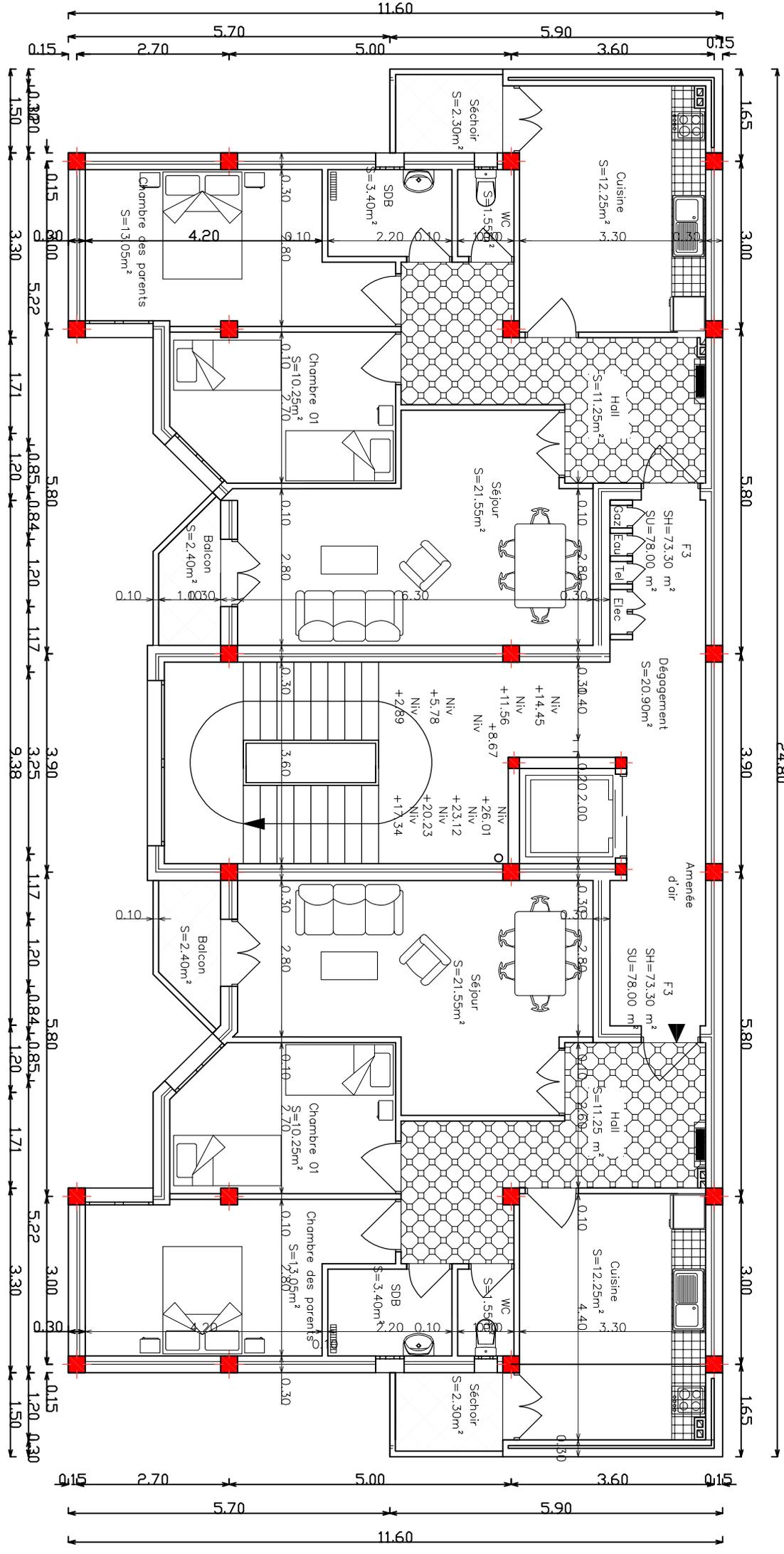
COUPE AA



PLAN RDC



PLAN ETAGES 01 A 09



Disposition des poutrelles

Dalle pleine

