



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

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

Université Abderrahmane MIRA- Bejaia

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

En Vue d'Obtention du Diplôme master en génie civil

Option : Structures

Thème :

*Etude d'un bâtiment (R+9+Sous-sol) en béton Armé à
usage*

Habitation et commerce

Contreventé par un système mixte

(Voiles-portiques)

Réalisé par :

FEDILA CELYA

BAOUCHE SOUAD

Membres de jury :

M^r HADDI

M^{me} SOUIDI

Encadré par :

M^r T. KHEFFACHE

Promotion 2019/2020

Remerciement

Tout d'abord nous tenons à remercier le bon dieu pour nous avoir guidés à bien mener ce travail.

Nos remerciements les plus vifs et chaleureux vont à notre promoteur Dr KHEFFACHE T, pour son aide, sa disponibilité et son soutien.

Nous adressons notre reconnaissance à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Nous remercions également les membres de jury qui ont bien voulu nous faire l'honneur d'évaluer notre travail.

Dédicace

Je remercie dieu tout puissant de m'avoir donnée la santé et le courage

Pour terminer ce modeste travail

Je dédie ce travail à...

A ma mère

Affable, honorable, aimable, ce travail est le fruit de tes sacrifices que tu as consentis pour mon éducation et ma formation, ma source de tendresse.

Ta prière et bénédiction m'ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études

Que dieu te procure bonne santé et longue vie

A mes frères et ma sœur

Je ne peux trouver les mots justes et sincères pour vous exprimer mon amour et mes pensées, vous êtes pour moi des appuis sur qui je compte.

A toute ma famille et à tous mes amis (es).

Celya

Dédicaces

*Je dédie ce travail à mes très chers parents, à
mes frères (Rafik, Rayane et Raouf) et sœurs
(Nedjet, Wahiba et Weame), à toute ma
famille et à tous mes amis (es).*

Souad

Liste des figures

Chapitre I : Généralité

Figure I.1 vue sur site.....	01
FigureI.2. La vue en plan (RDC) du bâtiment	02
FigureI.3 façade principale du bâtiment.....	03
Figure I.4 Diagramme contraintes- déformations du béton.....	06
Figure I.5 Diagramme des contraintes rectangulaire simplifié du béton.....	06
Figure I.6 Diagramme contraintes- déformations d'acier.....	09

Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments

FigureII.1. Coupe plancher à corps creux.....	11
FigureII.2. Disposition des poutrelles.....	13
FigureII. 3. Coupe transversale d'une poutre.....	13
Figure II.4. Coupe de voile en élévation.....	14
FigureII.5. Coupe transversale de l'acrotère.....	16
Figure II.6. Schéma de terminologie d'escalier.....	17
Figure II.7. Schéma de la volée1.....	18
Figure II. 1. Surface afférente du poteau.....	23

Chapitre III : Etudes des éléments secondaires

Figure.III.1. Schéma statique de la poutrelle.....	30
Figure.III.2. Diagramme des moments fléchissant de la poutrelle Type 2.....	31
Figure.III.3. Diagramme des efforts tranchants des poutrelles Type.....	32
Figure.III.4. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	44
Figure.III.5. Schéma statique de la dalle DP1.....	44
Figure.III.6. Shéma de ferrailage de panneau DP1.....	47
Figure.III.7. Schéma de ferrailage de l'escalier de l'étage courant.....	47

Figure.III.8. Schéma statique de l'escalier étage courant.....	50
Figure.III.9. Les sollicitations sur l'acrotère.....	51
Figure.III.10. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	52
Figure.III.11. Schéma statique de la poutre palière.....	52
Figure.III.12. Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	56
Figure.III.13. Schéma statique de la poutre de chaînage.....	56
Figure.III.14. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.....	58
Figure.III.15. Coupe transversale de l'ascenseur.....	58
Figure.III.16. Schéma représentant la surface d'impact.....	59
Figure.III.17. Schéma de ferrailage du local machine.....	62
Figure III.18. Schéma de ferrailage la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.....	64

Chapitre IV : Etude dynamique

Figure IV.1.vue en 3D de la structure modélisée.....	68
Figure IV.2. Disposition des voiles.....	68
Figure IV.3. Premier mode de déformation (translation suivant X) (T=0.9s).....	69
Figure IV.4. Deuxième mode de déformation (translation suivant Y) (T=0.87 s).....	69
Figure IV.5. Troisième mode de déformation (rotation suivant Z) (T=0.6s).....	70

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

Figure V.1.Zone nodale.....	79
Figure V.2.Section du poteau.....	84
Figure V.3. Les moments résistant dans la zone nodale.....	94
Figure V.4. Schémas des contraintes.....	100
FigureV.5. Schéma de ferrailage Vy1 au niveau de RDC.....	104

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

FigureVI.1. Schéma d'une semelle isolée	106
Figure VI.2. Semelle filante.....	107

Figure VI.3. Panneau de dalle.....	108
Figure VI.4. Schéma de ferrailage du radie.....	113
Figure VI.5. Schéma des lignes de rupture du transfert des charges sur le radier.....	114
Figure VI.6. Schéma statique équivalent x-x.....	115
Figure VI.7. Schéma statique équivalent y-y.....	115
Figure VI.8. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x-x.....	118
Figure VI.9. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens y-y.....	118
Figure VI.10. Diagramme des contraintes à L'ELU.....	120
Figure VI.11. Diagramme des contraintes à l'ELS.....	121
Figure VI.12. Schéma de ferrailage du voile Périphérique.....	122

Liste des tableaux

Chapitre I :Généralité

Tableau I .1 caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.....	10
--	----

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

Tableau. II.1. Pré dimensionnement des dalles pleines.....	14
Tableau II.2. Dimensionnement des voiles.....	16
TableauII.3. Pré dimensionnement des escaliers.....	18
Tableau II.4. Evaluation des charges du plancher étage courant.....	19
TableauII.5.Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.....	20
Tableau II.6. Evaluation des charges sur dalle plein des balcons.....	21
Tableau II.7. Evaluation des charges du palier.....	21
Tableau II.8. Evaluation des charges de la volée.....	22
Tableau II.9. Evaluations des charges dans les murs extérieurs.....	22
Tableau II.10. Résumé de la descente de charge pour poteau B-3.....	24
Tableau II.11 Vérification de la résistance à la compression simple.....	26
Tableau II.12. Vérification de la stabilité de forme.....	27

Chapitre III. Etude des éléments Secondaires

Tableau.III.1. Les différents types de poutrelles.....	29
Tableau.III.2. Les différentes charges sur les poutrelles.....	30
Tableau.III.3.Sollicitations maximales dans les différents étages.....	32
Tableau.III.4. Ferrailage des poutrelles de plancher terrasse inaccessible.....	34
Tableau.III.5. Ferrailage des poutrelles du plancher habitation.....	34
Tableau.III.6. Ferrailage poutrelles du plancher 1 ^{er} étage et la sous pente.....	35
Tableau.III.7. Ferrailage poutrelles du plancher commerce.....	35
Tableau.III.8. Vérifications de l'effort tranchant en travée.....	37
Tableau. III.9. Vérifications de l'effort tranchant en appuis intermédiaire	37

Tableau III.10. Vérifications de l'effort tranchant en appuis de rive.....	37
Tableau.III.11. Vérification de l'état limite de compression de béton plancher terrasse inaccessible.....	39
Tableau.III.12. Vérification de l'état limite de compression de béton plancher 1 ^{er} étage et la sous pente.....	39
Tableau III.13. Vérifications de l'état limite de compression du béton plancher commerce...39	
Tableau.III.14.Vérifications de la fléché pour plancher terrasse inaccessible.....	41
Tableau.III.15.Vérifications de la fléché pour plancher 1er étage et la sous pente.....	41
Tableau III.16. Vérifications de la fléché pour plancher commerce.....	41
Tableau.III.17. Vérification de la flèche pour les poutrelles les plus défavorables après le redimensionnement.....	42
Tableau.III.18. Schémas de ferrailage des poutrelles	42
Tableau. III.19. Ferrailage des panneaux DP2 DP3 DP4 DP5 en travée et en appuis.....	45
Tableau.III.20. Vérification des contraintes en travée.....	48
Tableau.III.21. Vérification des contraintes en appuis.....	48
Tableau.III.22. Ferrailage des escaliers	49
Tableau.III.23. Les combinaison d'action de l'acrotère.....	50
Tableau.III.24. Ferrailage de l'acrotère.....	50
Tableau.III.25. Ferrailage de la poutre palière en travée et en appuis.....	52
Tableau.III.26. Section d'armature en travée et en appuis de la poutre palière.....	53
Tableau.III.27.Vérification de l'état limite de compression de béton.....	53
Tableau.III.28. Ferrailage de la poutre de chainage.....	55
Tableau.III.29. Vérification de l'état limite de compression de béton.....	55
Tableau.III.30. Ferrailage de la dalle D'ascenseur.....	58
Tableau III.31. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	59
Tableau III.32. Ferrailage de la dalle D'ascenseur.....	60
Tableau III.33. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	61

CHAPITRE IV : Etude dynamique

Tableau IV.1.valeur des pénalités.....	64
--	----

Tableau V.2. Période de vibration et taux de participation des masses modales.....	68
Tableau IV.3. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.....	69
Tableau IV.4. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.....	69
Tableau IV.5. Interaction sous charge verticale.....	70
Tableau IV.6. Interactions sous charge horizontales.....	70
Tableau IV.7. Vérifications des déplacements relatifs.....	71
Tableau IV.8.vérification devis à vis de l'effet P- Δ	71
TableauIV.9. Vérification de L'effort normale réduit des poteaux.....	73

CHAPITRE V : Etude des éléments structuraux

Tableau V.1 Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	76
Tableau V.2 Les sollicitations dans les poteaux.....	77
Tableau V.3 Ferrailage des poteaux.....	78
Tableau V.4 Calcul des armatures transversales pour les poteaux.....	79
Tableau V.5 Vérification du flambement.....	80
Tableau V.6 Vérifications des contraintes dans le béton des poteaux.....	80
Tableau V.7 Vérifications aux sollicitations tangentes pour les poteaux.....	81
Tableau V.8 schéma de ferrailage des poteaux.....	81
Tableau V.9 Ferrailages des poutres principales et secondaires.....	84
Tableau V.10 Vérifications des contraintes tangentielles.....	86
Tableau V.11 Vérifications des armatures longitudinales au cisaillement.....	86
Tableau V.12Vérifications de l'état limite de compression du béton.....	86
Tableau V.13 Vérification de la flèche pour les poutres.....	87
Tableau V.14 Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires (travée).....	87
Tableau V.15 Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires (appui).....	88
Tableau V.16 Les moments résistant dans les poteaux.....	90
Tableau V.17 Vérification des zones nodales selon le sens principal.....	90

Tableau V.18 Vérification des zones nodales selon le sens secondaire.....	91
Tableau V.19 Les sollicitations revenant aux voiles V_{x1} , V_{x2} , V_{x3} , V_{x4} , V_{y1} , V_{y2} , V_{y3} , V_{y4}	93
Tableau V.20 Ferrailage du voile V_{x1}	98
Tableau V.21 Ferrailage du voile V_{y1}	99

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Tableau VI.1. Section d'armature du radier.....	105
Tableau VI.2. Vérification des contraintes a l'ELS.....	106
Tableau VI.3. Vérification des contraintes a l'ELS.....	106
Tableau VI.4. Sollicitation dans les nervures selon des deux sens.....	109
Tableau VI.5. Ferrailage des nervures.....	110
Tableau VI.6. Vérification des contraintes a l'ELS.....	110
Tableau VI.7. Ferrailage du voile périphérique.....	114
Tableau VI.8. Vérification des contraintes dans le voile périphérique.....	115

Symboles Et Notations

A : Coefficient d'accélération de zone.

Ar : Aire d'une section d'acier de répartition

At : Aire d'une section d'acier transversal

As : Aire d'une section d'acier

B : La largeur (m).

B : Aire d'une section de béton

Br : Section réduite du béton

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

C_u : La cohésion du sol

D : Diamètre, dalle

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

d : Hauteur utile.

E : Actions accidentelles

E_s : Module d'élasticité de l'acier

E_{vj} : Module de déformation différée du béton à l'âge de j jour

E_{ij} : Module de déformation instantanée du béton à l'âge de j jour

e : Epaisseur, Excentricité

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

f_{cj} : Résistance caractéristique de compression à j jour

f_{tj} : Résistance caractéristique de traction à j jour

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

F : Force ou action générale.

f_{ji} : La flèche correspondant à j.

f_{gi} : La flèche correspondant à g.

f_{qi} : La flèche correspondant à q.

f_{gv} : La flèche correspondant à v.

Δf : La flèche totale.

G : Charges permanente

h_t : Hauteur totale du plancher.

h₀ : Epaisseur de la dalle de compression.

h_e : Hauteur libre d'étage.

h₀ : Epaisseur de la dalle de radier (cm)

ht : Hauteur de la nervure (cm)

qu : Charges réparties ultime

qs : Charges réparties de service

I : Moment d'inertie

i : Rayon de giration

I_{ji} : Moment d'inertie correspondant à j.

I_{gi} : Moment d'inertie correspondant à g.

I_{qi} : Moment d'inertie correspondant à q.

I_{gv} : Moment d'inertie correspondant à v.

k_c : Coefficient de portance.

L : Longueur ou portée.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

L_x : Distance entre nus de poutrelles.

L_y : Distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

L_r : Longueur de recouvrement

l_s : Longueur de scellement

l_f : Longueur de flambement

l'_g et l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

M_u : Moment de calcul ultime

M_s : Moment de calcul de service

M_a : Moment sur appui.

M_t : Moment en travée.

M₀ : moment isostatique.

M_i : Moment à l'appui *i*

M_j : Moment correspondant à j.

M_g : Moment correspondant à g.

M_q : Moment correspondant à q.

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

N_u : Effort normal ultime

N_s : Effort normal de service.

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

P_g et P_d : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

Q : Charges d'exploitation

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global.

S : Section, surface

S_r : Surface du radier (m²).

St : Espacement des armatures

S_{bat} : Surface totale du bâtiment

T_2 : Période caractéristique, associé à la catégorie du site.

V : Effort tranchant.

W: Poids propre de la structure.

W_{Qi} : poids du aux charges d'exploitation.

W_{Gi} : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

Y : Ordonnée de la fibre neutre.

Z : Coordonnée, bras de levier

Z : Profondeur au dessous de la fondation (m).

ut : Contrainte de cisaillement (MPa).

μ : Coefficient de frottement

μ_{bu} : Moment ultime réduit

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

ν : Coefficient de poisson

σ_{bc} : Contrainte du béton à la compression

σ_s : Contrainte de l'acier à la traction

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g : Contrainte correspondant à g.

σ_q : Contrainte correspondant à q.

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales

ζ : Contrainte tangentielle de cisaillement

ζ_{se} : Contrainte d'adhérence

η : Coefficient de fissuration

Ψ_s : Coefficient de scellement

ξ_{bc} : Raccourcissement relatif du béton

ξ_s : Allongement relatif de l'acier tendu

γ_b : Coefficient de sécurité de béton

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

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

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé

q_0 : Contrainte effective verticale initiale au niveau de fondation (bars).

$\bar{\tau}_u$: Valeur de cisaillement limite (MPa)

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa)

SOMMAIRE

Introduction Générale

Chapitre I

I.1. Introduction	1
I.2.présentation de l'ouvrage :	1
I.3.caractéristiques géométriques de la structure	3
I.4 : Description structurale	3
I.5.Caractéristiques mécaniques des matériaux	4
I.5.1. Le béton	4
I.5.2 Les aciers	8
I.6. Règlements et normes utilisés	9
I.7.Conclusion :	9

Chapitre II

II.1. Introduction	11
II.2. Les plancher	11
II.2.1. Plancher à corps creux	11
II .2.1.1. Les poutres principales	12
II.2.1.2 Les poutres secondaires	12
II.2.1.3. Les poutrelles	12
II.2.2 les dalles pleines :	14
II.3. Pré dimensionnement des voiles	15
II.4. Pré dimensionnement de l'acrotère	16
II.5. Pré dimensionnement des poteaux	16
II.6. Pré dimensionnement des escaliers	17
II.6.1. Définition	17
II.6.2. Détermination de « h » et « g »	17
II.7 Evaluation des charges et surcharges sur les planchers	19
II.7.1. Plancher des étages courants	19
II.7.2. Terrasse inaccessible	20
II.7.3. Dalle pleine des balcons	20
II.7.4. Les escaliers	21

II.7.5. Les murs extérieures (double parois en brique creuse)	22
II.8 Descente de charge	22
II.8.1. Surface afférente poteau B-3	22
II.8.2. Vérifications	26
II.9. Conclusion	28

Chapitre III

III.1. Introduction	29
III.2. Etude des poutrelles	29
III.2.1. Méthode de calcul	29
III.2.2 Schéma de ferrailage des poutrelles	42
III.3. Etude de la dalle de compression CBA (Art B.6.8.2.3)	44
III.4. Ferrailage de Plancher à dalles pleins	44
III .4.1 panneau de dalle DP2	44
III.4.2 Panneaux DP2 DP3 DP4 DP5	46
III.5. Etude des escaliers	47
III.6. Étude de l'acrotère	51
III.7. Étude de la poutre palière	52
III.7.1. Dimensionnement	52
III.7.2. Ferrailage a la flexion simple	53
III.7.3. Calcul de la poutre palier à la torsion	54
III.8. Etude de la poutre de chainage	56
III.8.1 Calcul des sollicitations	56
III.9. Etude de l'ascenseur	58
III.9.1. Les caractéristiques	58
III.9.2. Dalle de salle machine (locale)	59
III.9.3 Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur	62

Chapitre IV

IV.1. Introduction	65
IV.2. Méthodes de calcul de la force sismique	65
IV.2.1. Méthode statique équivalente	65

IV.3. Méthode d'analyse dynamique	67
IV.3.1. Modélisation de la structure	67
IV.3.2. Analyse du comportement de la structure	69
IV.3.3. Calcul des forces sismiques par l'analyse modale spectrale	71
IV.4. Vérification de la résultante de la force sismique et la période dynamique	71
IV.5. Vérification de l'interaction (voiles portiques)	72
IV.5.1. Sous charge verticale	72
IV.5.2. Sous charges horizontales	73
IV.6. Vérification vis-à-vis des déplacements des niveaux	73
IV.7. Justification vis à vis de l'effet P-Δ	74
IV.8. Vérification de l'effort normal réduit	76
Conclusion :	77

Chapitre V

V.1. Introduction	78
V.2. Étude des poteaux	78
V.2.1. Recommandations du RPA99/2003	78
IV.2.1.1. Les armatures longitudinales (art 7.4.2)	78
V.2.1.2. Armatures transversales (Article 7.4.2.2)	79
V.2.2. Les sollicitations dans les poteaux :	80
V.2.3. Calcul du ferrailage	81
V.2.3.1. Ferrailage longitudinal	81
V.2.3.2. Ferrailage transversal	82
V.2.4. Vérifications	83
V.2.4.1 Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :	83
V.2.4.2. Vérification des contraintes	84
V.2.4.3 Vérification aux sollicitation tangentes pour les poteaux	85
V.3. Etude des poutres	87
V. 3. 1. Recommandations du RPA99/Version 2003	87
V. 3. 1.1. Armatures longitudinale	87
V.3.1.2. Armatures transversales (Art 7.5.2.2)	88
V.3.1.3. Recommandation de BAEL 91/99	88
V. 3. 1.4. Calcul de ferrailage	88

V.3.1.5. Les armatures longitudinales	88
V.3.1.6. Vérification des armatures selon le RPA 99.....	89
V.3.1.7. Armatures transversales	89
V.3.1.8. Vérification à l'ELU : BAEL91 (Art F.IV.2)	90
V.3.1.9. Vérifications ELS BAEL91 (Art E.III.1).....	90
V3.1.10. Schéma de ferrailage des poutres	91
V.3.2. Vérification des zones nodales	93
V.3.2.1. Détermination du moment résistant dans les poteaux	94
V.3.2.2. Déterminations des moments résistant dans les poutres	94
V.4. Etude des voiles	95
V.4.1. Recommandation du RPA	96
V.4.1.1. Armatures verticales	96
V.4.1.2. Les armatures horizontales	96
V.4.3. Ferrailage.....	99
V.4.4. Schéma de ferrailage.....	104
V.4.5. Conclusion.....	104

Chapitre VI

VI.1. Introduction	106
VI.2. Choix du type de fondations.....	106
VI.2.1 Vérification des semelles isolées	106
VI.2.2 Vérification des semelles filantes :	107
VI.2.3 Radier général.....	108
VI.3. Caractéristiques géométriques du radier.....	108
VI.4. Vérifications nécessaires	109
VI.5. Ferrailage du radier générale	111
VI.6. Etude des nervures	114
VI.6.1 Définition des charges qui revient sur les nervures.....	114
VI.6.2. Ferrailage	116
VI 6.3. Vérification nécessaire	117
VI.7. Voile Périphérique	118
VI.7.2 Dimensionnement des voiles	118
VI.7.3 Caractéristiques prise de TVO	118

VI.7.4. Evaluation des charges et surcharges	119
VI.7.5. Ferrailage	119
CONCLUSION	123

CONCLUSION GENERALE

ANNEXES

BIBLIOGRAPHIE

LES PLANS

Introduction Générale

Introduction générale

Le besoin de construire des bâtiments en Algérie augmente de plus en plus à cause de la croissance démographique rapide et l'augmentation du nombre de la population. La condensation de la population dans les zones du nord, surtout dans les villes proches des littorales, comme Bejaïa et le manque du foncier pour la construction conduit le concepteur à projeter des bâtiments à hauteur considérables et dans des sites parfois de caractéristiques médiocres, pour répondre au besoin. Vu que le nord Algérien est susceptible de subir des séismes majeurs, alors, pour construire de bâtiments de telle importance l'ingénieur sera confronté à plusieurs contraintes. Pour répondre à toutes les exigences il doit avoir des connaissances approfondies dans plusieurs domaines de : conception, modélisation, géotechnique règlement, maîtrise des matériaux ...etc.

L'objectif principal de toute étude technique d'un ouvrage est de vérifier la résistance des différents éléments structuraux et non structuraux dans le but de prévoir son comportement durant son exploitation. La définition et le dimensionnement des différents éléments de la structure et leurs interaction est très importante pour assurer une bonne transmission des différentes sollicitations entre les différents éléments de celle-ci et aussi la transmission des sollicitations qu'elle aura à supporter durant son exploitation au sol d'implantation. C'est un souci de sécurité qui ne peut être atteint qu'en étudiant l'ouvrage suivant les règles de l'art.

Une bonne étude d'un ouvrage de génie civil repose principalement sur la qualité des études aux plans de la conception et du calcul, aussi sur la reconnaissance du sol et du site d'implantation des ouvrages. A cela s'ajoute la qualité des matériaux et des produits de construction, la qualité des travaux d'exécution, la qualité du suivi des travaux de réalisation et du contrôle technique de construction, conformément aux exigences réglementaires requises.

Après la conception architecturale des structures, et l'étude géotechnique du site d'implantation, la structure sera transmise pour le dimensionnement génie civil selon les règles en vigueur. L'ingénieur génie civil va veiller à dimensionner les éléments de la structure sous différents chargement tout en respectant les prescriptions réglementaires. La conception parasismique des bâtiments et des ouvrages de génie civil fait désormais partie des tâches de l'ingénieur. Dans le domaine du bâtiment, la bonne utilisation d'une norme parasismique par un ingénieur de structures suppose qu'il comprenne les particularités de l'action sismique.

Dans ce présent travail on présente l'étude d'un bâtiment en béton armé destiné usage multiple. Le bâtiment en question est constitué d'un sous-sol, sera utilisé comme parking, le Rez-de-chaussée et premier étage seront destinés à usage commerce, et les étages destinés pour l'habitation. Le bâtiment sera réalisé à Bejaïa dans le lieu dit ihhedaden en face. Selon règlement parasismique Algérien la région de Bejaïa est classée comme zone sismique IIa. Le bâtiment est à usage multiple commerce et habitation selon le même règlement est classée dans le groupe d'usage IIa. La structure étudiée sera réalisée par une ossature en béton armé, cette ossature sera constituée par des portiques poteaux-poutres en béton armé, et des voiles de contreventement aussi en béton armé, et des planchers qui constituent les diaphragmes. L'ensemble des cloisons de séparation sont des murs en maçonnerie (en brique et mortier) et les éléments non structuraux sont réalisés en béton armé.

Le travail est divisé en six chapitres, le premier portera sur la présentation complète de la structure étudiée, du site d'implantation, des règlements utilisés ainsi la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser. Le deuxième sera consacré pour et le pré dimensionnement des éléments non structuraux et structuraux du bâtiment des éléments secondaires et Le troisième chapitre calcul des éléments non structuraux (les planchers, les escaliers, l'acrotère...) et pour détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment. Le quatrième chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment. L'étude sera réalisée par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul ETABS. La structure est modélisée sous forme d'une ossature en portique poteau et poutre et des planchers modéliser sous forme de diaphragmes rigides. Le modèle de la structure est composé de dix niveau encastrés à la base. On considérant le sous-sol comme étant une boîte rigides, d'où on a modélisé uniquement la partie sortante du sol. Le cinquième chapitre portera sur le calcul du ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles). Le sixième chapitre portera sur l'étude de l'infrastructure (les fondations) Dans cette partie de notre travail on va présenter les différentes étapes du dimensionnement des fondations de l'ouvrage en question toute en respectant les règles en vigueur. Et en termine par une conclusion générale.

Chapitre I

Généralités

I.1 Introduction

L'ingénieur en génie civil doit reprendre en considération dans l'étude des structures, à la fois, les facteurs sécuritaire et économique, et pour cela il doit avoir le un ensemble de données, avec un maximum de détail, sur lesquelles il va s'appuyer. L'étude d'une structure nécessite une bonne description géométrique et des connaissances préalables des caractéristiques géotechniques du sol d'implantation. A ceux-ci s'ajoute la bonne connaissance et la maîtrise des matériaux de construction disponible à fin d'exploité leurs caractéristiques jusqu'aux états limite.

Le dimensionnement d'une structure repose sur un ensemble d'hypothèses qui permettent de faciliter les chemins pour atteindre un objectif de comportement fixer au préalable selon : les conditions du site, les conditions d'exécution, la nature de la structure, et l'environnement immédiat. Pour réaliser cette étude il est nécessaire de prendre connaissance des différents règlements et documents technique spécifique pour le calcul et la disposition des différents éléments de la structure à fin d'atteindre les objectifs de résistance et de comportements souhaités.

Dans ce présent chapitre on va présenter la structure du qui est le sujet de ce travail, le site d'implantation ainsi que les différentes hypothèses de calculs et les différents règlements utilisés.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage étudié faisant partie d'une promotion immobilière qui est implantée au niveau de la wilaya de Bejaia « -EX-JUTE- *Ihaddaden* » le terrain est plat et limité, au nord par la rue BOUMDAOUI, au sud par la BNA, à l'ouest par le boulevard *Karim Belkacem*, à l'est par la route des Aurès qui est classé d'après les règles parasismique algériennes (RPA 99/2003) en zone(IIa) qui est une zone moyenne sismicité.

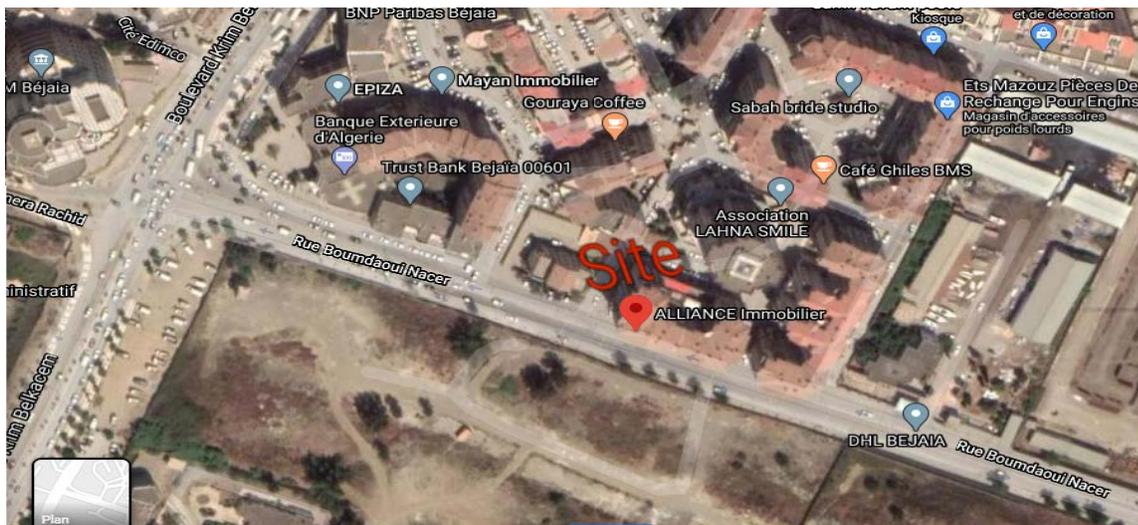


Figure I.1 vue sur site

Le bâtiment est constitué de 10 étages à usages multiples (commercial et habitation) chaque étage est contiens un ensemble de locaux et/ou de logement. Le rez-de-chaussée possède deux locaux de surface respectives de 69.10m^2 et de 63.85m^2 avec un poste transfo de surface de 30.85m^2 entouré d'un couloir de 2.9 m de largeur pour l'accès vers les logements et les deux locaux ainsi que les escaliers, avec une soupente contient de deux locaux de surface 37.92m^2 et 100m^2 .

Le 1^{er} étage à usage commerciale contient deux bureaux de surface 126.05m^2 et 126.85m^2 . 2^{ème} et 3^{ème} étage contiennent de deux logement de type f3 de surfaces respectives de 102.60m^2 et 96.40m^2 , avec un décrochement de 4m. Les étages 4, 5 et 6 contiennent de deux logement de type f3 de surfaces respectives de 102.80m^2 et 96.60m^2 . Le 7^{ème} étage contient deux logement de type f3 de surfaces respectives de 103.40m^2 et 96.80m^2 . Le 8^{ème} étage contient deux logement de type f3 de surfaces respectives de 103.40m^2 et 96.80m^2 . Le 9^{ème} étage contient deux logement de type f3 de surfaces respectives de $S=103.40\text{m}^2$ et $S=96.80\text{m}^2$.

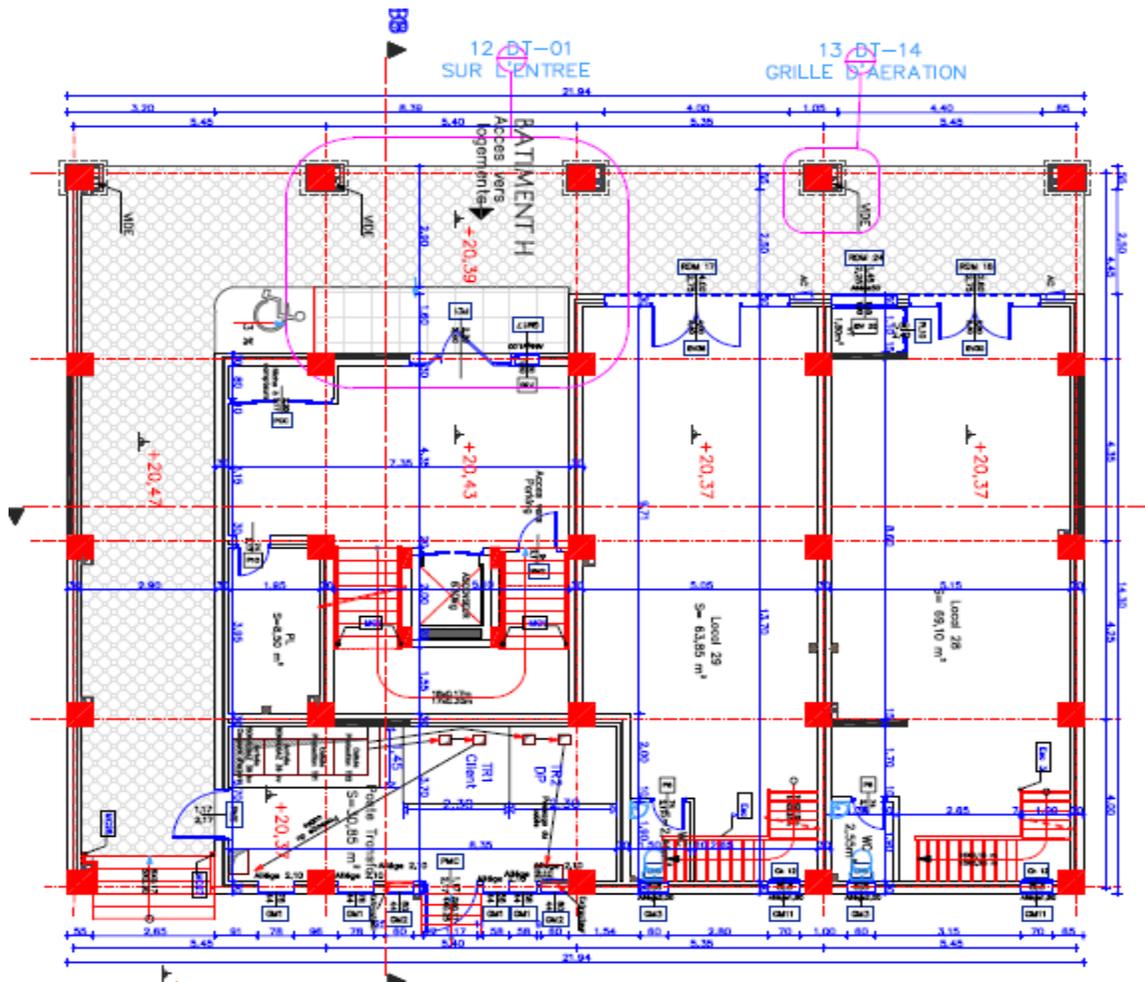


Figure I.2. La vue en plan (RDC) du bâtiment



Figure I.3 façade principale du bâtiment

I.3 Caractéristiques géométriques de la structure

La structure représente une forme rectangulaire et ses dimensions essentielles sont les suivant :

❖ Dimensions en plan

- La longueur totale du bâtiment : $L = 21.94 \text{ m}$
- La largeur totale du bâtiment : $L = 17.35 \text{ m}$

❖ Dimensions en élévation

- Hauteur total du bâtiment est $h_t = 41.35 \text{ m}$
- Hauteur du RDC : $h_{\text{RDC}} = 5.65 \text{ m}$
- Hauteur d'étage : $h_{\text{etg}} = 3.06 \text{ m}$
- Hauteur de sous-sol : $h_{\text{SS}} = 5.1 \text{ m}$

❖ Données du site

- Le bâtiment est implanté à la ville de Bejaia, une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone *Ila*).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme ferme (S2).
- Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1,5 \text{ bars}$.

I.4 Description structurale

Le bâtiment étudié est une structure en béton armé qui sera probablement contreventées avec un système de contreventement mixte (poteaux-poutres) entrecoupés par des voiles en béton armé,

vu que sa hauteur qui est dépassée 14 m d'après (RPA2003), avec 2 types de plancher corps creux (diaphragme) et en dalle plein (balcon), Les étages sont séparés avec des cloisons en maçonnerie (en brique et mortier).

Contreventement : La hauteur de la structure est de 41.35 m, alors l'ossature doit être en système de contreventement mixte dotée par des voiles et des portiques (Article 3-4-A-1-a RPA 99 révisé en 2003)

Les escaliers : Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre réalisés en béton armé coulés sur place le projet étudié constitué de type :

- Escalier balancé au niveau de sous-sol
- Escalier à deux volées pour les autres niveaux

Revêtement : Le revêtement du bâtiment est composé de :

- Carrelage pour les Chambres, les colories et l'escalier.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Mortier de ciment pour les façades.
- Céramique pour les salles d'eaux et la cuisine.

Les planchers : constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un Diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissantes dans son plan aux Éléments de contreventement.

Les maçonneries : sont des murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 30 cm séparées par une âme d'air de 5cm, et les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10 cm.

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

L'infrastructure : L'infrastructure est constituée d'un ensemble d'éléments qui ont pour objectif de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage, et limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales appliquées à la structure système de contreventement.

I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les matériaux entrant dans la composition de la structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que ; Le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalant généralement sur le critère de la résistance mécanique. Ce dernier est en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

I.5.1 Le béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange de ciment et de granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage et parfois les adjuvants, la classe de béton choisie est de C25/30.

Le béton présente une résistance à la compression assez élevée, d'après le RPA99V2003 (7.2.1), pour les éléments principaux, le béton mis en œuvre doit avoir une résistance f_{c28} au Moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa. Par contre sa résistance à la Traction est faible et elle est de l'ordre de 1/10 de sa résistance à la compression.

- **Résistance caractéristique à la compression**

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à « j » jours d'âge est déterminée à partir d'essais de compression axiale, sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur. On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité f_{c28} . D'après (CBA 93 art A.2.1 ,11) on a pour f_{cj} les relations suivantes :

➤ Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$
$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

➤ Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$:
$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

- **Résistance caractéristique à la traction**

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

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.6f_{cj} & \text{si } f_{cj} \leq 60 \text{ Mpa} \\ f_{tj} = 0.275f_{cj}^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa} \end{cases} \quad [\text{CBA93}](\text{Art A. 2.1.1.2})$$

Pour $j = 28$ jours et $f_{c28} = 25 \text{ mpa}$, $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$

Diagramme Contraintes et déformations

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit parabole- rectangle, et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

Le diagramme parabole rectangle présenté sur la figure (1.6) est un diagramme contraintes-déformations du béton qui peut être utilisé dans tous les cas.

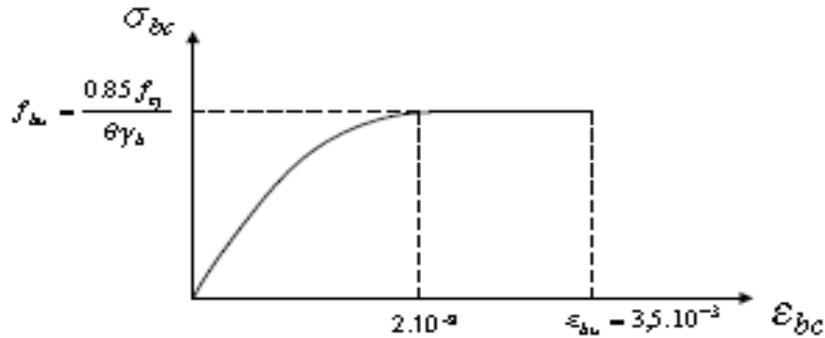


Figure I.4 Diagramme contraintes- déformations du béton

Dont

f_{bc} : Contrainte de calcul pour $2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰}$

ε_{bc} : Déformation du béton en compression.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours.

γ_b : Coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,5$ cas général

$\gamma_b = 1,15$ cas accidentel

D'où la contrainte σ_{bc} est en fonction de son raccourcissement

$$0\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \quad \sigma_{bc} = 0.25 f_{bc} \cdot 10^3 \cdot \varepsilon_{bc} \cdot (4 - 10^3 \cdot \varepsilon_{bc})$$

$$2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰} \quad \sigma_{bc} = f_{bc}$$

Lorsque la section est partiellement comprimée, on peut utiliser un diagramme rectangulaire simplifié présenté sur la figure (1.5).

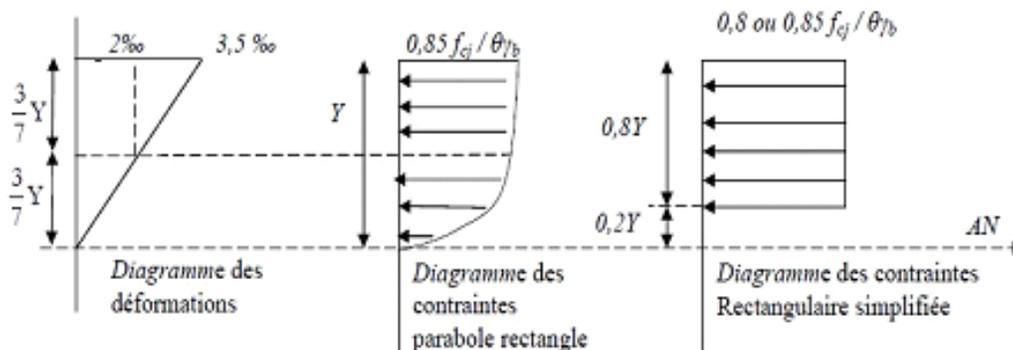


Figure I.5 Diagramme des contraintes rectangulaire simplifié du béton

- D'où : θ est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

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

$\theta = 0,9$ si la durée est comprise entre 1h et 24h.

$\theta = 0,85$ dans les autres cas.

- Sur une distance de $0,2 y$ compté à partir de l'axe neutre la contrainte est nulle.
- Sur la distance restante $0,8 y$ la contrainte à pour valeur

$\Rightarrow 0,85 \times f_{cj} / \gamma_b \cdot \theta$: pour les zones comprimées dont la largeur est croissant ou Constante vers les fibres les plus comprimées.

$\Rightarrow 0,8 \times f_{cj} / \gamma_b \cdot \theta$: pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante ou constante vers ces mêmes fibres.

• Contrainte admissible de cisaillement

D'après l'article A.5.2.11 de BAEL91

$$\tau_u = \text{Min} (0,2 f_{cj} / \gamma_b, 5\text{MPa}), \text{ Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\tau_u = \text{Min} (0,15 f_{cj} / \gamma_b, 4\text{MPa}), \text{ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton est définie par rapport à l'effort tranchant ultime T_u :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \text{ avec } \begin{array}{l} b_0: \text{ largeur de la pièce} \\ d: \text{ hauteur utile} \end{array}$$

• Module de déformation longitudinal du béton :

- Module de déformation instantanée [CBA93](Art. A. 2. 1. 21)

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt{f_{cj}}, \text{ avec } E_{ij} \text{ et } f_{cj} \text{ en } [MPa]$$

- Module de déformation différée [CBA93](Art. A. 2. 1. 22)

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt{f_{cj}} = E_{ij} / 3, \text{ avec } E_{vj} \text{ et } f_{cj} \text{ en } [MPa]$$

- Module de déformation transversale

- **Coefficient de poisson** : c'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation longitudinal

D'après le BAEL91 (A.2.1, 3), Il est pris égale à :

$$\begin{cases} \nu = 0.2 \text{ pour ELS} \\ \nu = 0 \text{ pour ELU} \end{cases}$$

I.5.2 Les aciers

L'acier présente une très bonne résistance à la traction, et une bonne résistance à la compression dans le cas d'élancements faibles. Si aucune précaution n'est prise il peut subir des effets de corrosion. C'est un matériau très ductile, qui atteint des déformations très importantes avant la rupture.

Dans la pratique on utilise les nuances d'acier suivantes :

Acier naturel Fe E 215, Fe E 235

- a) Acier à haute adhérence Fe E 400, Fe E 500
- b) Treillis soudés de maille 200 x 200 mm² avec $\Phi = 5\text{mm}$

Le caractère mécanique servant de base à la justification est la limite d'élasticité.

c) Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_S = 200\,000\text{ MPa}$

- **Les contraintes de calcul aux états limites**

- a) À l'état limite ultime

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} & \text{pour } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_S \times \varepsilon_s & \text{pour } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \end{cases}$$

avec $\varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_S}$

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_S qui a les valeurs suivantes :

$\gamma_S = 1,15$ cas général,

$\gamma_S = 1,00$ cas des combinaisons accidentelles.

Diagramme contrainte- déformation : (ELU)

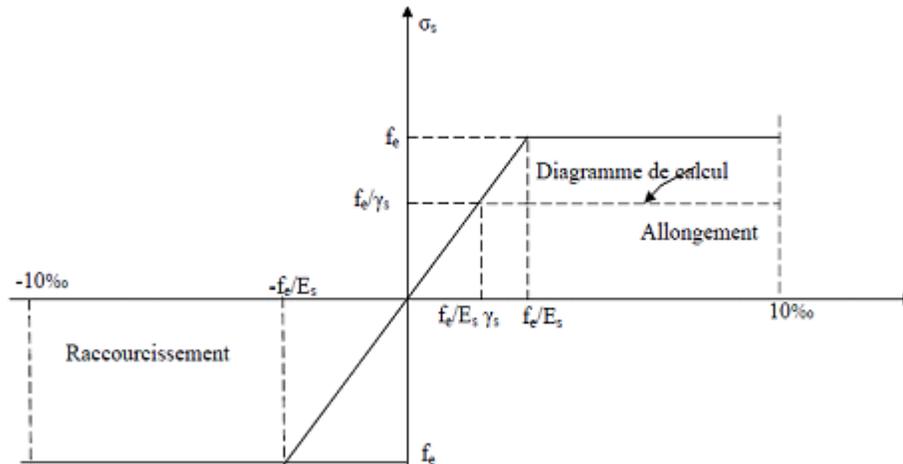


Figure I.6 Diagramme contraintes- déformations d'acier

Contrainte limite de traction des armatures

b) à l'état limite de service :

- Fissuration peu préjudiciable $\sigma_{st} \leq f_e$ pas de limitation
- Fissuration préjudiciable $\sigma_{st} = \text{Min} (2/3 \cdot f_e ; 110 \sqrt{\eta f t j})$
- Fissuration très préjudiciable $\sigma_{st} = \text{Min} (0.5 f_e ; 90 \sqrt{\eta f t j})$

Avec : η coefficient de fissuration

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 \text{ pour ronds lisses} \\ 1,6 \text{ pour les hautes adhérences avec } \Phi \geq 6 \text{ mm} \\ 1,3 \text{ pour les hautes adhérences avec } \Phi < 6 \text{ mm} \end{array} \right.$$

I.6 Règlementation et normes utilisés

Les règlements et normes utilisés pour la réalisation de ce travail sont :

- ✓ DTR BC 2.33.2 : Méthode de calcul des fondations profondes.
- ✓ DTR BC 2.42 : Règle de Conception et de Calcul des parois et murs en béton armé banché.
- ✓ DTR B.C.2.2 : Charges permanentes et charge d'exploitation.
- ✓ DTR BC 2.33.1 : Règles de calcul des fondations superficielles.
- ✓ BAEL 91/Version99 : Béton aux états limites
- ✓ CBA93 : code de béton armé.
- ✓ RPA99 : règles parasismique Algériennes version 2003.

I.7 Conclusion

La structure présentée est une structure multi étage avec une forme régulière qui est constituée en béton armé. La structure sera probablement formée par des ossatures voiles portiques est contreventée par des voiles et des planchers sous forme de diaphragme rigide. La faible résistance du béton à la traction par rapport à sa résistance à la compression conduit tout naturellement à chaîner entre le béton et l'acier.

Les matériaux ainsi adoptés pour la réalisation de notre structure sont :

Un béton ayant 25 MPa de résistance caractéristique à la compression à 28 jours et une résistance à la traction de 2.1 MPa , on distingue deux modules d'élasticité du béton, instantané est de 32164.2 MPa et différé de 10818.87 MPa , On utilise aussi un acier de nuance FeE400 ayant 400 MPa de résistance à la traction et à la compression et un module d'élasticité de 200000 MPa

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments

II.1. Introduction

L'ensemble des sections des éléments résistants de la structure tel que poteaux poutres, voiles, et autres passe impérativement par un dimensionnement vis-à-vis des conditions de résistance et de déformation afin de reprendre les efforts sollicitants.

Le but de ce pré dimensionnement est donc d'optimiser les sections pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage et réduire le coût.

Et pour cela nous nous référons aux recommandations de (**RPA99 (version 2003) BAEL 91, CBA93, ...**)

II.2. Les planchers

II.2.1. Plancher à corps creux

Est composé essentiellement de corps creux, des poutrelles et de dalle de compression.

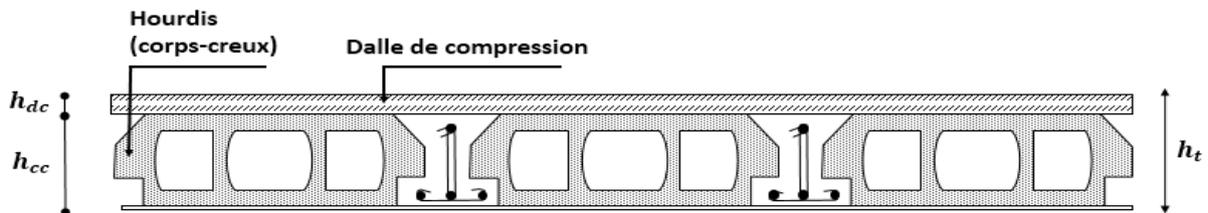


Figure II.1. Coupe plancher à corps creux

Le pré dimensionnement d'un plancher corps creux se fait par satisfaction de la condition de la flèche

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad (\text{CBA93, ART.6.8.4.2.4})$$

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

h_t : hauteur total du plancher.

$$h_t \geq \frac{445-30}{22.5} = 18,44 \text{ cm} \quad \text{donc on adoptera des planchers de hauteur } (16 + 4) = 20 \text{ cm}$$

avec :

16 cm : hauteur de corps creux (h_{cc}).

4 cm : hauteur de dalle de compression (h_{dc}).

➤ Dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne droit à section rectangulaire, en T ou en I, on distingue deux types (poutres principales et poutres secondaires). Le dimensionnement d'une poutre est déterminé en respectant les exigences du BAEL 91.

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad (\text{BAEL 91/99})$$

Avec

L_{\max} : longueur de la poutre maximale entre nus d'appuis

h : hauteur de la poutre

II .2.1.1. Les poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :

$$L_{pp} = 545 - 30 = 515 \text{ cm} \Rightarrow 34.33 \text{ cm} \leq h \leq 51.5 \text{ cm}$$

on adopte pour une section rectangulaire ($b * h$) = (30*40) cm²

Vérification des exigences du RPA99/2003 (Article 7.5.1)

$$\begin{cases} b = 30 \geq 20 \text{ cm} & \text{vérifiée} \\ h = 40 \geq 30 \text{ cm} & \text{vérifiée} \\ \frac{h}{b} = 1.33 \leq 4 & \text{vérifiée} \end{cases}$$

II.2.1.2 Les poutres secondaires

Elles sont disposées parallèles aux poutrelles

$$L_{ps} = 445 - 30 = 415 \text{ cm} \Rightarrow 27.66 \text{ cm} \leq h \leq 41.5 \text{ cm}$$

on adopte pour une section rectangulaire ($b \times h$) = (30 × 35) cm²

Vérification des exigences du RPA99/2003 (Article 7.5.1)

$$\begin{cases} b = 30 \geq 20 \text{ cm} & \text{vérifiée} \\ h = 35 \geq 30 \text{ cm} & \text{vérifiée} \\ \frac{h}{b} = 1.16 \leq 4 & \text{vérifiée} \end{cases}$$

II.2.1.3. Les poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les Charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simples.

Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- **Le critère de de la petite portée** : les poutrelle sont disposées parallèlement à la plus petite portée
- **Le critère de continuité** : le sens où il y a plus d'appuis

Pour la structure à étudier, la disposition des poutrelles est effectuée selon des deux critères, vu que le même nombre des fils selon les sens (x-y), et les petite portée suivant le sens (x), et cela pour tous les planchers comme indiqué sur la figure suivante.

Vu en plan des étages courants

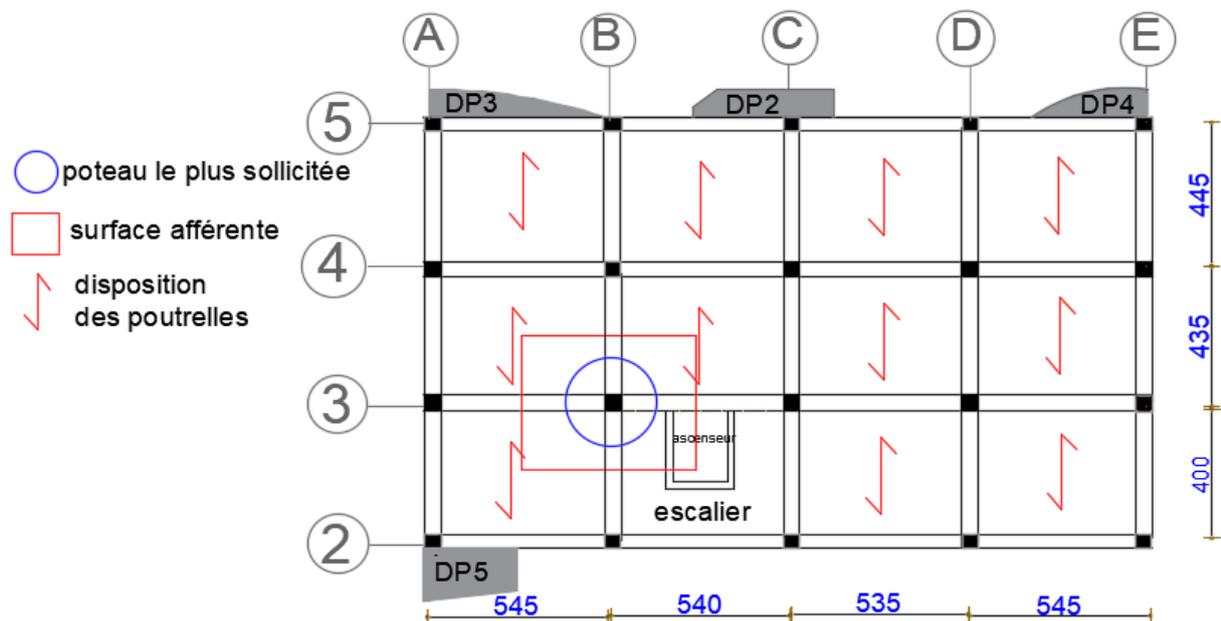
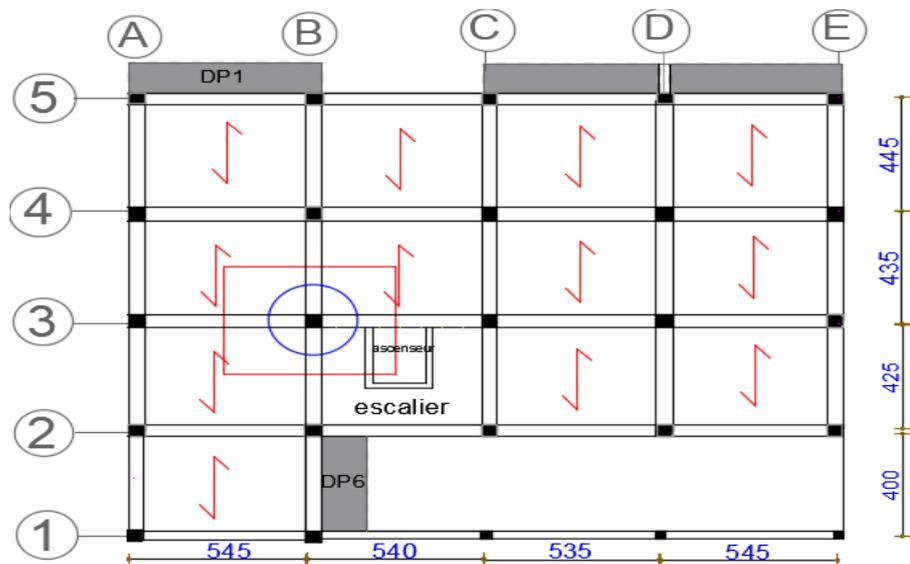
Vus en plan du 1^{er} étage

Figure II.2. Disposition des poutrelles

h_t : hauteur total de la poutrelle

h_0 : hauteur de la dalle de compression

b_0 : largeur de la nervure tel que $b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) h_t \Rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 12 \text{ cm})$ soit $b_0 = 10 \text{ cm}$

b : largeur de la table de compression est calculée à partir de l'expression suivant :

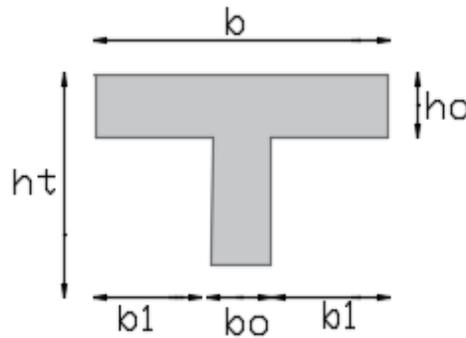


Figure II. 3. Coupe transversale d'une poutre

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right) \quad (\text{CBA93 Article A.4.1.3})$$

L_x : distance maximale entre nus d'appui de deux poutrelles.

L_y : distance minimale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm} \quad L_y = 400 - 30 = 370 \text{ cm} \quad h_t = 20 \text{ cm} \quad b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$\frac{b-10}{2} \leq \min(27.5 \text{ cm}, 37 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow b \leq 65 \text{ cm} \quad \text{soit } b = 65 \text{ cm}$$

II.2.2 les dalles pleines :

Le projet étudié comporte quatre types de dalles (dalle sur 1,2 ,3,4 appuis), leur pré dimensionnement se fait selon deux critères (résistance et coupe-feu) CBA 93. Le résumé de cela réunit dans le tableau ci-dessous :

➤ Résistance au feu

$e \geq 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.

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

$e \geq 14 \text{ cm}$ Pour quatre heures de coupe-feu

➤ Résistance à la flexion

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \quad \text{Pour une dalle sur deux appuis}$$

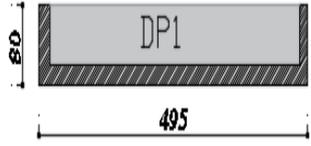
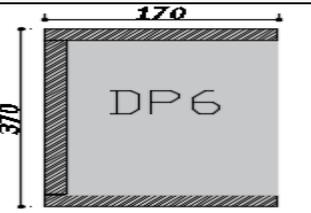
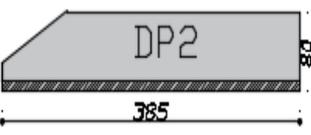
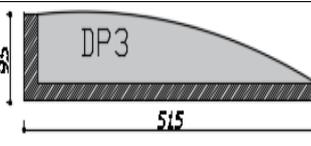
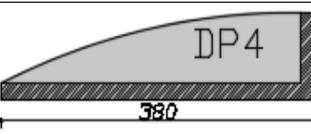
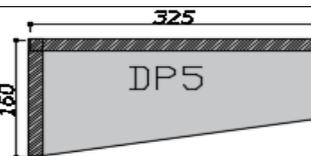
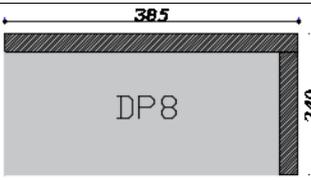
$$e \geq \frac{L_x}{20} \quad \text{pour une dalle sur un seul appui}$$

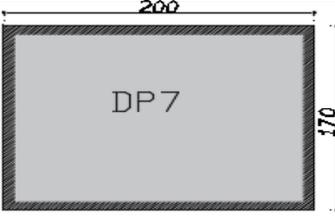
$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad \text{Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis}$$

L_x : la petite portée du panneau.

e : épaisseur de la dalle

Tableau II.1. Pré dimensionnement des dalles pleines

Type de dalle	schémas	Etage	L_x (m)	L_y (m)	$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	e (cm) critère de résistance
Type 1		1	0.8	4.49	0.16	$2.28 \leq e \leq 2.66$
		1	1.7	3.7	0.45	$3.4 \leq e \leq 4.25$
Type 2		2,3,4,5,6,7,8	0.8	3.85	0.207	$e \geq 4$
Type 3		2,3,4,5,6,7,8,9	0.95	5.15	0.184	$2.71 \leq e \leq 3.16$
		2,3,4,5,6,7,8,9	0.95	3.8	0.25	$2.71 \leq e \leq 3.16$
		2,3,4,5,6,7,8,9	1.6	3.25	0.49	$4.57 \leq e \leq 5.33$
		Terrasse	2.4	3.85	0.62	$6.85 \leq e \leq 8$

Type 4		Terrasse	1.7	2	0.85	$3.4 \leq e \leq 4.25$
--------	---	----------	-----	---	------	------------------------

Remarque : le critère de coupe-feu donne l'épaisseur (e) important de lui on opte pour l'ensemble des dalles pleines (balcons) une épaisseur : e =12 cm et la dalle d'ascenseur e =15 cm

II.3. Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments continus assurant, d'une part le transfert des charges verticales et d'autres part la stabilité sous l'action des charges horizontales

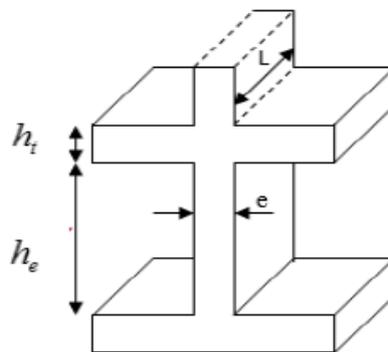


Figure II.4. Coupe de voile en élévation

Le dimensionnement des voiles se fait selon les recommandations de **RPA 99/2003 (Article 7.7.1)**

$$e \geq \max \left(\frac{h_e}{20}; 15 \text{ cm} \right)$$

$$L_v \geq 4 \times e$$

L_v : longueur de voile

e : épaisseur de voile

h_p : hauteur de la poutre = 40 cm

h_e : hauteur libre de d'étage ($h_e = \text{hauteur d'étage} - 40 \text{ cm}$)

Les dimensions sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau II.2. Dimensionnement des voiles

Etages	h_e (cm)	$e \geq h_e/20$	e choisie (cm)	L_v (cm)
RDC	266	13	15	60

La soupenne	221	11.05	15	60
Autres niveaux	266	13.3	15	60

II.4. Pré dimensionnement de l'acrotère

L'acrotère est élément structural en béton armé ayant pour rôle d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales et l'accrochage de matériaux de travaux de l'entretien .il est considéré comme une console encastrée à sa base soumise à son poids propre G et une charge horizontale Q et une force sismique f_p

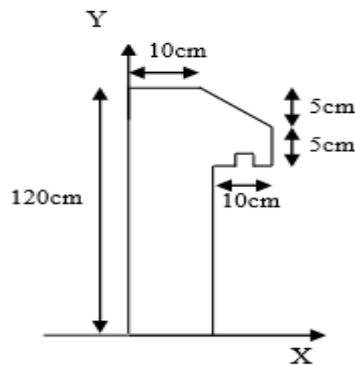


Figure II.5. Coupe transversale de l'acrotère

Soit :

S : la section de l'acrotère

$$S = \frac{0.05 \times 0.1}{2} + (0.05 \times 0.1) + (0.1 \times 1.2) = 0.127 \text{ m}^2$$

II.5. Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments en béton armé, destinés à transmettre les charges aux fondations, leurs pré dimensionnement se fait à la compression simple selon les règles du BAEL91 (art B.8.4,1). Une fois la résistance à la compression vérifiée ; ces poteaux doivent répondre au critère de stabilité de forme exigé par le RPA.

D'après le RPA 99/version 2003 page 65 : (zone IIa)

$$\begin{cases} \min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{cases}$$

On opte préalablement des sections des poteaux carré (b x h) comme suit :

Sous-sol et RDC (55*55)

1^{er} et 2^{ème} étage (50*50)

3^{ème} et 4^{ème} étage (45*45)

5^{ème} et 6^{ème} étage (40*40)

7^{ème} et 8^{ème} étage (35*35)

9^{ème} et 10^{ème} étage (30*30)

II.6. Pré dimensionnement des escaliers

II.6.1. Définition

L'escalier est une construction en béton armé constituée d'une suite régulière de marches et des contre marches reposant sur une paillasse, permettant le passage d'un étage à un autre les différents éléments de l'escalier sont nommés comme suit :

(1) e : épaisseur de la paillasse

(2) L_0 : longueur projetée de la volée

(3) g : giron

(4) h : hauteur de la contre marche

(5) H : hauteur de la volée

(6) α : Inclinaison de la paillasse

(7) : emmarchement

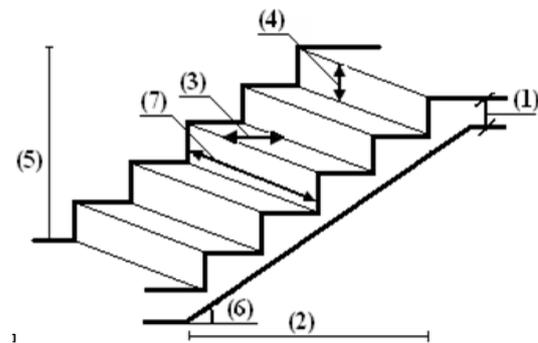


Figure II.6. Schéma de terminologie d'escalier

II.6.2. Détermination de «h » et « g »

$14 < h < 18$ avec $h = \frac{H}{n}$ (n : nombre de contremarche).

$25 < g < 32$ avec $g = L_0 / (n-1)$ (L_0 : longueur utile).

Suivant la loi de BLANDEL : $59 \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$

Remplaçant h et g : $2h + g = 64 \text{ cm} \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2H + L)n + 2H = 0$

Dans notre cas on a l'escalier d'étage courant et la volée 1 de l'escalier de RDC sont identiques

➤ **Type 1 : l'escalier des étages courants et volée1 RDC :**

On a $L_0 = 2.4 \text{ m}$ $H = 1.53 \text{ m}$

$$64 n^2 - (64 + 2H + L) n + 2H = 0$$

$$64 n^2 - (64 + 2 \times 153 + 240) n + 2 \times 153 = 0$$

$$64 n^2 - 610n + 306 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 542$$

$$\Rightarrow \begin{cases} n = 9 \\ n - 1 = 8 \end{cases}$$

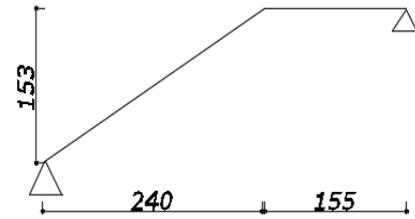


Figure II.7. Schéma de la volée1

Calcul de giron et la hauteur d'une contre marche

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

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

Inclinaison de la paillasse

$$\text{tg } \alpha = \frac{153}{240} \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$$

Épaisseur de la paillasse

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

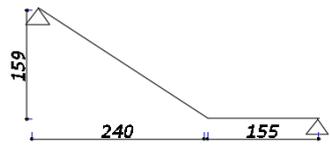
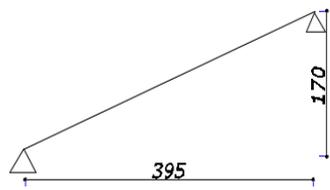
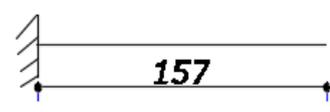
$$L = Lv + Lp = 2.84 + 1.55 = 4.39 \text{ m}$$

$$\frac{439}{30} \leq e \leq \frac{439}{20} \Rightarrow 14.63 \text{ cm} \leq e \leq 21.95 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } e = 20 \text{ cm}$$

Les dimensions des autres types d'escalier seront mentionnées dans le tableaux ci-après :

Tableau II.3. Pré dimensionnement des escaliers

Types	volées	Schémas statiques	L_0 (cm)	H (m)	n	h (cm)	g (cm)	e (cm) paillasse	α
RDC	Volée 2		240	147	9	16.5	30	20	31.48
Soupenite	Volée1		150	102	6	17	30	20	34.21

	Volée 2		240	159	10	16	26.5	20	33.52
Sous -sol	Volée 1		395	170	12	14	35	20	23.28
	Volée 2 balancé		510	238	17	14	32	20	25.01

II.7 Evaluation des charges et surcharges sur les planchers

II.7.1. Plancher des étages courants

Tableau II.3. Evaluation des charges du plancher étage courant

Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Plancher corps creux	0.2	/	2.85
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Cloison de séparation	0.1	10	1
Charge permanent total G	5.21 KN/m ²		
Q étage courant	1.5 KN/m ²		
Q sous-sol (parking)	2.5 KN/m ²		

Q étage commercial (RDC)	5 KN/m ²
Q salle de restauration (soustent)	2.5 KN/m ²
Q bureau (1 ^{er} étage)	2.5 KN/m ²

II.7.2. Terrasse inaccessible

Tableau II.4. Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible

Élément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
Gravions de protection	0.04	20	0.80
Etanchéité multicouches	0.02	6	0.12
Forme de pont	0.1	22	2.20
Isolation thermique	0.04	0.25	0.01
Plancher corps creux	0.2	/	2.85
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente total	G = 6.18 KN/m ²		
Charge d'exploitation	Q = 1 KN/m ²		

II.7.3. Dalle pleine des balcons

Tableau II.5. Evaluation des charges sur dalle pleine des balcons

Élément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
Dalle pleine	0.12	25	3
Carrelage	0.02	20	0.4
mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Enduit de mortier de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente total	G = 4.52 KN/m ²		
Charge d'exploitation	Q = 3.5 KN/m ²		

II.7.4. Les escaliers

Palier :

Tableau II. 6. Evaluation des charges du palier

Élément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.4
mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Palier	0.15	25	3.75
Enduit de mortier de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente total	$G = 5.27 \text{ KN/m}^2$		
Charge d'exploitation	$Q = 2.5 \text{ KN/ m}^2$		

Volée :

Tableau II.7. Evaluation des charges de la volée

Couche des matériaux		Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Type 1
				Volée 1 et 2
Paillasse		25	$0.2/\cos(\alpha)$	5.92
Carrelage	Horizontal	22	0.02	0,44
	Vertical	22	$0.02h/g$	0,25
Mortier de pose	Horizontal	20	0.02	0,40
	vertical	20	$0.02h/g$	0,23
Enduit de ciment		18	$0.02/\cos(\alpha)$	0,43
Poids des marches		22	$h/2$	1,87
Charge permanente totale		$G= 9.54 \text{ KN/m}^2$		
Surcharge d'exploitation		$Q=2.5 \text{ KN/m}^2$		

II.7.5. Les murs extérieures (double parois en brique creuse)

Tableau II.8. Evaluations des charges dans les murs extérieurs

Éléments	Epaisseur(m)	Poids volumique KN/m ³	Charges KN/m ²
Enduit de ciment	0,02	18	0,36
Brique creuse	0,15	/	1,30
Lame d'air	0,05	/	/
Brique creuse	0,10	/	0,90
Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
Charge permanente totale			$G = 2,76 \text{ KN/m}^2$

II.8 Descente de charge

On fait appelle à la descente de charge pour d'étudier le transfert des charge et surcharge revenant à chaque élément porteur de la structure de puis le haut jusqu'aux fondation, tout en utilisant la loi de dégression des charges d'exploitation **DTR. B.C 2.2.ART .6.3**

Sous la terrasse : Q_0

Sous le dernier étage Q_0+Q_1 .

Sur l'étage immédiatement inférieur $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$.

Sur l'étage immédiatement inférieur $Q_0+0.9 (Q_1+Q_2+Q_3)$.

Pour $n \geq 5$ $Q_0+(3+n)/2 \times n (Q_1+Q_2+\dots+Q_n)$.

II.8.1. Surface afférente poteau B-3

$$S_1 = 2.575 \times 2.025 + 5.21 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 2.55 \times 2.025 = 5.16 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 2.575 \times 1.975 = 5.08 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1.975 \times 2.55 = 5.03 \text{ m}^2$$

S_1, S_2, S_3 : surfaces des plancher à corps creux

S_4 : surface de l'escalier

$$\Sigma S_{iG} = 15.45 \text{ m}^2$$

$$S_{aff Q} = [0.3(2.575 + 2.55 + 2.025 + 1.975)] + S_{iG}$$

$$S_{aff Q} = 18.21 \text{ m}^2$$

❖ Plancher sous-sol

$$P_G = 5.21 \times 15.45 + 9.54 \times 5.03 = 128.48 \text{ KN}$$

$$P_Q = 5 \times 18.21 + 2.5 \times 5.03 = 103.62 \text{ KN}$$

❖ Plancher RDC

$$P_G = 5.21 \times 15.45 + 9.54 \times 5.03 = 128.48 \text{ KN}$$

$$P_Q = 2.5 \times 18.21 + 2.5 \times 5.03 = 58.1 \text{ KN}$$

❖ Plancher étage courant

$$P_G = 5.21 \times 15.45 + 9.54 \times 5.03 = 128.48 \text{ KN}$$

$$P_Q = 1.5 \times 18.21 + 2.5 \times 5.03 = 39.89 \text{ KN}$$

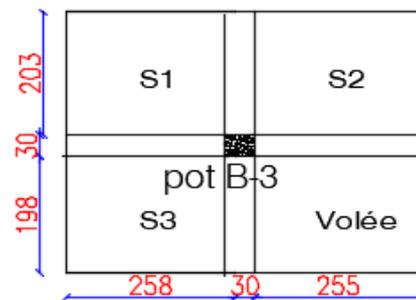


Figure II.8. Surface afférente du poteau

❖ **Plancher terrasse inaccessible**

$$P_G = 6.18 \times 20.48 = 126.56 \text{ KN}$$

$$P_Q = 1 \times 23.21 = 23.21 \text{ KN}$$

➤ **Poids des poutres :**

$$G_{pp} = 25 \times 0.3 \times 0.4 \times 5.12 = 15.36 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 25 \times 0.3 \times 0.35 \times 4 = 10.5 \text{ KN}$$

$$G_{tot} = 25.86 \text{ KN}$$

➤ **Poids des poteaux :**

$$\text{Poteaux sous-sol : } G_P = 25 \times 0.55 \times 0.55 \times 5.1 = 38.56 \text{ KN}$$

$$\text{Poteaux RDC : } G_P = 25 \times 0.55 \times 0.55 \times 5.65 = 42.72 \text{ KN}$$

$$\text{Poteaux 1}^{\text{er}} \text{ étage et 2}^{\text{eme}} \text{ étage : } G_P = 25 \times 0.5 \times 0.5 \times 3.06 = 19.12 \text{ KN}$$

$$\text{Poteaux 3}^{\text{eme}} \text{ étage et 4}^{\text{eme}} \text{ étage : } G_P = 25 \times 0.45 \times 0.40 \times 3.06 = 15.49 \text{ KN}$$

$$\text{Poteaux 5}^{\text{eme}} \text{ étage et 6}^{\text{eme}} \text{ étage : } G_P = 25 \times 0.4 \times 0.4 \times 3.06 = 12.24 \text{ KN}$$

$$\text{Poteaux 7}^{\text{eme}} \text{ étage et 8}^{\text{eme}} \text{ étage : } G_P = 25 \times 0.35 \times 0.35 \times 3.06 = 9.37 \text{ KN}$$

$$\text{Poteaux 9}^{\text{eme}} \text{ étage et 10}^{\text{eme}} \text{ étage : } G_P = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times 3.06 = 6.88 \text{ KN}$$

➤ **Poids des murs**

$$\text{Pour RDC : } G_M = 2.76 \times 5.3 \times 1.975 = 28.89 \text{ KN}$$

$$\text{Pour étage courant : } G_M = 2.76 \times 2.71 (2.025 + 1.975) = 29.91 \text{ KN}$$

$$\text{Avec } N_u = 1.35G_{cumulée} + 1.5Q_{cumulée}$$

Tableau II.9. Résumé de la descente de charge pour poteau B-3

Niveau	Eléments	G(KN)	$G_{cumulée}$	Q(KN)	$Q_{cumulée}$	Nu
N12	Plancher	126,56	151.87	23,21	$Q_0 = 23,21$	239.84
	Poteaux	0				
	Poutres	25,86				
	Plancher	106,7				

N11	Poteaux	6,88	342.59	39,89	$Q_0+Q_1=63,1$	557.15
	Poutres	25,86				
	Mur	29,91				
N10	Plancher	128.48	535.8	39,89	$Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$ $= 99$	871.83
	Poteaux	9,37				
	Poutres	25,86				
	Mur	29,91				
N9	Plancher	128.48	729	39,89	$Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$ $= 130,91$	1180.52
	Poteaux	9,37				
	Poutres	25,86				
	Mur	29,91				
N8	Plancher	128.48	925.08	39,89	$Q_0+0,8(Q_1 \times 4)$ $= 158.84$	1487.11
	Poteaux	12,24				
	Poutres	25,87				
	Mur	29,91				
N7	Plancher	128,48	1121.15	39,89	$Q_0+0,75(Q_1 \times 5)$ $= 182.77$	1787.71
	Poteaux	12,24				
	Poutres	25,86				
	Mur	29,91				
N6	Plancher	128.48	1320.48	39,89	$Q_0+0,71(Q_1 \times 6)$ $= 202.72$	2086.72
	Poteaux	15,49				
	Poutres	25,86				
	Mur	29,91				
N5	Plancher	128.48	1519.8	39,89	$Q_0+0,69(Q_1 \times 7)$ $= 222.58$	2385.61
	Poteaux	15,49				
	Poutres	25,86				
	Mur	29,91				
	Plancher	128,48				

N4	Poteaux	19,12	1722.76	39,89	$Q_0 + 0,67(Q_1 \times 8)$ $= 242.45$	2689.40
	Poutres	25,86				
	Mur	29,91				
N3	Plancher	128.48	1925.72	39,89	$Q_0 + 0,65(Q_1 \times 9) =$ 262.31	2993.19
	Poteaux	19.12				
	Poutres	25,86				
	Mur	29,91				
N2	Plancher	129,88	2132.7	58.1	$Q_0 + 0.63(Q_1 \times 9 + Q_{RDC})$ $= 294.33$	3320.64
	Poteaux	42,72				
	Poutres	25.86				
	Mur	29.91				
N1	Plancher	128.48	2346.37	103.62	$Q_0 + 0.62(Q_1 \times 9 + Q_{RDC}$ $+ Q_{sous-sol}) = 352.44$	3696.25
	Poteaux	38.56				
	Poutres	25.86				
	Mur	28.89				

Remarque : Les résultats obtenus montrent que l'effort normal ultime (Nu) de poteau B-3 (3696.25KN) est important par rapport à celui de B-4 (3372.42KN), ce qui conduit à conclure que le poteau le plus sollicitée de la structure est le poteau B-3.

II.8.2. Vérifications

Après la localisation du poteau le plus sollicité et en calculant les sollicitations correspondantes des un ensemble de vérifications doivent être effectués. Selon le CBA 93(Article B.8.11), l'effort normale ultime de compression Nu doit être majoré de 10 c'est-à-dire ($Nu^* = 1,10 Nu$).

✓ Critère de résistance

$$\sigma_b = Nu^* / B \leq \bar{\sigma}_b = f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

Avec B : la section du poteau.

Tableau II. 10. Vérification de la résistance à la compression simple

Niveau	Nu	Nu*	B	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	observation
N12	239.84	263.83	0.09	2.93	14.2	vérifiée

N11	557.15	612.86	0.09	6.8	14.2	vérifiée
N10	871.83	959.01	0.122	7.86	14.2	vérifiée
N9	1180.52	1298.58	0.122	10.64	14.2	vérifiée
N8	1487.11	1635.82	0.16	10.22	14.2	vérifiée
N7	1787.71	1966.48	0.16	12.29	14.2	vérifiée
N6	2086.72	2295.39	0.202	11.36	14.2	vérifiée
N5	2385.61	2624.17	0.202	12.99	14.2	vérifiée
N4	2689.4	2958.34	0.25	11.83	14.2	vérifiée
N3	2993.19	3292.51	0.25	13.17	14.2	vérifiée
N2	3320.64	3652.7	0.302	12.09	14.2	vérifiée
N1	3696.25	4065.88	0.302	13.46	14.2	vérifiée

✓ Critère de stabilité de forme

D'après CBA 93 (Article B.8.4.1), la vérification suivante est indispensable :

$B_r \text{ opté} \geq B_r \text{ calculé}$

$$Nu^* \leq \alpha \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma} \right]$$

$B_r \text{ opté} = (b - 2)(h - 2) \text{ cm}^2$ section réduite du poteau

$\alpha = 0.85 / (1 + 0.2 (\lambda/35)^2)$ avec $\lambda \leq 50$: coefficient réducteur

$L_f = L_0 \times 0.7$: longueur de flambement

$L_0 = h_e$: la hauteur libre de l'étage

$$I = \frac{b \times h^3}{12} \text{ : moment d'inertie}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \text{ : rayon de giration}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \text{ : l'élancement}$$

Tableau II.11. Vérification de la stabilité de forme

Niveau	Nu^*	L_0 (m)	L_f (m)	i(m)	λ	α	$Br_{calculé}$	$Br_{opté}$	observation
N12	263.83	2.66	1.862	0.087	21.501	0.790	0.0158	0.0784	vérifie
N11	612.86	2.66	1.862	0.087	21.501	0.790	0.0345	0.0784	vérifie

N10	959.01	2.66	1.862	0.101	18.429	0.805	0.0536	0.1089	vérifie
N9	1298.58	2.66	1.862	0.101	18.429	0.805	0.0729	0.1089	vérifie
N8	1635.82	2.66	1.862	0.115	16.125	0.815	0.091	0.1444	vérifie
N7	1966.48	2.66	1.862	0.115	16.125	0.815	0.1096	0.1444	vérifie
N6	2295.39	2.66	1.862	0.130	14.334	0.822	0.1270	0.1849	vérifie
N5	2624.17	2.66	1.862	0.130	14.334	0.822	0.1453	0.1849	vérifie
N4	2958.34	2.66	1.862	0.144	12.9	0.828	0.1629	0.2304	vérifie
N3	3292.51	2.66	1.862	0.144	12.9	0.828	0.1814	0.2304	vérifie
N2	3652.7	5.25	3.675	0.159	23.146	0.782	0.2148	0.2809	vérifie
N1	4065.88	4.7	3.29	0.159	20.722	0.794	0.2334	0.2809	vérifie

II.9. Conclusion

D'après les résultats obtenus dans ce chapitre nous avons opter pour les sections suivant plancher à corps creux (16+4) cm, les dalles pleine (e= 15 cm pour la dalle d'ascenseur, e=12cm pour les dalles des balcons), épaisseur des paillasse e=20 cm, épaisseur des voiles e=15 cm pour tous les niveaux, poutre principales (30*40) cm^2 , poutre secondaires (30*35) cm^2 , les poteaux

Sous-sol et RDC (55*55)

1^{er} et 2^{ème} étage (50*50)

3^{ème} et 4^{ème} étage (45*45)

5^{ème} et 6^{ème} étage (40*40)

7^{ème} et 8^{ème} étage (35*35)

9^{ème} et 10^{ème} étage (30*30)

Chapitre III

Etudes des éléments secondaires

III.1. Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

Dans ce chapitre, nous aborderons le calcul des éléments non structuraux suivants :

Les planchers (corps creux et dalles pleines) ; Les escaliers ; L'acrotère et L'ascenseur.

III.2. Etude des poutrelles

Les poutrelles se sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastre aux poutres de rives. Ce sont des sections en T en béton armé sauvent à transmettre les charges répartir ou concentrées aux poutres principales.

III.2.1. Méthode de calcul

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues à la flexion simple. Les méthodes calcul utilisées en béton armé sont :

Méthode forfaitaire

Méthode de Caquot

Méthode de Caquot minorée

✓ **Méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91)**

Conditions d'application de la méthode (BAEL91art B.6.2, 210)

➤ Plancher à surcharge modérée, $Q \leq \min(2G, 5\text{KN}/\text{m}^2)$

$Q=1.5\text{KN}/\text{m}^2 \leq \min(2 \times 5.21, 5\text{KN}/\text{m}^2) \rightarrow 1.5 \leq 5$ condition vérifiée.

➤ Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25$

$0.8 \leq 4.45 / 3.5 \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 \leq 1.0229 \leq 1.25$ condition vérifiée.

➤ Le moment d'inertie est constant dans toutes les travées condition vérifiée.

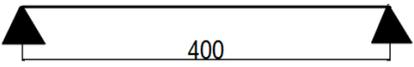
➤ La fissuration est peu nuisible condition vérifiée.

On remarque que toutes les conditions sont satisfaites pour les différents types définies. Donc applique la méthode forfaitaire.

Exemple de calcul

Application de la méthode forfaitaire pour le premier type du plancher à usage habitation :
Etude d'une poutrelle en appliquant la méthode forfaitaire (poutrelle Type 2) :

Tableau III.1. Les différents types de poutrelles

Type	Schémas statiques des poutrelles	Méthode de calcul
Type 1		Méthode forfaitaire

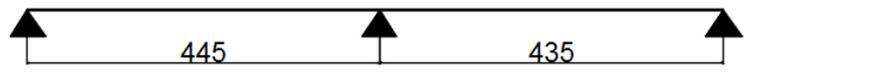
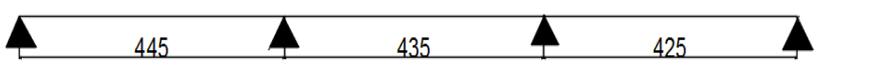
Type 2		Méthode forfaitaire
Type 3		Méthode forfaitaire
Type 4		Méthode forfaitaire

Tableau III.2. Les différentes charges sur les poutrelles

Nature	G (Kn/m ²)	Q (Kn/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (Kn/m ²)	p _u (Kn/m) 0.65 × q _u	q _s (Kn/m ²)	p _s (Kn/m) 0.65 × q _s
Terrasse inaccessible	6.18	1	9.843	6.397	7.18	4.667
Habitation	5.21	1.5	9.283	6.034	6.71	4.362
1 ^{er} étage et la sous pente.	5.21	2.5	10.783	7	7.71	5.011
Commerce (RDC)	5.21	5	14.533	9.446	10.21	6.636

Calcul des sollicitations

À l'ELU $p_u = 6,034 \text{ Kn/m}^2$ / p_u : la charge transmise à la poutrelle à L'ELU
 À l'ELS $p_s = 4,362 \text{ Kn/m}^2$ / p_s : la charge transmise à la poutrelle à L'ELS

Calcul des moments isostatique

À l'ELU

$$M_0 = \frac{P_u \times l^2}{8} \quad M_0 : \text{Moment isostatique}$$

$$M_{0AB} = \frac{6.034 \times 4.45^2}{8} = 14,936 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = \frac{6.034 \times 4.35^2}{8} = 14,272 \text{ KN.m}$$

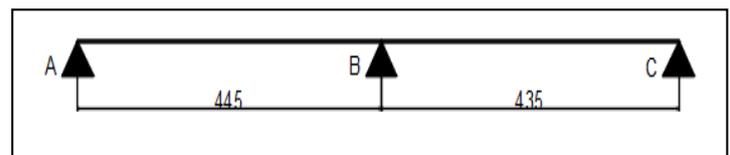


figure.III.1. Schéma statique de la poutrelle.

À l'ELS

$$M_{0AB} = \frac{4.362 \times 4.45^2}{8} = 10,797 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = \frac{4.362 \times 4.35^2}{8} = 10,317 \text{ KN.m}$$

• **Moments aux appuis**

Appuis de rive

Aux niveaux des appuis de rives, les moments sont nuls ; au même temps le BAEL exige de mettre des aciers de fissuration aux niveaux de ces appuis. Ces aciers sont calculés à partir d'un moment égale a : $M_a^{rive} = M_c^{rive} = -0.15M_0$

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} \quad , L = \max(LAB, LBC) = 4.45m.$$

ELU: $M^U_A = M^U_C = - 2.240 KN.m$

ELS: $M^S_A = M^S_C = - 1.620 KN.m$

• **Appuis intermédiaires**

ELU : $M^U_B = - 0.6 \max(M^{AB}_0, M^{BC}_0) = - 0,6 \times 14,936 = -8. 962 KN.m$

ELS: $M^S_B = - 0.6 \max(M^{AB}_0, M^{BC}_0) = - 0,6 \times 10,797 = - 6.478 KN.m$

• **Moments en travées**

Le moment max en travée est déterminé par les deux condition :

❶ $M_t + \frac{|M_g|+|M_d|}{2} \geq \max \left\{ \begin{matrix} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05 \times M_0 \end{matrix} \right.$

❷ $\begin{cases} M_t \geq \frac{(1.2+0.3 \times \alpha) \times M_0}{2} & \dots \text{travée de rive} \\ M_t \geq \frac{(1+0.3 \times \alpha) \times M_0}{2} & \dots \text{travée intermédiaire} \end{cases}$

Avec : $\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{1.5+5.21} = 0.224$ degré de surcharge du planche

$$\begin{cases} (1.2 + 0.3\alpha) = 1,2+0,3 \times 0,224 = 1.267 \\ (1 + 0.3\alpha) = 1+0,3 \times 0,224 = 1.067 \end{cases}$$

Mg, Md: sont les moments sur les appuis de gauche et droite de chaque travée considérée.

• **ELU**

Travée (AB)

$$Mt + \frac{0+ 0.6M_0}{2} \geq \max [1.064 \times M_0; 1.05 \times M_0] \text{ tel que : } M_0 = 14.936 KN.m$$

$$Mt \geq 0.764 M_0 \dots\dots\dots(1)$$

$$Mt \geq \frac{1.264 \times M_0}{2}$$

$$Mt \geq 0.632M_0 \dots\dots\dots (2)$$

Donc : $Mt = 11,411 KN.m$

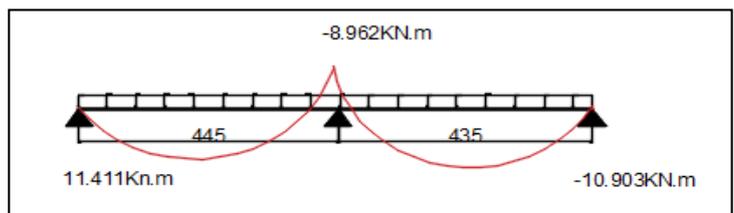


figure.III.2. Diagramme des moments fléchissant de la poutrelle Type 2

$$Mt + \frac{0+0.6M_0}{2} \geq \max [1.064 \times M_0 ; 1.05 \times M_0] \text{ telque : } M_0 = 14.272 \text{ KN.m}$$

$$Mt \geq 0.764 M_0 \tag{1}$$

$$Mt \geq \frac{1.264 \times M_0}{2}$$

$$Mt \geq 0.632 M_0 \tag{2}$$

Donc : $Mt = 10,903 \text{ KN.m}$

• **ELS**

Travée (AB)

$$M_0 = 10,797 \text{ KN.m}$$

$$Mt = 8,25 \text{ KN.m}$$

Travée (BC)

$$M_0 = 10,317 \text{ KN.m}$$

$$Mt = 7,88 \text{ KN.m}$$

Evaluation des efforts tranchants

L'effort tranchant isostatique à l'ELU : $V_0 = \frac{PU \times L}{2}$

Travée(AB)

$$VA = \frac{6.034 \times 4.45}{2} = 13.425 \text{ KN}$$

$$VB = -1.15 \times VA = -15.439 \text{ KN}$$

Travée (BC)

$$VB = 1.15 \times \frac{(6.034 \times 4.35)}{2}$$

$$VB = 15.09 \text{ KN}$$

$$VC = -\frac{6.034 \times 4.35}{2}$$

$$VC = -13.124 \text{ KN}$$

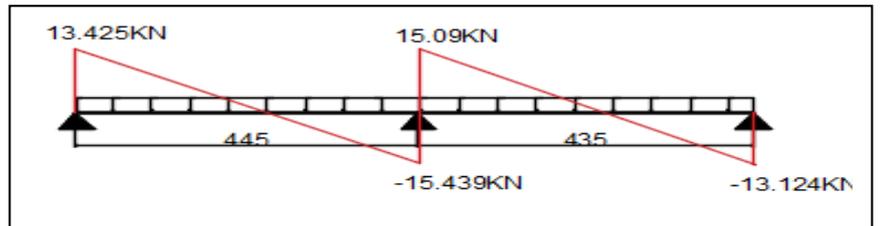


Figure.III.3. Diagramme des efforts tranchants des poutrelles Type2

$$V \text{ max} = -15.439 \text{ KN}$$

Les résultats de calcul pour les autres types de poutrelles sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau III.3. Sollicitations maximales dans les différents étages

NIVEAUX	Sollicitation les plus défavorables						
	ELU				ELS		
	M_a^{rive} (Kn.m)	M_a^{int} (Kn.m)	M_t (Kn.m)	V (Kn)	M_a^{rive} (Kn.m)	M_a^{int} (Kn.m)	M_t (Kn.m)

Terrasse inaccessible (T2)		-2.376	-9.502	11.878	-16.371	-1.733	-6.931	8.664
Habitation (T2)		-2.240	-8.962	11.459	-15.439	-1.620	-6.478	8.284
1 ^{er} étage (bureau)(T4)		-2.602	-8.675	14.698	-17.155	-1.861	-6.203	10.51
RDC	Sous pente (T4)	-2.602	-8.675	14.698	-17.155	-1.861	-6.203	10.51
	Commerce (T1)	-3.50	-11.692	20.975	-23.122	-2.464	-8.215	14.737

➤ Ferrailage des poutrelles

• Exemple de calcul étage courant

Sollicitation maximales

$$\text{ELU} \begin{cases} M_t = 11.459 \text{ Kn. m} \\ M_a^{\text{int}} = -8.962 \text{ Kn. m} \\ M_a^{\text{rive}} = -2.240 \text{ Kn. m} \\ V = -15.439 \text{ Kn} \end{cases}
 \quad
 \text{ELs} \begin{cases} M_t = 8.284 \text{ Kn. m} \\ M_a^{\text{int}} = -6.478 \text{ Kn. m} \\ M_a^{\text{rive}} = -1.620 \text{ Kn. m} \end{cases}$$

Données : $b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 10 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ Mpa}$; $f_{28} = 25 \text{ Mpa}$

• Calcul des armatures en travée

Les poutrelles ont des sections en T, alors il faut calculer le moment équilibre par la table de compression M_{tu} .

- Si $M_t \leq M_{tu}$ la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression .on calcule une section rectangulaire $b \times h$.
- Si $M_t > M_{tu}$ on calcule une section en T.

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 0.65 \times 0.04 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 0.059072 \text{ Mn. m}$$

$M_{tu} = 59.072 \text{ Kn. m} > M_t^u = 0.01145 \text{ Kn. m} \Rightarrow$ Calcul d'une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0.01145}{14.2 \times 0.65 \times 0.18^2} = 0.0382 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.0382 < u_l = 0.392 \Rightarrow A=0$$

$$\text{Ce qui donne: } A_t = \frac{M_{tu}}{z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0382} \right] = 0.049$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.049) = 0.176 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{0.01145}{0.176 \times 348} = 1.87 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec} \quad f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa} .$$

- Vérification de la condition de non fragilité

$$A_t^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_t^{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_t = 1.87 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Calcul des armatures aux appuis intermédiaires

La table entièrement tendue donc la section a considère pour le calcul est une section rectangulaire ($b_0 \times h$) = (10 × 20) cm² .

$$\mu_{bu} = 0.03 ; \alpha = 0.038 ; d = 0.177 \Rightarrow A_a^{\text{int}} = \frac{0.00896}{0.177 \times 348} = 1.45 \text{ cm}^2 , A' = 0$$

- Calcul de l'armature aux appuis de rive

$$\mu_{bu} = 0.00749 ; \alpha = 0.0094 ; d = 0.179 \Rightarrow A_a^{\text{rive}} = \frac{0.00224}{0.179 \times 348} = 0.36 \text{ cm}^2 , A' = 0$$

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_a^{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{\min} = 0.22 \text{ cm}^2 < A_a^{\text{int}} = 1.45 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Choix des barres

En travée : $A_t = 1.87 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit 3HA10 = 2.36 cm²

En appui intermédiaire : $A_a^{\text{int}} = 1.45 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit 2HA10 = 1.57 cm²

En appui de rive : $A_a^{\text{rive}} = 0.36 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit 1HA10 = 0.79 cm²

Les résultats de ferrailage des poutrelles sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III.4. Ferrailage des poutrelles de plancher terrasse inaccessible

Element	Moment (Kn.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{\text{calculée}}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{\text{adoptée}}$ (cm ²)
Travée	11.878	0.039	0.050	0.176	1.94	1.41	3HA10 ⇒ 2.36
Appuis Intermediaries	-9.502	0.032	0.040	0.177	1.54	0.217	2HA10 ⇒ 1.57
Appuis de rive	-2.376	0.008	0.01	0.179	0.38	0.217	1HA10 ⇒ 0.79

Tableau.III.5. Ferrailage des poutrelles du plancher habitation

Elément	Moment (Kn.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{calculée}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Travée	11.459	0.038	0.049	0.176	1.87	1.41	3HA10⇒ 2.36
Appuis Intermediaries	-8.962	0.03	0.038	0.177	1.45	0.22	2HA10⇒1.57
Appuis de rive	-2.240	0.007 4	0.009 4	0.179	0.36	0.22	1HA10⇒0.79

Tableau.III.6. Ferrailage poutrelles du plancher 1^{er} étage et la sous pente.

Element	Moment (Kn.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{calculée}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Travée	14.698	0.049	0.063	0.175	2.41	1.41	1HA12+2HA10⇒ 2.7
Appuis Intermediaries	-8.675	0.029	0.036	0.177	1.40	0.22	2HA10⇒1.57
Appuis de rive	-2.602	0.008 7	0.010	0.179	0.42	0.22	1HA10⇒0.79

Tableau. III.7. Ferrailage poutrelles du plancher commerce.

Elément	Moment (Kn.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{calculée}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Travée	20.975	0.07	0.09	0.173	3.48	1.41	1HA14+2HA12⇒ 3.8
Appuis Intermediaries	-11.692	0.039	0.049	0.176	1.9	0.22	2HA12⇒2.26
Appuis de rive	-3.50	0.011	0.014 7	0.179	0.56	0.22	1HA12⇒1.13

Vérifications à ELU

a) Vérification au cisaillement

On a : $V_U = 15.439 \text{ Kn}$.

La fissuration peu nuisible : $\bar{\tau} = \min \left(0, \frac{f_c^{2/3}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$.

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{15.439 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.857 \text{ MPa}$$

Donc $\tau_u = 0.857 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$ pas de risque de cisaillement

$$\phi_t \geq \min \left(\phi_1^{\min} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \geq \min(10 \text{ mm} ; 5,71 \text{ mm} ; 10 \text{ mm})$$

Pour les armatures transversales, on prend un étrier de ϕ_6 d'où : $A_t = 2\phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$

b) Espacement Armatures transversales St

L'espacement des armatures transversales st est défini par le minimum entre les trois conditions qui suivent :

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow st \leq 16.2 \text{ cm} \\ St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow st \leq 57 \text{ cm} \\ St \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow st \leq 36.26 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On a : $\alpha = 90^\circ$ flexion simple, armatures droites

Avec $K=1$ (pas de risque de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible).

Soit : $St = 15 \text{ cm}$.

Vérification divers

a) Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

a .1) vérification de la bielle

On doit vérifier que : $V_u = 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$

$a = \min [0,9 d, \text{ largeur de l'appui} - 4 \text{ cm}]$

$a \leq 0.9d = 0.162 \text{ m}$ soit : $a = 16 \text{ cm}$

Donc : $V_u = 15.439 \text{ KN} \leq 0.267 \times 0.16 \times 0.1 \times 25 = 106.8 \text{ KN}$ condition vérifiée.

a .2) vérification des armatures longitudinales

• Appuis de rives

$$A_l^{\min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l^{\min} \geq \frac{1.15}{400} 15.439 \times 10^{-3} = 0.44 \text{ cm}^2$$

Avec $A_L = A_{travée} + A_{appuis}$

$$A_L = 2.36 + 0.79 = 3.15 \text{ cm}^2$$

$$A_L = 3.15 \text{ cm}^2 > 0.44 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

• Appuis intermédiaires

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_{au}^{\text{int}}}{0.9d} \right) \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \left(15.439 \times 10^{-3} - \frac{8.962 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18} \right) = -1.15 \text{ cm}^2.$$

$A_l = -1.15 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow$ Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

b) Vérification de la jonction table-nervure

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times b \times h_0 \times d} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa} \quad \text{Avec : } b_1 = \frac{b-b_0}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

$\tau_u = 1.01 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa}$ Donc, pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

• **Résumé des vérifications nécessaires pour les sollicitations les plus défavorables**

➤ **Vérification au cisaillement**

Tableau. III.8. Vérifications de l'effort tranchant en travée

Plancher	V_u (KN)	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	Observation
Terrasse inaccessible	16.371	0.909	3.33	Vérifiée
1 ^{er} étage et la sous-pente	17.155	0.953	3.33	Vérifiée
commerce	23.122	1.284	3.33	Vérifiée

Tableau. III.9. Vérifications de l'effort tranchant en appuis intermédiaire

Plancher	V_u (Kn)	M_u^a (KN.m)	$A_{adopté}$ (cm ²)	A_l (cm ²)	Observation
Terrasse inaccessible	16.371	-9.502	3.93	-1.22	Vérifiée
1 ^{er} étage et la sous-pente	17.155	-8.675	4.62	-1.05	Vérifiée
Commerce	23.122	-11.692	4.96	-1.41	Vérifiée

Tableau III.10. Vérifications de l'effort tranchant en appuis de rive

Plancher	V_u (Kn)	$A_{adopté}$ cm ²	A_l cm ²	Observation
Terrasse inaccessible	16.371	3.15	0.47	Vérifiée
1 ^{er} étage et la sous-pente	17.155	3.49	0.49	Vérifiée
commerce	23.122	4.93	0.66	Vérifiée

Vérifications des poutrelles à l'ELS

Les vérifications à faire sont :

- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite d'ouvertures des fissures.

- Etat limite de déformation.

❖ **Etat limite d'ouvertures des fissures.**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire.

❖ **Etat limite de compression du béton.**

Vérification des contraintes

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

On a aussi : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y$

- **En travée**

1. Position de l'axe neutre

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} (0.18 - 0.04)$$

$$H = 2.44 \times 10^{-4} \text{ m} > 0$$

L'axe neutre passe par la table de compression, vérification des contraintes pour une section rectangulaire (b × h).

Calcul de l'axe neutre y :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A \cdot y - 15A \cdot d = 0 \Rightarrow 32.5y^2 + 35.4y - 637.5 = 0 \quad y = 3.917 \text{ cm}$$

2. Calcul de moment d'inertie

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = \frac{65 \times 3.917^3}{3} + 15 \times 2.36 \times (18 - 3.917)^2 \Rightarrow I = 8323.04 \text{ cm}^4$$

3. Contraintes:

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{8.284 \times 10^{-2}}{8323.04 \times 10^{-4}} = 0.099 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y = 4.08 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **En appuis intermédiaire**

Calcul de y et I

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15A \cdot y - 15A \cdot d = 0 \Rightarrow 5y^2 + 23.55y - 423.9 = 0 \Rightarrow y = 7.15 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = \frac{10 \times 7.15^3}{3} + 15 \times 1.57(18 - 7.15)^2 \Rightarrow I = 3990.78 \text{ cm}^4$$

$$\text{Donc : } \sigma_b = \frac{6.478 \times 10^{-3} \times 7.15 \times 10^{-2}}{3990.78 \times 10^{-8}} = 11.60 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Pas de risque de fissure au niveau des appuis

Résumé des vérifications de l'état limite de compression du béton pour les autres types de plancher sont résumé dans le tableau suivant

Tableau.III.11. Vérification de l'état limite de compression de béton plancher terrasse inaccessible

Localisation	M_{ser} (Kn.m)	A_S (cm ²)	Y (m)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observation
En travée	8.664	2.36	0.03917	8323.04	4.08	15	Vérifiée
En appui	-6.931	1.57	0.0715	3990.78	12.42	15	Vérifiée

Tableau.III.12. Vérification de l'état limite de compression de béton plancher 1^{er} étage et la sous pente

Localisation	M_{ser} (Kn.m)	A_S (cm ²)	Y (m)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observation
En travée	10.51	2.7	0.0415	9317.34	4.68	15	Vérifiée
En appui	- 6.203	1.57	0.0715	3990.78	12.42	15	Vérifiée

Tableau III.13. Vérifications de l'état limite de compression du béton plancher commerce

Localisation	M_{ser} (Kn.m)	A_S (cm ²)	Y (m)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observation
En travée	14.737	3.8	0.0487	11882.50	6.04	15	Vérifiée
En appui	-8.215	2.26	0.03842	8023.97	3.93	15	Vérifiée

➤ Etat limite de déformation

D'après le BAEL91 et le CBA93 on passe à la vérification de la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaite on doit vérifier la flèche :

Données : $L = 4.45$ m ; $M_0^s = 10.80$ KN.m ; $M_t^s = 8.284$ KN.m ; $M_t^s = 0.767$ M_0^s

$$1) h \geq \frac{M_t^s}{15M_0^s} \times l \Rightarrow h = 20 \text{ cm} > 22.75 \text{ cm} \quad \text{condition non vérifiée.}$$

$$2) A \leq \frac{3.6 \times b_0 \times d}{f_e} \Rightarrow A = 2.36 \text{ cm}^2 > 1.62 \text{ cm}^2 \quad \text{condition non vérifiée.}$$

$$3) L < 8 \text{ m} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Puisque la première et la deuxième condition ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f \leq \bar{f} ; L < 5 \text{ m} ; \bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{4.45}{500} = 8.9 \text{ mm}$$

Δf : La flèche à calculer selon le BAEL en considérant les propriétés du béton armé (retrait, fissure,).

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

BAEL91 révisé 99

- f_{gv} et f_{gi} : les flèches différées et instantanées respectivement dues à l'ensemble des charges permanentes totales (poids propre + revêtements + cloisons).
- f_{ji} : les flèches instantanées dues à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre + cloison).
- f_{pi} La flèche instantanée due aux charges totales (G+Q).

Pour le calcul de ces flèches, on aura besoins de :

$$\begin{cases} M_{ser}^G = 0.767 \times G \times l_0 \times \frac{l_0^2}{8} \\ M_{ser}^j = 0.767 \times j \times l_0 \times \frac{l_0^2}{8} \\ M_{ser}^p = 0.767 \times (G + j) \times l_0 \times \frac{l_0^2}{8} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ser}^G = 6.42 \text{Kn.m} \\ M_{ser}^j = 4.75 \text{Kn.m} \\ M_{ser}^p = 8.28 \text{Kn.m} \end{cases}$$

Avec : $j = G - G^{\text{revêtement}} = 5,21 - (0,4 + 0,4 + 0,36 + 0,40) = 3,85 \text{ Kn.m}$

$$\begin{cases} E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818.86 \text{ Mpa} \\ E_i = 3 \times E_v = 32456.6 \text{ Mpa} \end{cases}$$

- Coefficients λ , μ

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

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0) \rho} = 3.25 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1.3 \end{cases} \quad \text{Avec } \rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{2.70}{10 \times 18} = 1.3 \%$$

- Calcul des σ_{st} :

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{sre}^g \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{sre}^j \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{sre}^p \frac{(d-y)}{I} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^g = 162.88 \text{PA} \\ \sigma_{st}^j = 120.47 \text{MPA} \\ \sigma_{st}^p = 210.1 \text{MPA} \end{cases} \quad \text{Avec } \begin{cases} I = 8323.04 \text{ cm}^4 \\ y = 3.91 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu^g = \max\left(0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}}\right) = 0.654 \\ \mu^j = \max\left(0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}}\right) = 0.563 \\ \mu^p = \max\left(0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}}\right) = 0.719 \end{cases}$$

- Calcul des moments d'inertie fissurés

$$y_g = 6.75 \text{ cm} \Rightarrow I_0 = \frac{b \times y_g^3}{3} + b_0 \frac{(d-y_g)^2}{3} - \frac{(b-b_0) \times (y_g-h_0)^3}{3} + 15 \times A(d-y_g)^2 = 18573. \text{ cm}^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_f^{gi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu^g} = 6507.6 \text{ cm}^4 \\ I_f^{ji} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu^j} = 7189.3 \text{ cm}^4 \\ I_f^{pi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu^p} = 6094.5 \text{ cm}^4 \\ I_f^{gv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu^g} = 10998 \text{ cm}^4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} f^{gi} = M_{sre}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_f^{gi}} = 6.016 \text{ mm} \\ f^{ji} = M_{sre}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_f^{ji}} = 4.028 \text{ mm} \\ f_{pi} = M_{sre}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_f^{pi}} = 8.286 \text{ mm} \\ f_{gv} = M_{sre}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_f^{gv}} = 10.679 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$\Delta f = 8.921 \text{ mm} > \bar{f} = 8.9 \text{ mm}$

On va augmenter la section d'armature.

La flèche n'est vérifiée

• **Résumé des vérifications de la flèche pour chaque type de plancher**

Tableau.III.14. Vérifications de la flèche pour plancher terrasse inaccessible

Y (cm)	I (cm ⁴)	IO (cm ⁴)	f _{ji} (mm)	f _{gi} (mm)	f _{pi} (mm)	f _{gv} (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)
3.91	8323	18517	2.618	7.487	9.00	13.09	11.99	8.9

$\Delta f = 11.99 \text{ mm} > \bar{f} = 8.9 \text{ mm}$

La flèche n'est pas vérifiée.

Tableau.III.15. Vérifications de la flèche pour plancher 1^{er} étage et la sous pente

Y (cm)	I (cm ⁴)	IO (cm ⁴)	f _{ji} (mm)	f _{gi} (mm)	f _{pi} (mm)	f _{gv} (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)
4.15	9317.4	19154	3.582	5.324	8,645	9,734	9,47	8.9

$\Delta f = 9.47 \text{ mm} > \bar{f} = 8.9 \text{ mm}$

La flèche n'est pas vérifiée.

Tableau III.16. Vérifications de la flèche pour plancher commerce

Y (mm)	I (cm ⁴)	IO (cm ⁴)	f _{ji} (mm)	f _{gi} (mm)	f _{pi} (mm)	f _{gv} (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)
4.8	12328	21123	2.679	3.930	8,702	7,75	9,841	8.9

$\Delta f = 9.841 \text{ mm} > \bar{f} = 8.9 \text{ mm}$

La flèche n'est pas vérifiée.

• **Redimensionnement**

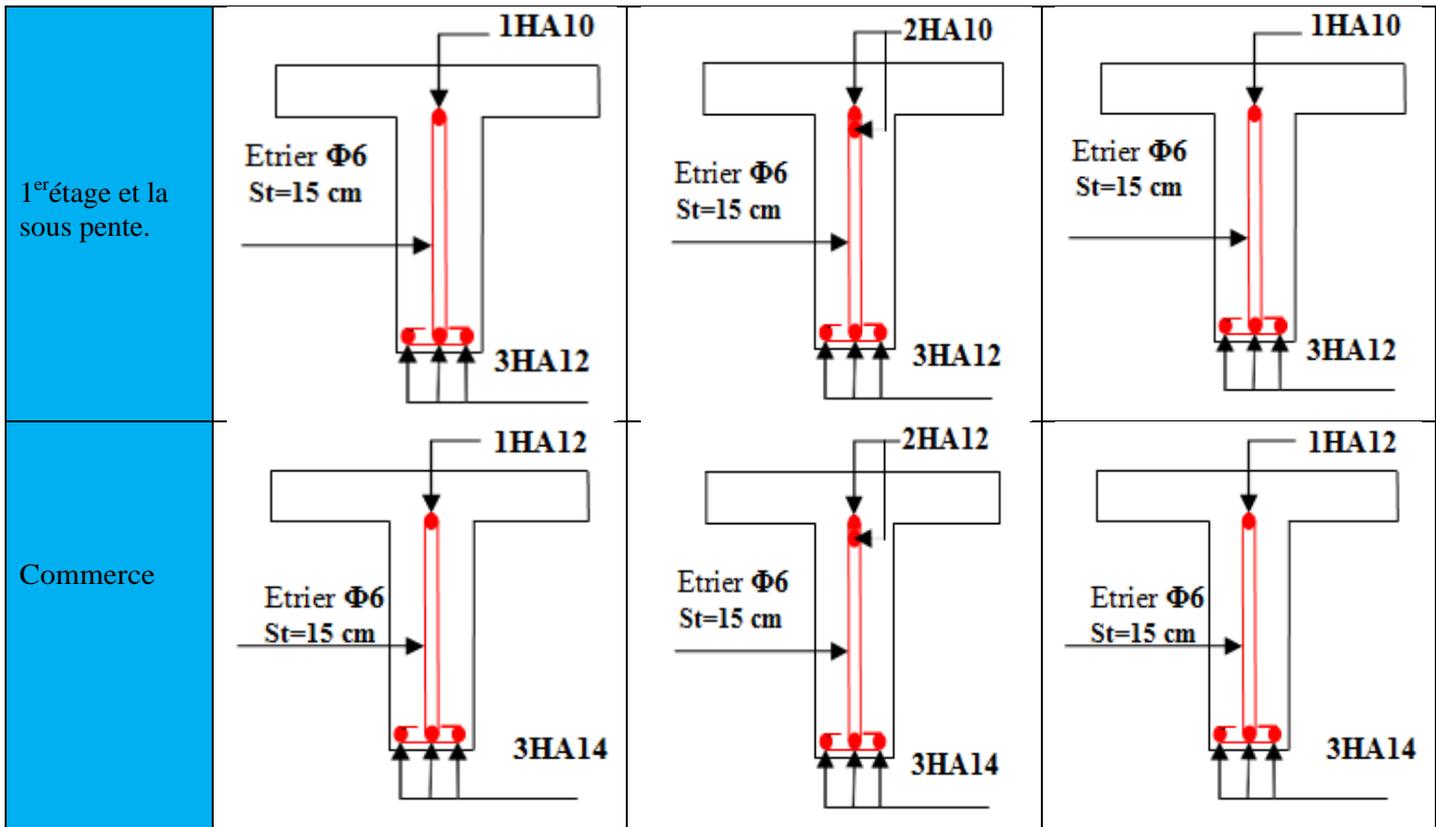
Tableau. III.17. Vérification de la flèche pour les poutrelles les plus défavorables après le redimensionnement

Plancher	A (Cm ²)	f (mm)		f _{gv} (mm)	f _{gi} (mm)	Observation
	En travée	Δf(mm)	f _{adm} (mm)			
Terrasse inaccessible	1HA14+2HA12=3.8	8.58	8.9	9.409	4.84	vérifiée
habitation	1HA12+2HA10=2.7	8.13	8.9	9.734	5.324	vérifiée
1 ^{er} étage et la sous pente.	3HA12=3.39	8.05	8.9	8.354	4.345	vérifiée
commerce	3HA14=4.62	8.50	8.9	6.832	3.321	vérifiée

III.2.2 Schéma de ferrailage des poutrelles

Tableau.III.18. Schémas de ferrailage des poutrelles

Plancher	schémas de ferrailage des poutrelles		
	Appuis de rive	Appuis intermédiaire	En travée
Terrasse inaccessible			
Habitation			



III.3. Etude de la dalle de compression

Selon le **BAEL 91 (Art B.6.8.2.3)**, la dalle de compression doit être armée par un quadriage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20 cm (5 p.m), pour les armatures perpendiculaires aux nervures
- ✓ 30 cm (3 p.m) , pour les armatures parallèles aux nervures

D’après le même article cité ci-dessus, les sections des armatures sont calculées comme suit :

➤ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A_{per} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/ml$$

➤ **Barres parallèle aux poutrelles**

$$A_{parall} = \frac{A_p}{2} = 0.1625 \text{ cm}^2/ml$$

On opte pour treillis soudés
TS 5 150*150

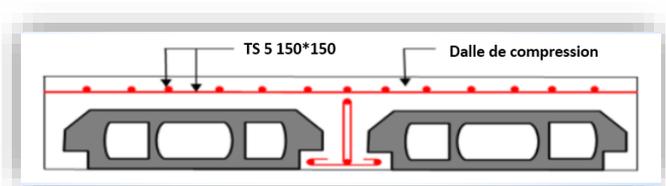


Figure.III.4. Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.4. Ferrailage de Plancher à dalles pleins

III .4.1 panneau de dalle DP2

C’est une dalle sur un seul appui travaille comme une console soumis à la flexion simple.

$$\begin{cases} L_x = 0.8 \text{ m} \\ L_y = 3.85 \text{ m} \end{cases} \quad \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{0.8}{3.05} = 0.207 < 0.4$$

$$\begin{cases} G = 4.36 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$P = q_{br} + q_{crp} = (1.35 + 0.48) 1 \text{ ml} = 1.83 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q \times 1 \text{ ml} = 11.13 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1.35 \times P = 2.47 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS} : q_s = (G+Q) \times 1 \text{ ml} = 7.86 \text{ KN/ml}$$

$$p_s = 1.83 \text{ KN/ml}$$

✓ **Evaluation des moments**

$$M_u = - \left(\frac{q_u \times L_x^2}{2} + P_u \times L_x \right) = - \left(\frac{11.13 \times 0.8^2}{2} + 2.47 \times 0.8 \right) = -5.53 \text{ KN.m}$$

$$M_s = - \left(\frac{q_s \times L_x^2}{2} + P_s \times L_x \right) = - \left(\frac{7.86 \times 0.8^2}{2} + 1.83 \times 0.8 \right) = -4 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul de l'effort tranchant**

$$V_u = q_u \times l + P_u = 11.13 \times 0.8 + 2.47 = 11.37 \text{ KN}$$

✓ **Calcul de ferrailage**

$$\mu_{bu} = \frac{5.53 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09^2 \times 14.2} = 0.048 < \mu_l \Rightarrow A = 0$$

$$\alpha = 0.061 \quad z = 0.087 \quad A_t = \frac{5.53 \times 10^{-3}}{0.087 \times 348} = 1.82 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.09 \times \frac{2.1}{400} = 1.08 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ donc on choisit}$$

$$A_t = 2\text{HA}10 + 1\text{HA}8 = 2.07 \text{ cm}^2$$

$$\text{L'espace} : st \leq \begin{cases} \min(2e, 25 \text{ cm}) \\ \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{soit } st = 33 \text{ cm}$$

✓ **Les armatures de répartition**

$$A_y = \frac{A_t}{3} = \frac{2.07}{3} = 0.69 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{soit } A_y = 2\text{HA}8 = 1.01 \text{ cm}^2 \text{ avec}$$

$$st \leq \begin{cases} \min(3e, 33 \text{ cm}) \\ \frac{100}{2} = 50 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{soit } st = 50 \text{ cm}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

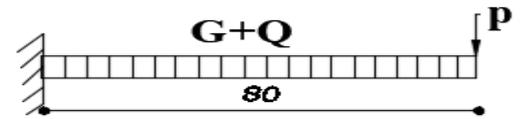


Figure.III.5. Schéma statique de la dalle DP2

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = \frac{11.37 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} \leq \frac{0.07}{1.5} \times 25 \text{ mpa}$$

$$\Rightarrow 0.126 \text{ MPa} \leq 1.17 \text{ mpa} \text{ vérifie}$$

✓ **Vérification des contraintes**

$$Y = \frac{b}{2} y^2 + 15A_y y - 15A_y d = 50y^2 + 31.05 y - 279.45 \Rightarrow y = 2.07 \text{ cm}$$

$$I = b/3 \times y^3 + 15A_t (d - y)^2 = 100/3 \times 2.07^3 + 15 \times 2.07 (9 - 2.07)^2 = 1786.83 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma} = 0.6 \times 3f_{c28} \Rightarrow \frac{4 \times 10^{-3}}{1786.83 \times 10^{-8}} \times 0.0207 \leq 0.6 \times 25$$

$$4.63 \text{ mpa} \leq 15 \text{ MPa} \quad \text{vérifie}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}})$$

$$15 \times \frac{4 \times 10^{-3}}{1786.83 \times 10^{-8}} (0.09 - 0.0207) \leq \min\left(\frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}\right)$$

$$\sigma_{st} = 232.7 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{non vérifier}$$

La condition de la contrainte σ_{st} n'est pas vérifié, donc on doit recalculer la section d'armature à ELS.

$$\beta = \frac{M_s}{bd^2 \bar{\sigma}_{st}} = \frac{4 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09^2 \times 201.63} = 2.45 \times 10^{-3}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \text{d'après les interactions qu'on a effectuées on trouve } \alpha = 0.20$$

$$A_s = \frac{M_s}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \bar{\sigma}_{st}} = \frac{4 \times 10^{-3}}{0.09 \left(1 - \frac{0.20}{3}\right) 201.63} = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{avec } st = 33 \text{ cm}$$

Les armatures de répartition :

$$A_y = 2.36/3 = 0.78 \text{ cm}^2 \text{ soit } A_y = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2 \text{ avec } st = 33 \text{ cm}$$

III.4.2 Panneaux DP1 DP3 DP4 DP5 DP6 DP7

Le résumé de calculs de ferrailage des autres types de dalles pleins sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau. III.19. Ferrailage des panneaux DP1 DP3 DP4 DP5 DP6 DP7 en travée et en appuis

Type	Endroit	M(kn)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{calculée}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{choisi}(\text{cm}^2)$	St(cm)	
DP1	x-x	Travée	10.94	0.095	0.0125	0.085	3.69	1.36	3.89=3HA12 +1HA8	25
	x-x	Appui	-6.44	0.055	0.070	0.087	2.12	1.08	2.3 = 3HA10	33

	y- y	Travée	1.003	0.008	0.01	0.09	0.32	0.96	1.51 = 3HA8	33
		Appui	-6.44	0.055	0.070	0.087	2.12	1.08	2.36 = 3HA10	33
DP3 DP4	x- x	Travée	-7.36	0.063	0.082	0.087	2.43	0.96	2.76 = 2HA12 +1HA8	33
DP5	x- x	Travée	2.8	0.024	0.03	0.088	0.91	1.204	2.36 = 3HA10	33
		Appui	-1.4	0.012	0.015	0.09	0.45	1.08	2.36 = 3HA10	33
	y- y	Travée	0.58	0.004	0.0063	0.09	0.18	1.204	2.36 = 3HA10	33
		Appui	-1.4	0.012	0.015	0.09	0.45	1.08	2.36 = 3HA10	33
DP6	x- x	Travée	32.98	0.286	0.43	0.074	12.56	1.22	12.57 = 4HA20	25
		Appui	-19.40	0.166	0.228	0.081	6.07	1.22	6.16 = 4HA14	25
	y- y	Travée	7.89	0.068	0.088	0.086	2.63	1.22	3.14 = 4HA10	25
		Appui	-19.40	0.166	0.228	0.081	6.07	1.22	6.16 = 4HA14	25
DP8	x- x	Travée	4.41	0.038	0.048	0.088	1.44	1.14	2.36 = 3HA10	33
		Appui	-3	0.026	0.033	0.088	0.97	1.14	1.51 = 3HA8	33
	y- y	Travée	1.41	0.012	0.015	0.089	0.45	1.08	1.51 = 3HA8	33
		Appui	-3	0.026	0.033	0.088	0.97	1.14	1.51 = 3HA8	33

Schéma de ferrailage des dalles pleines

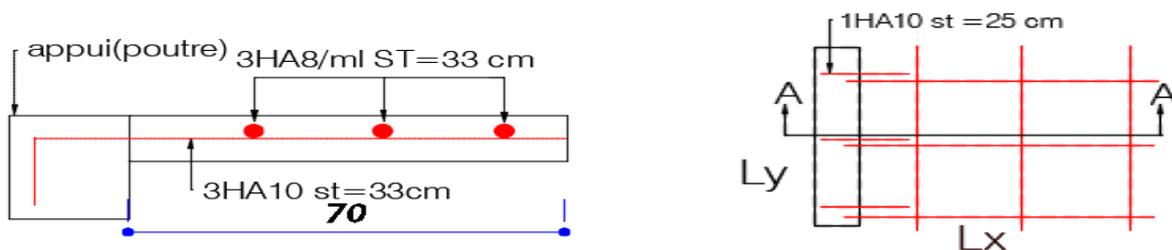


Figure.III.6. Schéma de ferrailage de panneau DP2

Les schémas de ferrailage des autres types des dalles pleines sont dans Annexe IV

II.5. Etude des escaliers

L'escalier se calcule à la flexion simple en utilisant la méthode RDM pour extraire les sollicitations maximales en considérant la paillasse comme une poutre de portée L uniformément chargée.

➤ **Etude de l'escalier courant**

Evaluation des charges

- **Volée**

$$G_v = 9.54 \times 1ml = 9.54 \text{ KN.ml}$$

$$Q_v = 2.5 \times 1ml = 2.5 \text{ KN/ml}$$

- **Palier**

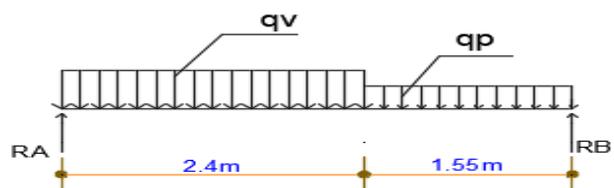


Figure.III.7. Schéma statique de l'escalier étage courant

$$G_p = 5.11 \times 1ml = 5.11 KN/ml$$

$$Q_p = 2.5 \times 1ml = 2.5 KN/ml$$

$$\text{ELU} \begin{cases} q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = 16.62 \text{ KN/ml} \\ q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = 10.64 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} q_v = G_v + Q_v + 12.04 \text{ KN/m} \\ q_p = G_p + Q_p = 7.61 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Calcul de ferrailage

Fissuration peu nuisible

- **En travée**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2f_{bu}} = \frac{21.68 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.047 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A (pas d'armatures comprimées } A_c)$$

$$\alpha = 0.06 \quad z = 0.17 \quad A_s = \frac{21.89 \times 10^{-3}}{0.17 \times 348} = 3.7 \text{ cm}^2/ml$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$A_s = 3.7 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 2.41 \text{ cm}^2$ donc on adopte a 2HA14+1HA10 d'une section $A_s = 3.87 \text{ cm}^2$ avec un espacement $St = b/n = 100/3 = 33 \text{ cm}$

Armatures de répartitions

$A_r = A_s / 4 \Rightarrow 3.87 / 4 = 0.96 \text{ cm}^2$ donc on adopte a 3HA8 d'une section $A_s = 1.51 \text{ cm}^2$ avec un espacement $St = b/n = 100/3 = 33 \text{ cm}$

- **En appuis**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{bd^2f_{bu}} = \frac{14.45 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.031 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 0.039 \quad z = 0.17 \quad A_s = \frac{14.45 \times 10^{-3}}{0.17 \times 348} = 2.44 > A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2/ml \text{ donc on adopte}$$

2HA10 + 1HA12 d'une section $A_s = 2.7 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $St = b/n = 100/3 = 33 \text{ cm}$

Les armatures de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 2.7 / 4 = 0.67 \text{ cm}^2$$

On adopte 3HA8 = 1.51 cm² avec un espacement

$$St = b/n = 100/3 = 33 \text{ cm}$$

➤ **Vérification ELU :**

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{v}{b \times d} = \frac{31 \times 10^{-3}}{1 \times 0.2} = 0.16 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement

Vérification de l'espacement des armatures

- **En travée :** les armatures principales : $St = 33cm \leq \min(3e ; 33cm) = 33 cm$
 les armatures secondaire : $St = 33cm \leq \min(4e; 45cm) = 45 cm$
- **En appuis :** les armatures principales : $St = 33cm \leq \min(3e ; 33cm) = 33 cm$
 les armatures secondaire : $St = 33cm \leq \min(4e; 45cm) = 45 cm$

➤ **Vérification ELS**

Vérification des contraintes de béton

En travée : $M_t = 15.68 KN.m$

Tableau.III.20. Vérification des contraintes en travée

Calculs	Observation
$Y = 4.02 cm$	$\sigma = 4.67 \leq \bar{\sigma} = 15 MPa$ Vérifiée
$I = 13489.15 cm^4$	
$\sigma = 4.67 MPa$	

En appuis : $M_a = -10.45 KN.m$

Tableau.III.21. Vérification des contraintes en appuis

Calculs	Observation
$Y = 3.43 cm$	$\sigma = 3.7 \leq \bar{\sigma} = 15 MPa$ Vérifiée
$I = 9929.20 cm^4$	
$\sigma = 3.7 MPa$	

Vérifications de l'état limite de déformation :

Si les deux conditions sont vérifiées, il n'ya pas lieu de vérifier la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max \left[\left(\frac{3}{80}, \frac{M_t}{20 \times M_o} \right) L_x \right] \\ A_t \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \end{array} \right.$$

AN : $20 cm \geq \max [(0.0375 ; 0.0374) 2.84] = 10.65 cm \dots \dots \dots$ vérifie

$A_t = 3.1 \leq 9 \dots \dots \dots$ vérifie

Commentaire : le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

Schéma de ferrailage de l'escalier

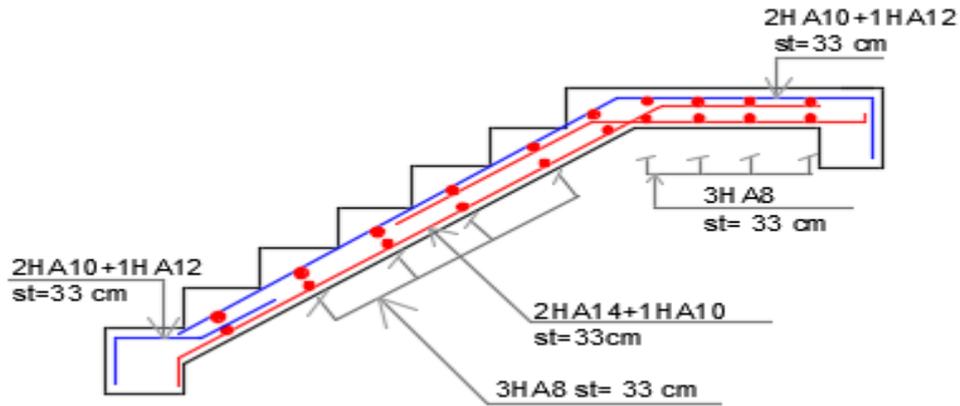


Figure.III.8. Schéma de ferrailage de l'escalier de l'étage courant

Les résultats de calcul de ferrailage des autres types l'escalier sont résumés dans le tableaux suivant :

Tableau.III.22. Ferrailage des escaliers

localisation	Position	M_u KN.m	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{calculé}$ (cm^2/ml)	A_{min}	$A_{adopté}$ (cm^2/ml)	St (cm)	$A_{répar}$ (cm^2/ml)	St (cm)
Volée1 souple	Travée	17.79	0.038	0.048	0.17	2.6	2.17	2HA12+1HA8 =2.76	33	3HA8=1.51	33
	Appui	-11.86	0.025	0.031	0.17	3	2.17	3HA12=3.39	33	3HA8=1.51	33
Volée 1 sous- sol	Travée	24.30	0.052	0.067	0.17	4.1	2.17	3HA12+1HA10 =4.18	25	3HA8=1.51	33
	Appui	-16.20	0.035	0.044	0.17	2.73	2.1	2HA12+1HA8 =2.76	33	3HA8=1.51	33
Volée2 sous-sol	Travée	18.61	0.04	0.051	0.17	3.1	2.17	3HA12=3.39	33	3HA8=1.51	33
	Appui	-10.95	0.023	0.03	0.17	1.85	2.17	3HA10=2.36	33	3HA8=1.51	33

Les shemas de ferrailage des autres types des escaliers sont dans Annexe III

➤ **Etude de palier de repos de l'étage courant**

C'est une dalle sur un seul appui travaille comme une console soumis à la flexion simple.

$$\begin{cases} L_x = 1.55m \\ L_y = 5.4 m \end{cases} \quad \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.55}{5.4} = 0.28 < 0.4$$

$$\begin{cases} G = 5.27 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$P = q_{br} + q_{crp} = (1.35+0.48)1ml = 1.83 \text{ KN/ml}$$

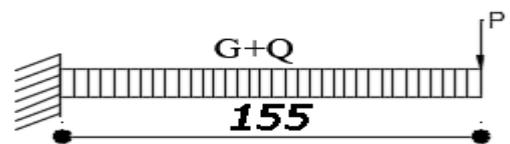


Figure.III.9. Schéma statique de palier de repos

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q \times 1\text{ml} = 10.86 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1.35 \times P = 2.47 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS} : q_s = (G+Q) \times 1\text{ml} = 7.77 \text{ KN/ml}$$

$$p_s = 1.83 \text{ KN/ml}$$

Tableau.III.23. Ferrailage de palier de repos

Localisation	M_u KN.m	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{calculé}$ (cm^2/ml)	A_{min}	$A_{adopté}$ (cm^2/ml)	St (cm)	$A_{répar}$ (cm^2/ml)	St (cm)
Palier de repos	-16.87	0.082	0.107	0.114	4.25	1.44	4HA12=5.52	25	3HA8=1.51	25

Remarque : Les schémas de ferrailage de palier de repos est dans Annexe V

II.6. Étude de l'acrotère :

la fissuration est considérée préjudiciable, l'acrotère sera calculé en flexion composée.

$$S = \frac{0.05 \times 0.1}{2} + (0.05 \times 0.1) + (0.1 \times 1.2) = 0.1275 \text{ m}^2$$

Evaluation des charges

$$\text{Poids propre} : G_0 = 25 \times 0.0675 \times 1 = 1.687 \text{ kn/m}$$

$$\text{Poids d'enduit extérieur} : G_1 = 20 \times 0.015 \times 0.6 \times 1 = 0.18 \text{ kn/m}$$

$$\text{Poids d'enduit intérieur} : G_2 = 20 \times 0.02 \times 0.6 \times 1 = 0.24 \text{ kn/m}$$

$$w_p = G_0 + G_1 + G_2 = 2.107 \text{ kn/m} \quad Q = 1 \text{ kn/m}$$

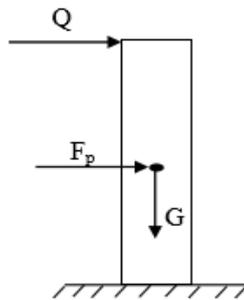


Figure.III.10. Les sollicitations sur l'acrotère

Combinaison d'action :

Tableau.III.23. Les combinaison d'action de l'acrotère

sollicitation	ELU	ELA	ELS
$N(\text{kn})$	$1.35G_0=2.27$	$G_0=1.687$	$G_0=1.687$
$M(\text{kn.m})$	$1.5Q \times H = 0.9$	$Q \times H + F_p \cdot y_c = 0.93$	$Q \times H = 0.6$
$V(\text{kn})$	1.5	/	/

Le ferrailage

Tableau.III.24. Ferrailage de l'acrotère

M_f kn.m	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{calculée}$ (cm ² /ml)	A (cm ² /ml)	A_{min}	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)	St (cm)	$A_{répartition}$ (cm ² /ml)	St m
Sens y-y	0.014	0.017	0.069	0.41	0.4	0.85	4HA8=2.01	25	4HA6=1.13	25

Schéma de ferrailage :

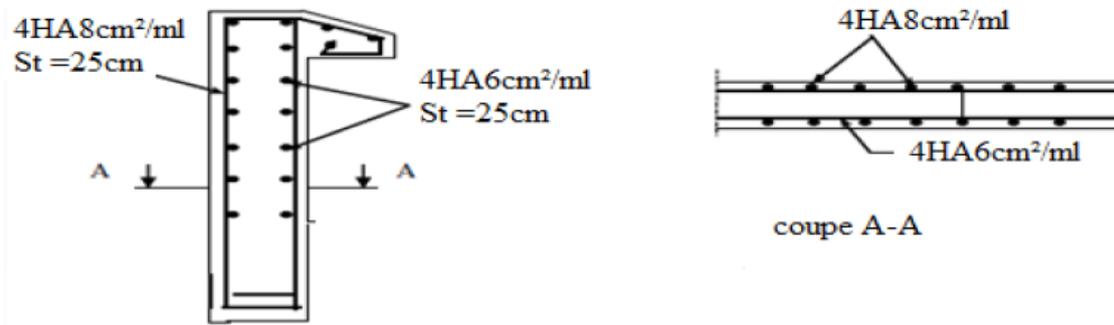


Figure.III.11. Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.7. Étude de la poutre palière

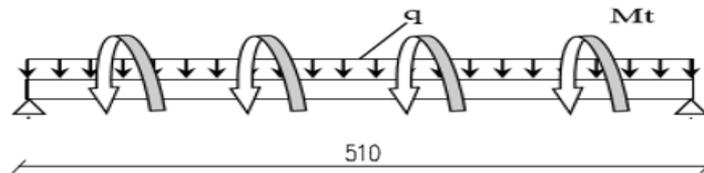


Figure.III.12. Schéma statique de la poutre palière

La poutre palière est destinée à supporter l'escalier, cette poutre est de 5.1m son pré-dimensionnement est comme suit :

III.7.1. Dimensionnement :

d'après la condition de flèche définie par le **BAEL 91**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 34\text{cm} \leq h \leq 51\text{cm}$$

Selon les exigences du **RPA99 /2003 :**

$$\begin{cases} b = 35 \geq 25\text{cm} \\ h = 40\text{cm} > 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} = 1.16 \text{ cm} < 4\text{cm} \end{cases} \quad \text{alors} \quad \begin{cases} h = 40\text{cm} \\ b = 35\text{cm} \end{cases} \quad \text{On adopte une section de } (35 \times 40)\text{cm}^2$$

Les charges revenant à la poutre :

- Poids propre de la poutre : $G_p = 0.4 \times 0.35 \times 25 = 3.5 \text{ KN/ml}$
- La charge revenant à l'escalier est la réaction d'appuis ou point B : $\begin{cases} \text{ELU} = 25.37 \text{ KN} \\ \text{ELS} = 17.83 \text{ KN} \end{cases}$
- G_m : poids de mur intérieur : $G_m = 2.76 \times (1.53 - 0.4) = 3.12 \text{ KN.m}$
- Moment de torsion $M_{tor} = M_a \times l/2$

Calcul des sollicitations

$$\text{Alors } \begin{cases} q_u = 1.35 \times (3.5 + 3.12) + 25.37 = 34.30 \text{ KN/ml} \\ q_s = 3.5 + 3.12 + 17.83 = 24.45 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\text{Moments : } M_{ou} = \frac{q_u l^2}{8} = 111.51 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{tu} = 0.75 \times M_0 = 83.63 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0.5 \times M_0 = -55.75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Effort tranchant : } V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{34.3 \times 5.1}{2} = 87.46 \text{ KN}$$

III.7.2. Ferrailage a la flexion simple

Tableau.III.25. Ferrailage de la poutre palière en travée et en appuis

	Mu (kn.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculée (cm ²)	Amin(cm ²)
En travée	83.63	0.04	0.05	0.37	6.49	4.5
En appuis	-55.75	0.027	0.034	0.37	4.32	4.5

✓ Vérification au cisaillement

$$\bar{\tau} = \frac{0.2 \times f_{c28}}{v_b} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_{fle} = \frac{V}{b \times d} = \frac{87.46 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.38} = 0.65 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

III.7.3. Calcul de la poutre palier à la torsion

le moment de torsion M_{tor} uniformément répartie est engendré par les charges ramenées par le palier et la volée, il est égal au moment au extrémités (au appuis).

$$M_{tor} = \frac{M_a \times l}{2} = \frac{14.45 \times 5.1}{2} = 36.84 \text{ kn.m}$$

D'après le **BAEL 91** dans le cas de torsion, la section réelle ($b \times h$) est remplacé par une section creuse équivalente dont les dimensions suivant :

U : périmètre de la section

Ω : air du contour tracé à mi-hauteur

e : épaisseur de la paroi $\Rightarrow e = b/6 = 35/6 = 5.83 \text{ cm}$

$U : 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 1.26 \text{ m}$

$\Omega : [b - e] \times [h - e] = 0.1 \text{ m}$

✓ **Calcul de la section des armatures longitudinales**

$$A_{tor} = \frac{M_{tor} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{36.84 \times 10^{-3} \times 1.26 \times 1.15}{2 \times 0.1 \times 400} = 6.67 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = A_{fléch} + \frac{A_{tor}}{2} \Rightarrow 6.49 + \frac{6.67}{2} = 9.82 \text{ cm}^2$ donc en ferraille avec 5HA16 = 10.05 cm²

En appuis : $A_a = A_{fléch} + \frac{A_{tor}}{2} \Rightarrow 4.32 + \frac{6.67}{2} = 7.65 \text{ cm}^2$ donc en ferraille avec 5HA14 = 7.7 cm²

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{fle}^2 + \tau_{tor}^2} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{36.84 \times 10^{-3}}{2 \times 0.1 \times 0.058} = 3.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \sqrt{0.65^2 + 3.17^2} = 3.23 \text{ mpa} \Rightarrow \tau_u = 3.23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc pas de risque de cisaillement

✓ **Calcul de l'espacement st**

D'après le CBA93 (Art A.5.1.2.2 et Art A.5.1.2.3)

$st \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow st \leq 34.2 \text{ cm}$ on prend $st = 15 \text{ cm}$

✓ **Calcul les armatures transversales** $A_t = A_{fléch} + A_{tor}$

➤ En flexion

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times st}{f_e} = \frac{0.4 \times 35 \times 15}{400} = 0.53 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times st \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{35 \times 15 \times (0.65 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = 0.032 \text{ cm}^2$$

➤ En torsion

$$A_{tor} = \frac{M_{tor} \times st \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{36.84 \times 10^{-3} \times 0.15 \times 1.15}{2 \times 0.1 \times 400} = 0.8 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 1.01 \text{ cm}^2$$

Tableaux. III.26. Section d'armature en travée et en appuis de la poutre palière

	Flexion simple		torsion	A_{total}		$A_{adopté}$	
	travée	appuis		travée	appuis	travée	appuis
Armature longitudinale	6.49	4.5	6.67	9.82	7.65	5HA16=10.05cm ²	5HA14=7.7cm ²

Armature transversale	0.032	0.8	0.83	$4\phi_6=1.13 \text{ cm}^2$ St=15 cm
-----------------------	-------	-----	------	---

➤ Vérification à ELS

Moments : $M_{0s} = \frac{q_s l^2}{8} = 52.63 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{ts} = 0.75 \times M_{0s} = 39.47 \text{ KN.m} \\ M_{as} = -0.5 \times M_{0s} = -26.31 \text{ KN.m} \end{cases}$

Tableau.III.27. Vérification de l'état limite de compression de béton

	M_{ser} (KN.m)	A_s cm^2	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} MPa	σ_{adm} MPa	observation
En travée	39.47	3.06	5.46	54026.99	3.98	15	Vérifiée
En appui	--26.31	2.04	4.52	37378.03	3.1	15	Vérifiée

➤ Etat limite de déformation

Si l'une de ses condition ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche sera nécessaire CBA93 :

$$\begin{cases} h \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{Mt}{10 \times M_o} \right) l \right] \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

$$\begin{cases} h = 0.4 \text{ m} \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{39.47}{10 \times 52.63} \right) 5.1 \right] = 0.38 \text{ m} & \text{condition vérifiée.} \\ \frac{6.47}{35 \times 38} = 4.86 \times 10^{-3} \leq 0.0105 & \text{condition vérifiée.} \end{cases}$$

Les conditions vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

Schéma de ferrailage

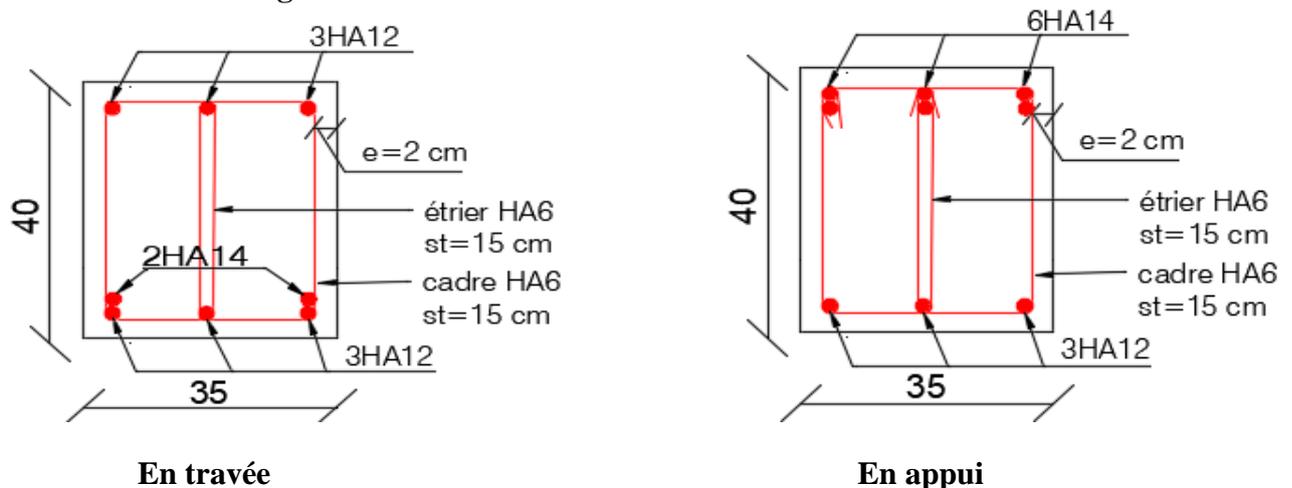


Figure.III.13. Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.8. Etude de la poutre de chaînage

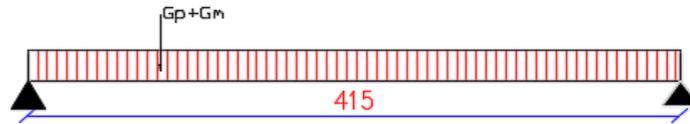


Figure.III.14. Schéma statique de la poutre de chaînage

III.8.1. Le dimensionnement : RPA99(Art 9.3.3)

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \text{tel que } L_{max} = 4.15 \text{ m} \quad 27.66 \text{ cm} \leq h \leq 41.5 \text{ cm}$$

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

III.8.1 Calcul des sollicitations

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

$$G_{pch} = 25 \times 0.35 \times 0.3 = 2.625 \text{ kn/ml}$$

$$G_{mur} = 2.76 \times 1 = 2.776 \text{ kn/ml}$$

✓ Calcul des moments

$$\text{ELU: } q_u = 1.35(G_{pch} + G_{mur}) = 7.26 \text{ KN/ml} \quad M_U = q_U \times \frac{L^2}{8} = 15.62 \text{ KN/ml} \quad V_U = q_U \times \frac{L}{2} = 15.06 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } q_s = G_{pch} + G_{mur} = 5.38 \text{ KN/ml} \quad M_s = q_s \times \frac{L^2}{8} = 11.58 \text{ KN/ml}$$

✓ Correction des moments

$$\text{Travée} \quad M_{tu} = 0.85M_u = 13.27 \quad M_{ts} = 0.85 M_s = 9.84 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuis} \quad M_{au} = -0.5M_u = -7.81 \text{ KN.m} \quad M_{as} = -0.5 M_s = -5.79 \text{ KN.m}$$

Ferraillage

Tableaux.III.28. Ferraillage de la poutre de chaînage

	$M_U(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	$Z(\text{m})$	$A_{calculée}(\text{cm}^2)$	$A_{choisie}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$
En travée	13.27	0.03	0.038	0.316	1.2	3HA12=3.39	1.15
En appuis	-7.81	0.017	0.021	0.317	0.707	3HA10=2.36	1.15

➤ Vérification L'ELU

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{15.06 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.32} = 0.156 \text{ mpa} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{1.5} f_{c28}, 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

✓ **Calcul des armatures transversales**

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

$$a) A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times st}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times st (\tau_u - 0.3 f_{c28})}{0.9 f_e} < 0$$

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

➤ **Vérification à L'ELS**

Tableau.III.29. Vérification de l'état limite de compression de béton

	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} MPa	σ_{adm} MPa	observation
En travée	9.84	5.62	14301.32	3.86	15	Vérifiée
En appui	-5.79	4.41	8930.27	2.85	15	Vérifiée

✓ **État limite de déformation**

Évaluation de la flèche

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{(10 \times M_0)} \Rightarrow 0.084 = 0.084$$

$$\frac{A}{(b \times d)} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 3.5 \times 10^{-3} < 0.01$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.084 > 0.062$$

Les conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

Schéma de ferrailage :

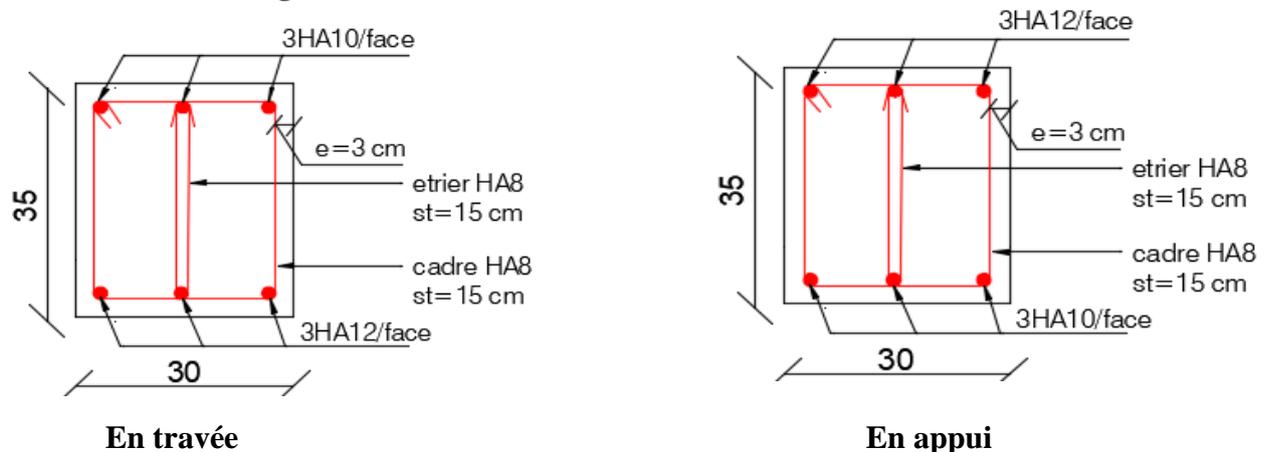


Figure.III.15. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

III.9. Etude de l'ascenseur

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des

Chargements vers les différents niveaux de la construction.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 06 personnes.

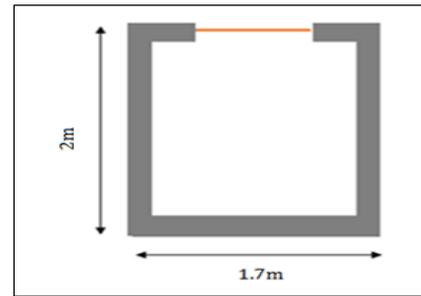


Figure.III.16. Coupe transversale de l'ascenseur

III.9.1. Les caractéristiques

$V = 0.63 \text{ m/s}$: Vitesse de levage

$P_m = 15 \text{ KN}$: Charge due à la salle de machine.

$D_m = 43 \text{ KN}$: Charge due au poids propre de l'ascenseur.

$F_c = 50 \text{ KN}$: Charge due à la rupture des câbles.

$B_s = T_s \ 2 \times 1,70 \text{ m}^2$ dimensions de la gaine.

- le poids propre de l'ascenseur est de (charge nominale) 500 Kg Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont :

1)- Dalle de salle machine (locale).

2)- Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

$$P = P_m + D_m + 5 = 15 + 43 + 5 = 63 \text{ Kn}$$

III.9.2. Dalle de salle machine (locale)

h : épaisseur de la dalle

h_0 : épaisseur de revêtement

a_0 et U sont \parallel à l_x

b_0 et V sont \parallel à l_x

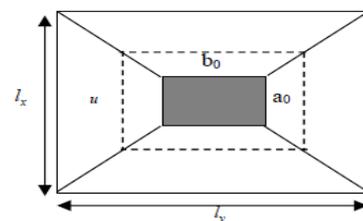
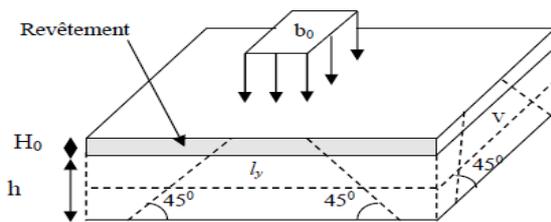


Figure.III.17. Schéma représentant la surface d'impact.

$$\begin{cases} U = a_0 + h + 2\xi \times h_0 \\ V = b_0 + h + 2\xi \times h_0 \end{cases}$$

Avec

- $\xi = 0.75$ le revêtement est moins résistant.

$$\begin{cases} U = 80 + 15 + 2 \times 0.75 \times 5 = 102.5 \text{ Cm} \\ V = 80 + 15 + 2 \times 0.75 \times 5 = 102.5 \text{ Cm} \end{cases}$$

Calcul des moments

M_1^x et M_2^y de système de levage

On a un chargement concentré centré :

$$\begin{cases} M_1^x = (M_1 + v \times M_2)q(u \times v) \\ M_1^y = (M_2 + v \times M_1)q(u \times v) \end{cases}$$

En utilisant les tables BAEL (Annexe VI), on tire les coefficients M_1 et M_2 en fonction de U/lx , V/ly et ρ :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.85 ; U/lx = 102.5 / 170 = 0.60 ; V/ly = 102.5 / 200 = 0.51$$

$$\text{Soit } M_1 = 0.089 ; M_2 = 0.073$$

Avec $v = 0$ à l'ELU et $v = 0,2$ à l'ELS

$$qu = 1,35 P = 1,35 \times 63 = 85,05 \text{ KN}$$

$$M_1^x = 0,089 \times 85,05 \times (1,025 \times 1,025) = 7.95 \text{ KN.m}$$

$$M_1^y = 0,073 \times 85,05 \times (1,025 \times 1,025) = 6.52 \text{ KN.m}$$

M_2^x et M_2^y dû aux poids propre de la dalle

$$M_2^x = \mu_x \times q \times lx$$

$$M_2^y = \mu_y \times M_2^x$$

$\rho = lx / ly = 0.85 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\mu_x = 0,0506$$

$$\mu_y = 0.6864$$

Le poids propre de la dalle et du revêtement (pour un revêtement de 5 cm)

$$G = 4,75 \text{ KN/m}^2$$

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

$$qu = 1,35 \times 4,75 + 1,5 \times 1 = 7,91 \text{ KN/ml}$$

$$M_2^x = 0,0506 \times 7,91 \times 1.7 = 0.68 \text{ KN.m}$$

$$M_2^y = 0.6864 \times 0.68 = 0.466 \text{ KN.m}$$

La superposition des moments donnés :

$$M_x = M_1^x + M_2^x = 7.95 + 0.68 = 8.63 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 6,52 + 0,466 = 6,98 \text{ KN.m}$$

Ferraillage

Le ferraillage se fait pour une longueur unité avec

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 7,33 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 5,93 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = -0,4 M_x = -3,45 \text{ KN.m}$$

Tableau. III.30. Ferrailage de la dalle D'ascenseur

Position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal}	A^{min}	$A^{adoptée}$
Travée x-x	7.33	0.0159	0.02	0.178	1.18	1.29	3HA10=2.36
Travée y-y	5.93	0.0128	0.016	0.178	0.96	1.2	3HA8=1.51
Appui	-3.45	0.0075	0.0094	0.179	0.55	1.29	3HA8=1.51

✓ Vérification au poinçonnement

$$q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec U_c Périmètre du rectangle d'impact

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (102,5 + 102,5) = 410 \text{ cm}$$

$$85,05 \leq \frac{0,045 \times 4,10 \times 0,15 \times 25 \times 10^3}{1,5}$$

$$85,05 \leq 461,25$$

✓ Vérification de l'effort tranchant

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (milieu), $U=V$

$$T_u = T_v = \frac{q_u}{3 \times U} = \frac{85,05}{3 \times 1,025} = 27,658 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{27,658 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,23 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau U < \bar{\tau}_u$$

• Calcul à l'ELS

Moment engendré par le système de levage :

$$q_{ser} = 63 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_1^x = (M_1 + v \times M_2)q(u \times v) \\ M_1^y = (M_2 + v \times M_1)q(u \times v) \end{cases}$$

$$M_1^x = (0,089 + 0,2 \times 0,073) \times 63 \times (1,025 \times 1,025) = 6,86 \text{ KN.m}$$

$$M_1^y = (0,073 + 0,2 \times 0,089) \times 63 \times (1,025 \times 1,025) = 6 \text{ KN.m}$$

Moment dû au poids propre de la dalle :

$$q_s = 4,75 + 1 = 5,75 \text{ KN/ml}$$

$$M_2^x = 0,0441 \times 5,75 \times 1,7^2 = 0,73$$

$$M_2^y = 0,0441 \times 5,75 \times 2^2 = 1,04$$

La Superposition des Moments :

$$M_x = M_1^x + M_2^x = 6.86 + 0.73 = 7.59 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_1^y + M_2^y = 6 + 1.04 = 7.04 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification des contraintes dans le béton**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 6,45 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 5,14 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,4 M_x = -3,03 \text{ KN.m}$$

Tableau III.31. Vérifications des contraintes à l'ELS

Position	M_x (KN.m)	A^S (cm)	y (cm)	I (cm) ⁴	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$ (MPa)	observation
Travée x-x	6.45	2.36	3.23	8846	2.355 < 15	161.54 < 201.63	Vérifiée
Travée y-y	5.14	1.51	2.63	5957	2.640	199.3 < 201.63	Vérifiée
Appui	-3.03	1.51	2.63	5957	1.337	117.26 < 201.63	Vérifiée

Schémas de ferrailage

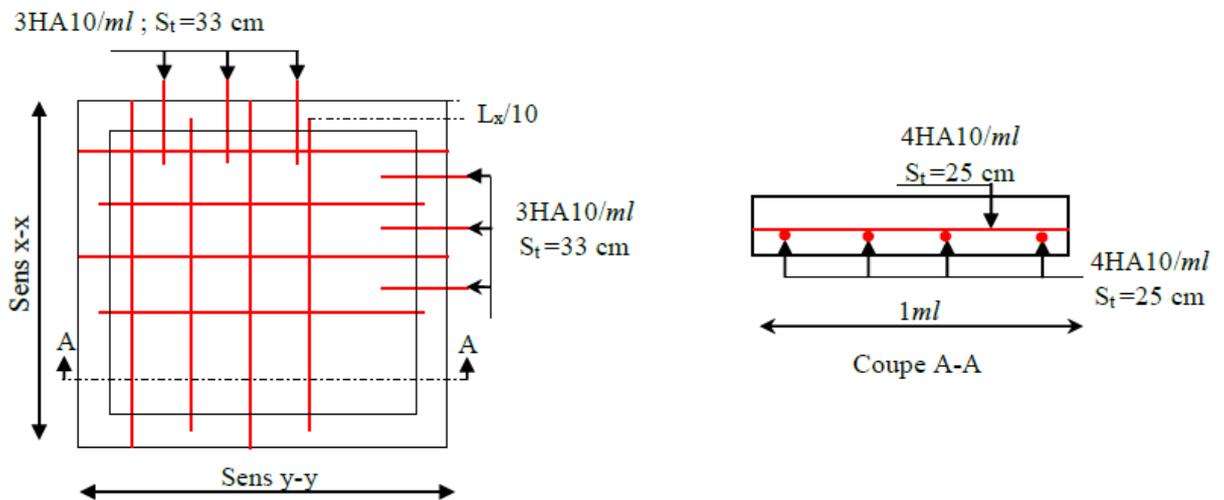


Figure.III.18. Schéma de ferrailage du local machine.

III.9.3 Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

Les dimensions sont les mêmes (200×170 et $h = 15 \text{ cm}$)

- Poids propre de la dalle et du revêtement : $G_1 = 4,75 \text{ KN/m}^2$

- Poids propre de l'ascenseur : $G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{50}{2 \times 1.7} = 14,70 \text{ KN/m}^2$

$$G^{total} = G_1 + G_2 = 19,45 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 1,35 \times G^{total} = 26,25 \text{ KN/m}^2$$

$\rho = l_x / l_y = 0.85 > 0,4$ (La dalle travaille dans les deux sens).

$$\mu_x = 0,0506$$

$$\mu_y = 0.6864$$

Calcul des moments à l'ELU

$$M_x = 0,0506 \times 26,25 \times 1.7^2 = 3.84 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 2.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 3,26 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 2,24 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,3 M_x = -1,15 \text{ KN.m}$$

Ferraillage

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.32. Ferraillage de la dalle D'ascenseur

Position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal}	A^{min}	$A^{adoptée}$
Travée x-x	3.26	0.007	0.009	0.179	0.52	1.29	3HA10=2.36
Travée y-y	2.24	0.005	0.006	0.179	0.36	1.2	3HA8=1.51
Appui	-1.15	0.0025	0.003	0.179	0.185	1.29	3HA8=1.51

Calcul à l'ELS

$$q_s = 27.25 \text{ KN/m}^2$$

$$M_x = 0,0506 \times 27,25 \times 1.7^2 = 3.98 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 2.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 3,38 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 2,32 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,3 M_x = -1,19 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.33. Vérifications des contraintes à l'ELS

Position	M_x (KN.m)	A^s (cm)	y (cm)	I (cm) ⁴	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	observation
Travée x-x	3.38	2.36	3.23	8846	1.23 < 15	125.7 < 201.63	Vérifiée
Travée y-y	2.32	1.51	2.63	5957	1.02	89.79 < 201.63	Vérifiée
Appui	-1.19	1.51	2.63	5957	0.525	46.05 < 201.63	Vérifiée

Vérification de la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max \left(\frac{3}{80} ; \frac{M_x^t}{20M_0^x} \right) \times l_x \\ A_t \leq \frac{2bd_x}{f_e} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} e = 15 \text{ cm} > 6.37 \text{ cm} \\ A_t = 2.36 \text{ cm}^2 < 9 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{(vérifiée)} \\ \text{(vérifiée)} \end{array}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Schémas de ferrailage

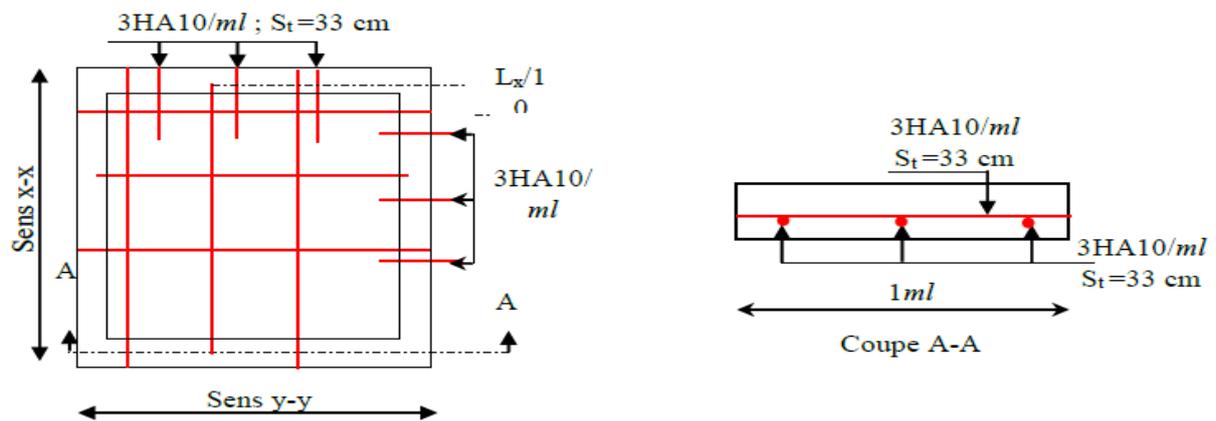


Figure III.19. Schéma de ferrailage la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

Chapitre IV

Etudes dynamique

IV.1. Introduction

L'objectif d'une étude dynamique est d'assurer une bonne rigidité, et une bonne résistance vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés, afin de limiter les dommages causés tout en respectant les aspects de la construction qui sont : L'économie, La résistance, L'aspect architectural.

La structure modélise de hauteur $h_t = 36.25m$ et des longueurs $L_x = 17.35m$, $L_y = 21.94m$ se situe en zone IIa, et appartient au groupe d'usage 2 alors les conditions d'application de la méthode statique ne sont pas réunies, Selon les exigences du RPA99/version2003, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale, qui reste applicable et dont l'utilisation est possible et simplifiée avec le logiciel ETABS 2016.

IV.2. Méthodes de calcul de la force sismique

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) le calcul des forces Sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

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

IV.2.1. Méthode statique équivalente

Calcul de la force sismique

L'effort sismique V appliqué à la base de la structure, doit être calculé successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération (RPA99 Tableau 4.1)
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen (RPA99 Tableau 4.2)
- R : coefficient de comportement global de la structure (RPA99 Tableau 4.3)
- Q : Facteur de qualité (RPA99 Tableau 4.4)
- W : Poids total de la structure (RPA99 Tableau 4.4)
- η : Facteur de correction d'amortissement
- T : Période propre

✓ Coefficient d'accélération A

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$

✓ Coefficient de comportement global

Pour un contreventement mixte voiles/portiques avec justification de l'interaction $R = 5$

✓ Facteur de qualité

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ 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. Valeur des pénalités

Conditions	Sens X-X	Sens Y-Y
1. Conditions minimale sur les files de contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0.05	0,05
5. Contrôle de qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de qualité de l'exécution	0,1	0,1
Q	$Q_x = 1.2$	$Q_y = 1.25$

✓ Poids total de la structure

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) : $W = \sum_{i=1}^n W_i$

$$W = 36579.82 \text{ KN}$$

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad \text{RPA99/2003 (formule 4.5)}$$

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

W_{Qi} : Charge d'exploitation

β : Coefficient de pondération (RPA tableau 4.5) $\beta = 0.2$ pour usage mixte.

✓ Période fondamentale de la structure

Le contreventement de la structure est assuré par un système mixte (voiles/portiques), donc :

$$\begin{cases} T = C_T H^{\frac{3}{4}} & \text{RPA99/2003 Formule (4.6)} \\ T = 0.09 \frac{H}{\sqrt{L}} & \text{RPA99/2003 Formule (4.7)} \end{cases} \quad \text{Tel que :}$$

$C_T = 0.05$: coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé. RPA99/2003 (Tableau 4.6)

$H = 36.25 \text{ m}$: hauteur total du bâtiment.

L = dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul $\begin{cases} L_x = 17.35 \text{ m} \\ L_y = 21.94 \text{ m} \end{cases}$

$$\text{On aura : } \begin{cases} T_x = \min(0.74 ; 0.78) = 0.74 \text{ s} \\ T_y = \min(0.74 ; 0.7) = 0.7 \text{ s} \end{cases}$$

✓ Facteur d'amplification dynamique

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).

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

Avec

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, d'après le rapport de sol, le sol est classé S2

$$T_1 = 0.15 \text{ s}, T_2 = 0.4 \text{ s} \quad \text{RPA99/2003 (Tableau 4.7)}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$

ξ : pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et d'importance des remplissages, contreventement par voiles $\xi = 10\%$ et portique $\xi = 7\%$ nous prendrons donc un coefficient moyen :

$$\xi = \frac{10+7}{2} = 8.5\%$$

Ce qui donne pour les deux sens : $\begin{cases} D_x = 1.11 \\ D_y = 1.17 \end{cases}$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st}^x = \frac{0.15 \times 1.27 \times 1.2}{5} \times 36579.82 = 1672.42 \text{ KN}$$

$$V_{st}^y = \frac{0.15 \times 1.29 \times 1.25}{5} \times 36579.82 = 1769.55 \text{ KN}$$

IV.3. Méthode d'analyse dynamique

IV.3.1. Modélisation de la structure

La modélisation de la structure consiste à présenter celle-ci sur le logiciel ETABS 2016 la modélisation des éléments structuraux consiste à présenter une simulation sur logiciel sous forme d'un modèle numérique en 3D, qui permet d'analyser le bâtiment, et déterminer les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. La structure est modélisée sous forme d'une ossature en portique poteau et poutre et des planchers modélisés sous forme de diaphragmes. Le modèle de la structure est composé de 10 niveaux. Un sous-sol encastré à la base et un RDC d'une hauteur de 5.65m, et des niveaux de 1 à 8 d'une hauteur de 3.06m, en considérant le sous-sol comme étant des boîtes rigides, d'où on a modélisé uniquement la partie sortante du sol, tout en considérant le sous-sol comme un encastrement.

La structure modélisée de hauteur $h_t = 36.25 \text{ m}$ et des longueurs $\begin{cases} L_x = 17.35 \text{ m} \\ L_y = 21.94 \text{ m} \end{cases}$

Le logiciel nous a permis d'introduire un spectre réglementaire, on introduit un spectre de réponse du RPA en fonction de la zone sismique (IIa), le type de sol (S2 : site ferme), le groupe d'usage (02), les matériaux constitutifs et le système de contreventement.

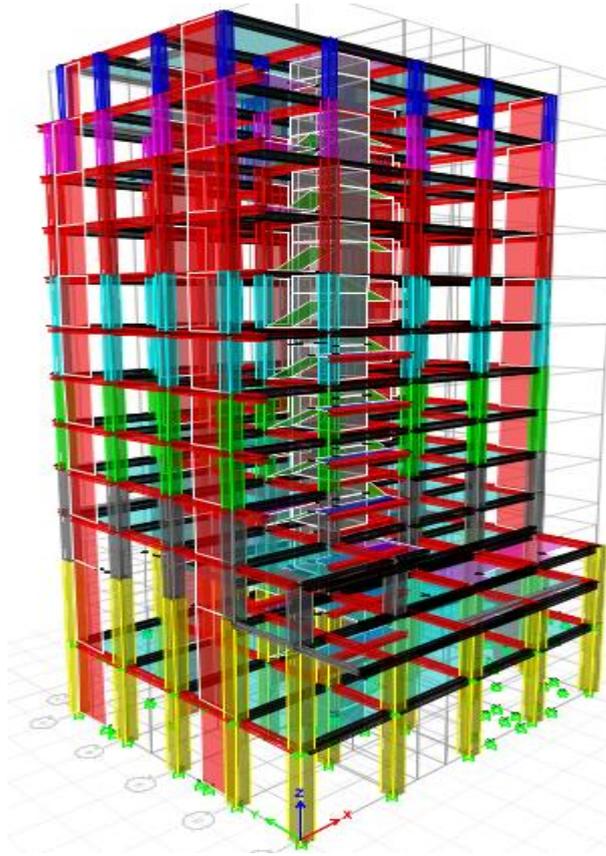


Figure IV.1.vue en 3D de la structure modélisée

✓ Dispositions des voiles

La déposition des voiles a été faite après plusieurs tentatives, la déposition doit satisfaire les conditions de répartition des rigidités, des masses, et d'éviter les effets de la torsion toute en respectant la régularité de la structure.

La déposition des voiles retenus est représentée par la figure ci-dessous :

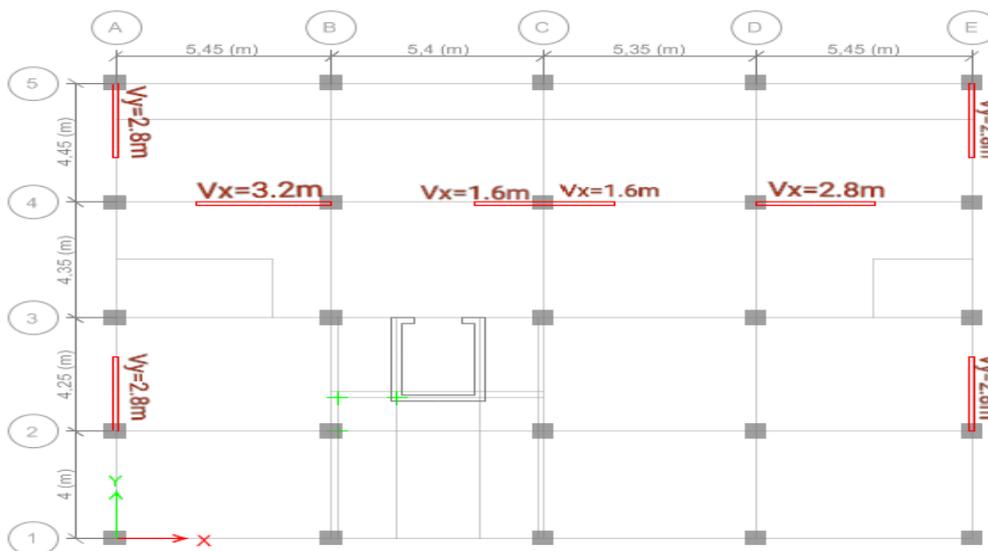


Figure IV.2. Disposition des voiles

IV.3.2. Analyse du comportement de la structure

Après l'analyse les résultats obtenus montrent que le comportement de la structure dans le premier mode est une translation suivant l'axe x-x, Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe y-y et le troisième mode est une rotation.

✓ Mode 1

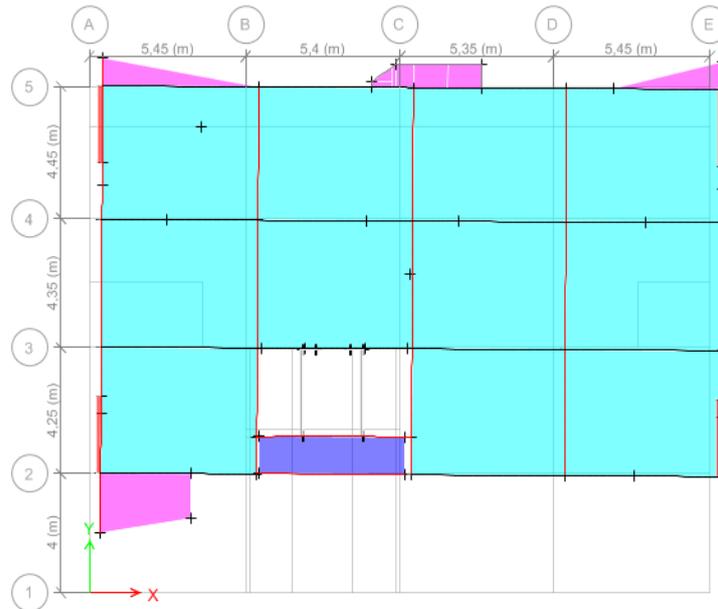


Figure IV.3. Premier mode de déformation (translation suivant X) ($T=0.9s$)

✓ Mode2

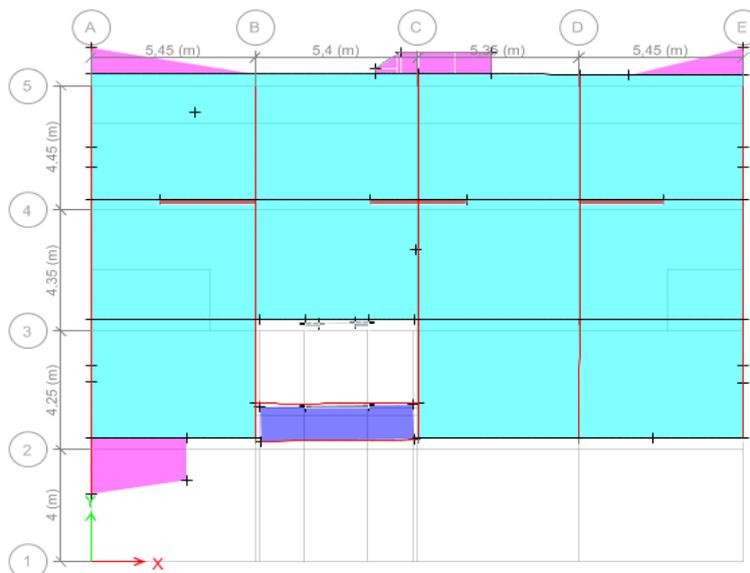


Figure IV.4. Deuxième mode de déformation (translation suivant Y) ($T=0.87 s$)

✓ **Mode3**

Figure IV.5. Troisième mode de déformation (rotation suivant Z) (T=0.6s)

✓ **Période de vibration et taux de participation des masses modales**

Les différents modes de vibration ainsi que la période et le temps de participation massique qui leur revient dans le tableau suivant :

Tableau V.2. Période de vibration et taux de participation des masses modales

modes	Périodes (s)	La masse modale			Cumulé de la masse modale		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0,905	0,7192	0,0013	0	0,7192	0,0013	0
2	0,863	0,0011	0,7093	0	0,7203	0,7106	0
3	0,692	0,0067	0,0002	0	0,727	0,7108	0
4	0,258	0,1499	0,0017	0	0,8769	0,7125	0
5	0,237	0,0016	0,1651	0	0,8785	0,8776	0
6	0,205	0,0018	0,0006	0	0,8803	0,8782	0
7	0,122	0,0624	0,0001	0	0,9426	0,8783	0
8	0,11	0,0003	0,0611	0	0,943	0,9394	0
9	0,098	0,0007	0,0029	0	0,9436	0,9423	0
10	0,096	0,0003	8,008E-07	0	0,9439	0,9423	0
11	0,096	0,0001	0,0003	0	0,944	0,9426	0
12	0,073	0,0264	1,607E-05	0	0,9704	0,9426	0

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le taux de participation massique selon l'axe X atteint les 90% au bout du 7^{ème} mode, et selon l'axe Y au bout du 8^{ème} mode.

IV.3.3. Calcul des forces sismiques par l'analyse modale spectrale

Le spectre règlementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

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

IV.4. Vérification de la résultante de la force sismique et la période dynamique

✓ La force sismique

Après avoir calculé l'effort statique à la base et l'effort dynamique, le (RPA) prévoit de faire la vérification suivante : $V_{dyn} \geq 0.8V_{st}$ RPA99/2003 (Art 4.3.6)

V_{dyn} : L'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectrale modale)

Tableau IV.3. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

Sens	$V_{dynamique}$ (KN)	$V_{statique}$ (KN)	$0.8 V_{statique}$ (KN)	observation
(X-X)	1162.24	1672.42	1337.93	Non verifiées
(Y-Y)	1195.71	1769.55	1415.64	Non verifiées

D'après les résultats obtenus dans le tableau, la force sismique n'est pas vérifiée dans les deux sens, alors on doit augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) à partir de la méthode modale spectrale de $(0.8 \frac{V_{st}}{V_{dyn}})$, comme suit :

$$\text{Sens x-x : } 0.8 \frac{V_{st}}{V_{dyn}} = 1.1$$

$$\text{Sens y-y : } 0.8 \frac{V_{st}}{V_{dyn}} = 1.18$$

✓ La période dynamique

Selon (RPA99V2003) la résultante des périodes dynamique (T_{dyn}) à la base doit être inférieure ou égale à $1,3 \times T_{ST}$

La vérification de la période donnée par le tableau de taux de participation massique.

Tableau IV.4. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.

Resultants des periods	$T_{dyn}(s)$	$T_{st}(s)$	$1,3T_{st}(s)$	observation
(X-X)	0.86	0.74	0.96	Vérifiée
(Y-Y)	0.90	0.7	0.91	Vérifiée

IV.5. Vérification de l'interaction (voiles portiques)

IV.5.1. Sous charge verticale

Les voile doivent reprendre au plus de 20% des sollicitations, les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations RPA99/2003 (Art 3.4.a)

Tableau IV.5. Interaction sous charge verticale

Niveau	Les charges reprises (KN)		Pourcentages repris (KN)	
	portiques	voiles	Portique (%)	voiles(%)
10	-1897.58	-683.22	73.52	26.47
9	-3646.53	-1560.36	70.03	29.96
8	-5560.65	-2393.56	69.9	30.09
7	-7574.84	-3161.85	70.55	29.44
6	-9856.18	-3763.59	72.36	27.63
5	-12061.64	-4457.88	73.01	26.98
4	-14570.40	-4938.63	74.68	25.31
3	-16977.68	-5555.08	75.34	24.65
2	-19740.46	-5918.62	76.93	23.06
1	-22986.27	-6456.2	78.07	21.93
RDC	-28732.99	-7150.66	80.07	19.92

IV.5.2. Sous charges horizontales

les voile doivent reprendre au plus de 75% des sollicitation, les portique doivent reprendre au moins 25% des sollicitation RPA99/2003 (Art 3.4.a)

Conclusion

A partir des tableaux Tableau (IV.6) on déduit que l'interaction sous charges horizontales est vérifiée ,pour ce qui est charge verticales la limite de 20% fixée par le RPA n'a pas pu être respectée à partir du niveau sauf dans le (RDC) néanmoins, elle a été légèrement dépassée (moins de 10%).toutes les dispositions n'ont pas pu satisfaire l'interaction horizontale et verticale en même temps .

Tableau IV.6. Interactions sous charge horizontales

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portique (KN)	Voile (KN)	Portique(%)	voile(%)	Portique (KN)	Voile (KN)	Portique(%)	voile(%)
10	226.30	125.24	64.37	35.63	220.10	74.96	74.59	25.04
9	169.68	162.21	51.12	48.87	276.64	117.22	70.23	29.77
8	206	256.94	44.49	35.50	281.76	207.86	57.54	42.45
7	212.6	311.93	40.53	59.46	273.93	279.93	49.45	50.54
6	272.56	326.14	45.52	54.47	343.94	286.26	54.57	45.42
5	263.57	393.63	40.10	59.89	327.75	369.81	46.98	53.01
4	317.25	397.98	44.35	55.64	383.57	374.93	50.56	49.43
3	289.53	464.36	38.40	61.59	350.74	448.29	43.89	56.10
2	339.45	445.83	43.22	56.77	398.62	428.80	48.17	51.82
1	280.73	542.1	34.11	65.88	321.86	513.14	38.54	61.45
RDC	267.58	594.48	31.03	68.96	245.55	552.03	30.78	69.21

IV.6. Vérification vis-à-vis des déplacements des niveaux

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1 % de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à : (RPA99/ version 2003 (Art 5.10))

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{Avec : } \delta = R\delta_{ek}$$

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

Remarque : d'après les résultats obtenu dans le Tableau (IV.7.) on peut dire que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieur au centime de la hauteur des d'étage. Ce qui signifie que les conditions sont vérifiées.

Tableau IV.7. Vérifications des déplacements relatifs

Niveaux	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	565	0,022	0.11	0	0.11	0.019	0,02	0.1	0	0.1	0.018
1	306	0,046	0.23	0.11	0.12	0.039	0,038	0.19	0.1	0.09	0.029
2	360	0,074	0.37	0.23	0.14	0.039	0,062	0.31	0.19	0.12	0.039
3	306	0,104	0.52	0.37	0.15	0.049	0,086	0.43	0.31	0.12	0.039
4	306	0,134	0.67	0.52	0.15	0.049	0,112	0.56	0.43	0.13	0.042
5	306	0,164	0.82	0.67	0.15	0.049	0,14	0.7	0.56	0.14	0.036
6	306	0,194	0.97	0.82	0.15	0.049	0,166	0.83	0.7	0.13	0.042
7	306	0,222	1.11	0.97	0.14	0.046	0,192	0.96	0.83	0.13	0.042
8	306	0,246	1.23	1.11	0.12	0.039	0,216	1.08	0.96	0.12	0.039
9	306	0,27	1.35	1.23	0.12	0.039	0,24	1.2	1.08	0.12	0.039
10	306	0.284	1.42	1.23	0.19	0.062	0.262	1.31	1.08	0.23	0.075

IV.7. Justification vis à vis de l'effet P- Δ

Selon le RPA99/ version 2003 (Art 5.9), Les effets du second ordre (où effet P - Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

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

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k

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 $\frac{1}{1-\theta_k}$

- 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 IV.8.

Remarque : D'après les résultats obtenus dans le Tableau IV.8.ci- dessous, les efforts P- Δ peuvent être négligés.

Tableau IV.8.vérification de vis à vis de l'effet P-Δ

Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k
RDC	565	35439.16	0.11	1740.21	0.004	0.1	1717.94	0.004
1	306	29612.75	0.12	510.9	0.023	0.09	427.93	0.02
2	306	26096.35	0.14	1612.73	0.007	0.12	1591.69	0.006
3	306	22979.15	0.15	1492.87	0.008	0.12	1472.66	0.006
4	306	19942.72	0.15	1352.32	0.007	0.13	1333.09	0.006
5	306	16920.60	0.15	1178.16	0.007	0.14	1161.70	0.007
6	306	13971.56	0.15	973.96	0.007	0.13	960.12	0.006
7	306	11021.71	0.14	743.77	0.007	0.13	730.57	0.006
8	306	8163.88	0.12	553.58	0.006	0.12	540.56	0.006
9	306	5306.73	0.12	314.91	0.007	0.12	304.82	0.007
10	306	2515.36	0.19	314.91	0.005	0.23	304.82	0.006

IV.8. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupteur fragile sous sollicitation dues au séisme, la RPA99/2003 (Art 7.4.3.1) exige de vérifiée l'effort normal de compression de calcul qui est limite par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30$$

Tel que : N_d : l'effort normal maximal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Tableau IV.9. Vérification de L'effort normale réduit des poteaux

Niveaux	B_c (cm ²)	N (KN)	V	observation
RDC	5250	-2425.35	0.18	vérifiée
1	4550	-1884.47	0.16	vérifiée
2	4550	-1655.56	0.14	vérifiée
3	3900	-1453.19	0.14	vérifiée
4	3900	-1252.63	0.12	vérifiée
5	3575	-1067.44	0.11	vérifiée
6	3575	-883.78	0.09	vérifiée
7	2750	-702.34	0.12	vérifiée
8	2750	-527.44	0.07	vérifiée
9	2250	-354.82	0.06	vérifiée
10	1800	-206.36	0.04	vérifiée

Conclusion :

La modélisation de la structure, en utilisant le logiciel ETABS 2016, nous a permis de faire un calcul dynamique tridimensionnel dans le but de prédire le comportement de la structure sous un éventuel séisme. L'étude dynamique est faite dans les règles de l'art en respectant les prescriptions des règles parasismiques Algériennes (RPA99/2003). La structure est modélisée en adoptant un système de contreventement mixte voile-portique avec justification de l'interaction. Le modèle a été effectué sur le logiciel ETABS2016, en définissant les différents éléments et les différentes combinaisons de charges. Après plusieurs tentatives pour le choix d'une disposition adéquate des voiles de contreventement on a opté à une disposition qui contient trois voiles dans le sens XX et quatre voiles dans le sens YY.

Les résultats de la modélisation ont montré un comportement satisfaisant, tels que la période de vibration obtenue ne dépasse pas la période calculée selon le RPA de 30%. Les modes de vibrations obtenus montrent un bon comportement tels que on a obtenu une translation selon xx pour le premier mode, une translation selon (yy) pour le deuxième mode et une rotation pour le troisième mode. Le taux de participation massique selon l'axe X X atteint les 90% au 7^{ème} mode et selon YY au 8^{ème} mode. Ces résultats montrent aussi que les interactions sont vérifiées, soit pour l'interaction horizontale au verticale, les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centime de la hauteur des d'étage ce qui signifie que les conditions sur les déplacements sont vérifiées et les effets du second ordre (où effet P - Δ) peuvent être négligés. En conclusion le modèle satisfait globalement les exigences du comportement souhaité. En fin un nouveau dimensionnement des poteaux est proposé.

Chapitre V

Etudes des éléments structuraux

V.1. Introduction

Une construction résiste aux charges gravitaires et sismiques grâce à ses éléments porteurs principaux. Pour cela, ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés, armés (ferrailés) et bien disposés pour qu'ils puissent prendre toutes les sollicitations qui sont tirées de l'analyse statique et dynamique de la structure réalisée par logiciel ETABS2016.

V.2. Étude des poteaux

Les poteaux sont calculés en flexion composée sous selon les combinaisons des sollicitations les plus défavorables suivant les exigences du CBA et les recommandations de RPA99/2003.

- | | |
|------------------------------|-----------------------------|
| ✓ $1.35 G + 1.5 Q$ (1) | ✓ $G + Q \pm E_y$ (4) |
| ✓ $G + Q$ (2) | ✓ $0.8 G \pm E_x$ (5) |
| ✓ $G + Q + E_x$ (3) | ✓ $0.8 G \pm E_y$ (6) |

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

- $$\checkmark \begin{cases} N^{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}} \\ M^{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}} \\ N^{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}} \end{cases}$$

V.2.1. Recommandations du RPA99/2003

IV.2.1.1. Les armatures longitudinales (art 7.4.2)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal sera de : $0.8 \% \times b_1 \times h_1$ en zone IIa
- Le pourcentage maximal sera de : 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de $40 \varnothing$ (zone IIa).
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (\varnothing cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (IV.1)

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right).$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : La hauteur d'étage. h_1

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau.

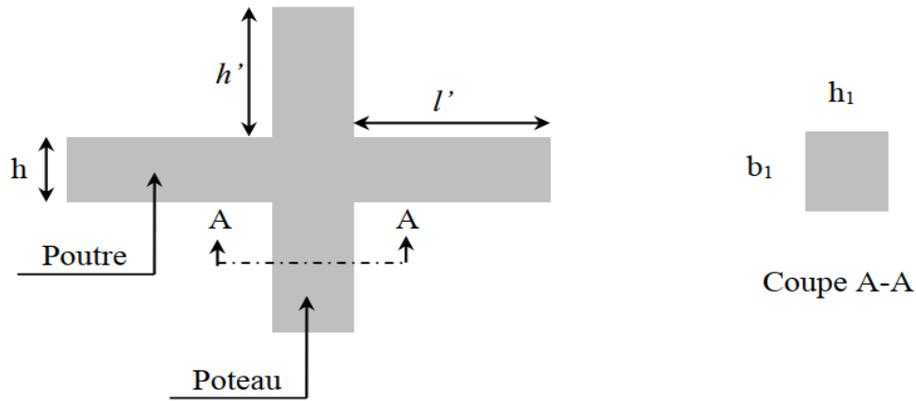


Figure V.1 zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/2003 concernant le projet sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

V.1 Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	Section du poteau (cm^2)	$A_{min}(cm^2)$	$A_{max}(cm^2)$ Zone courante	$A_{max}(cm^2)$ zone de recouvrement
Sous-sol et RDC	70×75	42	210	315
Étage 1 et 2	65×70	36.4	182	273
Étage 3 et 4	60×65	31.2	156	234
Étage 5 et 6	55×60	26.4	132	198
Étage 7 et 8	50×55	22	110	168
Étage 9	45×50	18	90	135
Étage 10	40×45	14.4	72	108

V.2.1.2. Armatures transversales (Article 7.4.2.2)

La section des armatures transversales est donnée par la formule ci-après :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

V_u : l'effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur totale de la section brute

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

t : espacement entre les armatures transversales Il est limité à

$t \leq 10$ cm en zone nodale.

$t \leq \min\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10 \phi_l^{min}\right)$ en dehors de la zone nodale.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant. Il est pris égal à :

✓ 2.5 si $\lambda_g \geq 5$

✓ 3.75 si $\lambda_g < 5$

Avec $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right)$ l'élançement géométrique et **a** et **b**, les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de calcul considérée.

La quantité d'armatures transversales minimale

$$A_t^{min} = \begin{cases} 0.3\% (b_1 * t) \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% (b_1 * t) \text{ si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpoler linéairement les valeurs précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

- ✓ Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $t \geq 10\phi$ minimum.
- ✓ Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.2.2. Les sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS V16.2, sont résumés dans les tableaux ci-après

V.2 Tableau Les sollicitations dans les poteaux

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		V_{max}
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous-sol et RDC	-3331.752	-18.847	-91.20	-2164.163	293.406	24.8127	-41.425
Étage 1 et 2	-2577.124	7.225	-99.93	-1266.82	136.039	9.54	-54.758
Étage 3 et 4	-1986.042	2.977	78.555	-439.38	-0.718	6.975	51.025
Étage 5 et 6	-1459.736	3.649	72.07	-310.369	-57.932	5.921	-33.0652
Étage 7 et 8	-960.314	4.282	60.292	-164.375	-14.048	2.074	41.160
Étage 9	-483.824	1.782	-54.008	-152.162	18.822	-2.752	36.50
Étage 10	-283.730	-24.787	73.590	-69.346	-0.0014	-3.639	-49.731

V.2.3. Calcul du ferrailage

V.2.3.1. Ferrailage longitudinal

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau sous-sol, et le reste des résultats de ferrailage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

Exemple de calcul de ferrailage

Données : $N_{max} = -3331.752 \text{ KN (traction)}$ et $M_{corr} = -18.847 \text{ KN.m}$

$d = 0.72 \text{ m}$ $d' = 0.03 \text{ m}$

$e_G = \frac{M}{N} = 0.00565 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.375 \text{ m} \rightarrow N$ est un effort de traction et le centre de pression est à l'intérieur de la section du béton, donc la section est entièrement tendue

$$A_1 = \frac{N_u e_2}{f_s 10 (d - d')} = \frac{-3331.752 \times 10^{-3} \times 0.339}{347.82 (0.72 - 0.03)} = 47.11 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N_u e_1}{f_s 10 (d - d')} = \frac{-3331.752 \times 10^{-3} \times 0.350}{347.82 (0.72 - 0.03)} = 48.67 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 42 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} = \max(A_1, A_2, A_{min}) = 48.67 \text{ cm}^2$$

Avec

$$f_s 10 = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$e_1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e_G = (0.375 - 0.03) + 0.00565 = 0.350 \text{ m}$$

$$e_2 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) - e_1 = (0.72 - 0.03) - 0.350 = 0.339 \text{ m}$$

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage des poteaux des différents niveaux

V.3 Ferrailage des poteaux

Niveau	sections	$A_{min}(cm^2)$	$A_{RPA}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	Barres
Sous-sol et RDC	70×75	42	48.67	50.27	16HA20
Étage 1 et 2	65×70	36.4	37.37	37.7	12HA20
Étage 3 et 4	60×65	31.2	29.03	31.29	8HA20+4HA14
Étage 5 et 6	55×60	26.4	21.35	26.89	6HA20+4HA16
Étage 7 et 8	50×55	22	14.08	22.37	10HA16+2HA12
Étage 9	45×50	18	16.32	18.47	12HA14
Etage 10	40×45	14.38	5.89	14.39	10HA12+2HA14

V.2.3.2. Ferrailage transversal

On prend comme exemple le poteau (70×75) cm² pour le calcul des armatures transversales :

$$L_f = 0.7L_0 = 0.7 \times 4.7 = 3.29 \text{ m.}$$

$$\lambda g L_f = / b = 3.29/0.7 = 4.7 \text{ m} \Rightarrow A_{t min} = 0.375\% t b_1 = 0.0037 \times 30 \times 70 = 7.77 \text{ cm}^2$$

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux :

V.4 Tableau Calcul des armatures transversales pour les poteaux

Sections	\varnothing_l^{min} cm	\varnothing_l^{min} cm	Vd (KN)	L_r (cm)	t zone nodale	t zone courante	λg	A_t cm	A_{min} cm^2	A_t^{adop} cm^2	barres
70×75	2	2	-54.758	80	15	30	4.7	1.1	7.77	7.85	10HA10
65×70	2	2	51.025	80	15	30	2.86	1.03	6.16	6.28	8HA10
60×65	1.4	2	-49.739	80	14	20	3.10	1.55	5.94	6.28	8HA10
55×60	1.6	2	-41.425	80	15	24	3.38	0.77	5.85	6.28	8HA10
50×55	1.2	1.6	41.160	64	12	18	3.72	0.84	5.58	6.28	8HA10
45×50	1.4	1.4	36.50	56	14	20	4.13	0.9	4.59	4.71	6HA10
40×45	1.4	1.2	-33.065	48	14	20	4.65	0.77	1.9	2.01	4HA8

V.2.4. Vérifications

V.2.4.1 Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Les éléments soumis à la flexion composée d'après le BAEL99 (Art 4.4.1), doivent être justifiés vis-à-vis du flambement ; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec : B_r : Section réduite du béton.

$\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité de béton (Cas durable).

$\gamma_s = 1.15$: Coefficient de sécurité de l'acier.

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

α : est un coefficient fonction de réducteur qui est fonction de l'élanement λ , qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50. \quad \alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \quad \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$$

$$\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{b} \quad (\text{section rectangulaire}), \quad l_f = 0.7 \times l_0,$$

Les résultats des vérifications des poteaux au flambement sont récapitulés dans le tableau suivant :

V.5 Tableau Vérification du flambement

Niveaux	sections	l_0 (m)	l_f (m)	λ	α	A_s cm^2	B_r m^2	N_d	N_u	observation
Sous-sol et RDC	70×75	4.7	3.29	15.19	0.81	50.27	0.496	3.331	8.85	vérifiée
Étage 1 et 2	65×70	2.06	1.86	9.21	0.838	37.7	0.428	2.577	7.74	vérifiée

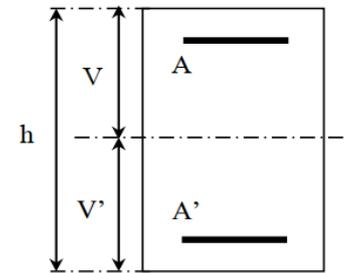
Étage 3 et 4	60×65	2.06	1.86	9.92	0.837	31.29	0.365	1.986	6.56	vérifiée
Étage 5 et 6	55×60	2.06	1.86	10.75	0.834	26.89	0.307	1.459	5.52	vérifiée
Étage 7 et 8	50×55	2.06	1.86	11.72	0.831	22.37	0.254	0.96	4.55	vérifiée
Étage 9	45×50	2.06	1.86	12.9	0.822	18.47	0.206	0.483	3.66	vérifiée
Etage 10	40×45	2.06	1.86	14.33	0.822	14.39	0.163	0.283	2.89	vérifiée

V.2.4.2. Vérification des contraintes

Puisque la fissuration est peu nuisible, donc cette vérification consiste à vérifier uniquement la Contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

$$\sigma_{bc1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} \times V \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} \times V' \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$



$S = b \times h + 15(A + A')$: section homogénéisée

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} \times (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} \times 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A + A')}$$

$$V' = h - V$$

Figure V.2 section du poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

V.6 Tableau Vérifications des contraintes dans le béton des poteaux

Niveau	Sous-sol	Étage 1 et 2	Étage 3 et 4	Étage 5 et 6	Étage 7 et 8	Étage 9	Étage 10
sections	70×75	65×70	60×65	55×60	50×55	45×50	40×45
d (cm)	72	67	62	57	52	47	42
A' (cm ²)	0	0	0	0	0	0	0
A (cm ²)	50.27	37.7	31.29	26.89	22.37	18.47	14.39
V (cm)	33.09	31.43	29.32	27.07	24.87	22.64	20.51
V'(cm)	41.91	38.57	35.68	32.93	30.13	27.36	24.49
I _{yy'} (cm ⁴)	3704662.75	2631390.64	1913820.89	1379653.07	959227.82	645685.72	140562.04
N ^{ser} (KN)	-2414.30	-1874.68	-1446.56	-1063.58	-700.30	-353.86	-206.74
M ^{ser} (KN.m)	-13.44	5.16	2.15	2.64	3.09	1.24	7.68
M _G ^{ser} (KN.m)	93.02	62.32	48.47	29.26	-15.81	9.37	3.54
σ _{bc1} (MPa)	4.14	3.72	3.34	2.92	2.34	1.44	1.4
σ _{bc2} (MPa)	4.16	3.73	3.35	2.95	2.36	1.45	1.48
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15	15
observation	Vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

V.2.4.3 Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux

Selon le RPA99/V2003 (Art 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou

égale à la contrainte de cisaillement ultime : $\tau_{bu} = \frac{Vd}{b \times d} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$

Avec $\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

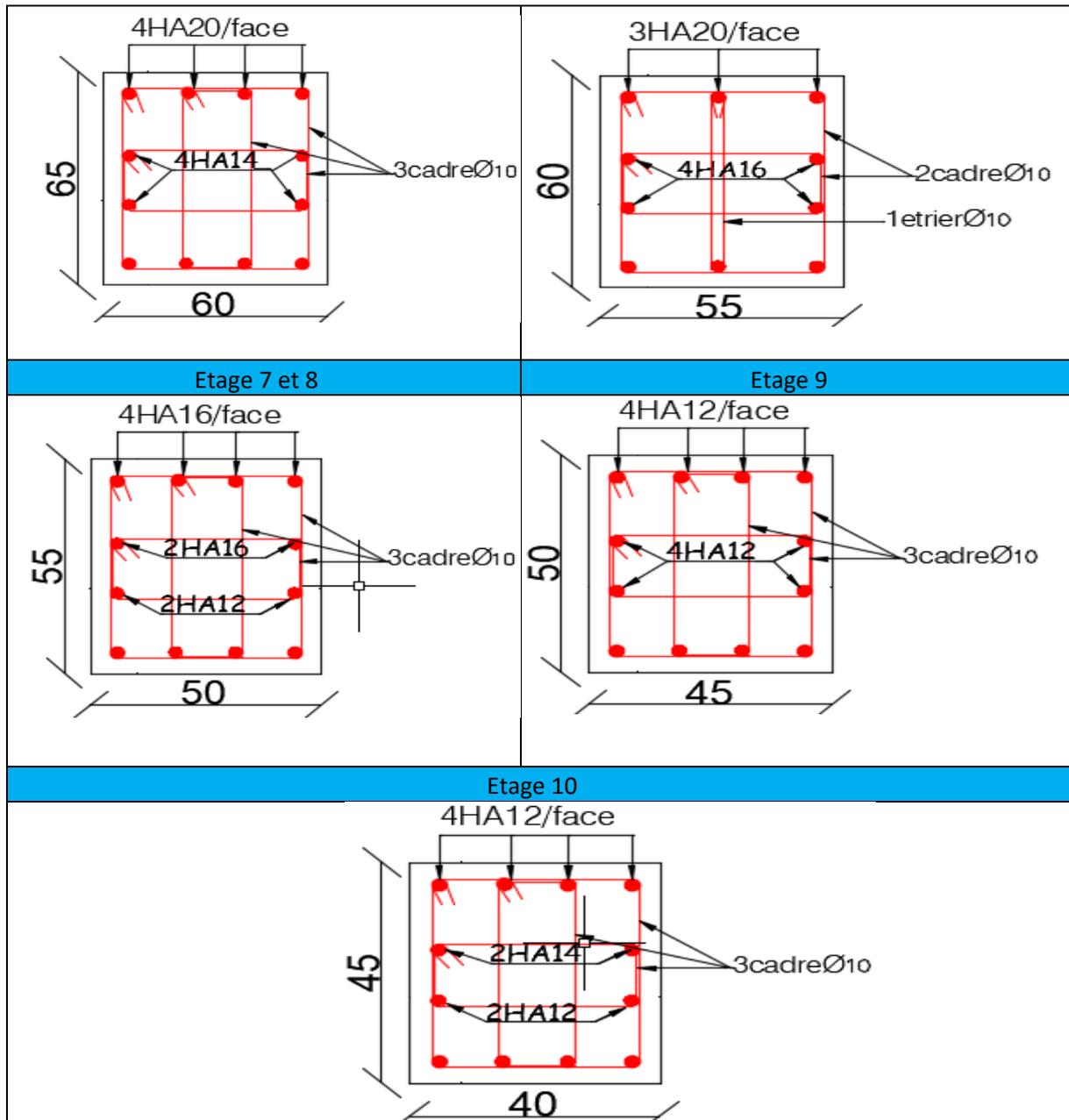
V.7 Tableau Vérifications aux sollicitations tangentes pour les poteaux

Niveaux	Section s	l_f (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	Vd (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\overline{\sigma_{bu}}$ (MPa)	Observation
Sous-sol et RDC	70×75	3.29	4.7	0.04	72	41.42	0.082	1	vérifiée
Étage 1 et 2	65×70	1.86	2.86	0.04	67	54.75	0.125	1	vérifiée
Étage 3 et 4	60×65	1.86	3.1	0.04	62	51.02	0.13	1	vérifiée
Étage 5 et 6	55×60	1.86	3.38	0.04	57	33.06	0.10	1	vérifiée
Étage 7 et 8	50×55	1.86	3.72	0.04	52	41.16	0.15	1	vérifiée
Étage 9	45×50	1.86	4.13	0.04	47	36.5	0.17	1	vérifiée
Étage 10	40×45	1.86	4.65	0.04	42	49.73	0.29	1	vérifiée

Schéma de ferrailage

Tableau V.8 schéma de ferrailage des poteaux

Sous-sol et RDC	Etage 1 et 2
Etage 3 et 4	Etage 5 et 6



V.3. Etude des poutres

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel ETABS 2016, qui sont tiré des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA 99/03 qui sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \mp E \\ 0.8G \mp E \\ G + Q \end{array} \right. \quad \text{RPA99/VERSION 2003 (art.5.2.)}$$

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales, et leurs longueurs d'arrêt. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, et les poutres secondaires assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M , N , T) on procède au ferrailage avec le respect des pourcentages d'aciers donné par le RPA 99 en zone II_a .

V. 3. 1. Recommandations du RPA99/Version 2003

V. 3. 1.1. Armatures longitudinale

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est-à-dire : $A_l^{min} = 0.5\% \times b \times h$.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de béton en zone courante.
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \emptyset$ (zone II_a).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° .

V.3.1.2. Armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_{min} = 0.003 \times st \times b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :

Avec :

$$\begin{cases} st \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset^{min}\right) & \text{en zone nodale.} \\ st \leq \frac{h}{2} & \text{en dehors de la zone nodale.} \end{cases}$$

- La valeur du diamètre \emptyset_l des armatures longitudinale à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et 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 de l'appui ou de l'encastrement.

V.3.1.3. Recommandation de BAEL 91/99

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition de non fragilité) BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

V. 3. 1.4. Calcul de ferrailage

V.3.2.1. Les armatures longitudinales

On a : $A_l^{min} = 0.5\% \times b \times h$

Donc :

- ✓ Pour les poutres principales : $A_l^{min} = 0.5\% \times 0.3 \times 0.4 = 6cm^2$
- ✓ Pour les poutres secondaires : $A_l^{min} = 0.5\% \times 0.3 \times 0.35 = 5.25cm^2$

Tableau V.9 Ferrailages des poutres principales et secondaires

niveaux	type de poutre	Section (cm ²)	Localisation	M (KN.m)	V _u	A _{calcul} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	N ^{ber} des barres
RDC + étage service	Poutre principale	(30 × 40)	appuis	-127.4928	-82.7612	11.34	6	12.5	3HA20+2HA14
			travée	90.2063		7.66		8.04	4HA16
	Poutre secondaire	(30 × 35)	appuis	-81.7462	-94.5567	8.25	5.25	9.24	6HA14
			travée	61.2448		5.96		6.16	4HA14
Étages courants	Poutre principale	(30 × 40)	appuis	-85.7013	-91.2036	7.24	6	8.04	4HA16
			travée	99.1669		8.50		9.24	6HA14
	Poutre secondaire	(30 × 35)	appuis	-69.072	-82.9225	6.79	5.25	7.70	5HA14
			travée	57.8128		5.59		6.16	4HA14
terrasse	Poutre principale	(30 × 40)	appuis	-57.8683	-61.6924	4.75	6	6.16	4HA14
			travée	56.6259		4.63		6.16	4HA14
	Poutre secondaire	(30 × 35)	appuis	-41.5086	43.10.81	3.92	5.25	4.62	3HA14
			travée	27.1459		2.52		4.62	3HA14

V.3.1.5. Vérification des armatures selon le RPA 99

V.3.1.5.1. Pourcentage maximum des armatures longitudinales

En zone courante : $A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 cm^2 > A_{adopté}$

En zone de recouvrement: $A_{max} = 6\%b \times h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 cm^2 > A_{adopté}$

V.3.1.5.2. Longueurs de recouvrement

Selon le RPA99 [Article 7.4.2.1] ; la longueur minimale des recouvrements est de :

$$L_r \geq 40 \times \phi \text{ en zone IIa}$$

$$\phi = 20mm \quad L_r \geq 40 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

$$\phi = 16mm \quad L_r \geq 40 \times 16 = 64 \text{ cm}$$

$$\phi = 14mm \quad L_r \geq 40 \times 14 = 56 \text{ cm}$$

$$\phi = 12mm \quad L_r \geq 40 \times 12 = 48 \text{ cm}$$

V.3.1.6. Armatures transversales

- Calcul de ϕ_t

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi \leq \min\left(\phi_{lmin}, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \begin{cases} \text{poutre principale } \phi_t \leq \min(12; 11,43; 30)mm \\ \text{poutre secondaire } \phi_t \leq \min(12; 10; 30)mm \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \text{poutre principale } (30 \times 40) cm^2 \\ \text{poutre secondaire } (30 \times 35) cm^2 \end{cases}$$

$$\text{Soit } \phi_t = 8mm \text{ et } A_t = 4\phi_8 = 2.01cm^2 \text{ (1 cader + 1 étrier)}$$

- **Calcul des espacements S_t**

1) D'après le **RPA99/2003 (Art7.5.2.2)** :

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l^{\min}\right) \Rightarrow \begin{cases} \text{poutre principale } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{poutre secondaire } S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{En zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \begin{cases} \text{poutre principale } S_t = 15 \text{ cm} \\ \text{poutre secondaire } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Vérification des sections d'armatures transversales minimales**

$$\text{On a : } A_{\min} = 0.3 \times S_t \times h = 1.8 \text{ cm}^2 < A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \quad (\text{condition vérifiée})$$

2) $S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$ avec:

$$1. S_{t1} = \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 33.3 \text{ cm}$$

$$2. S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t2} \leq 67 \text{ cm}$$

$$3. S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 32.5 \text{ cm}$$

V.3.1.7. Vérification à l'ELU : BAEL91 (Art F.IV.2)

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A^{cal} \Rightarrow \begin{cases} \text{poutre principale } A^{\min} = 1.34 \text{ cm}^2 \\ \text{poutre principale } A^{\min} = 1.16 \text{ cm}^2 \end{cases} \quad \text{Vérifiée}$$

Vérification des contraintes tangentielles : BAEL 91(Art H. III.2).

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_U}{b \times d} < \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \quad (F, P, N)$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.10 Vérifications des contraintes tangentielles

poutre	V_U (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Obeservation
Principales	82.7612	0.745	3.33	vérifiée
secondaires	94.5567	0.85	3.33	vérifiée

Donc pas de risque de cisaillement

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement : BAEL91 (Art H.IV.2)**

$$\text{Pour les appuis de rives : } A_l \geq A_l^{\text{rive}} = V^{\max} \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$\text{Pour les appuis intermédiaires : } A_l \geq A_l^{\text{inter}} = \left(V^{\max} - \frac{M_a}{0.9d}\right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.11 Vérifications des armatures longitudinales au cisaillement

poutre	$A_l (cm^2)$	$V_U (KN)$	$M_a (KN.m)$	$A_l^{rive} (cm^2)$	$A_l^{inter} (cm^2)$	Observation
principale	12.5	82.7612	127.4928	2.069	-7.50	vérifiée
secondaire	9.24	94.5567	81.7462	2.363	-4.73	vérifiée

V.3.1.8. Vérifications ELS BAEL91 (Art E.III.1)

- Etat limite de compression du béton

$$\frac{b}{2}y^2 + 15y(A_s + \acute{A}_s) - 15(dA_s + d\acute{A}_s) = 0$$

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

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \times (A_s \times (d - y)^2 + \acute{A}_s \times (y - \acute{d})^2)$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.12 Vérifications de l'état limite de compression du béton

poutre	localisation	$M_{ser} (KN.m)$	$I (cm^4)$	$Y (cm)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc} (MPa)$	Observation
Poutre principale	Appuis	89.8594	43491.16	9.245	14.64	15	vérifiée
	Travée	21.4939	34875.01	8.238	5.07		vérifiée
Poutre secondaire	Appuis	42.0418	31655	8.50	11.29		vérifiée
	Travée	19.6419	25465	7.589	5.85		vérifiée

- Etat limite de déformation

D'après le BAEL91 et le CBA93 la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16} ; 2. \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} ; 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Tableau V.13 Vérification de la flèche pour les poutres

poutre	$h_t (cm)$	$b (cm)$	$L (m)$	$A_s (cm^2)$	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Poutre principale	40	30	5.45	8.04	0.075	0.075	0.007	0.01	vérifiée	vérifiée	vérifiée
Poutre secondaire	35	30	4.45	6.16	0.078	0.075	0.006	0.01	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Les trois conditions sont observées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V3.1.9. Schéma de ferrailage des poutres :

Le ferrailage des poutres est donné dans le tableau ci-dessous

En appuis :

Tableau V.14 Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires

NIVEAU	POUTRE PRINCIPALE	POUTRE SECONDAIRE
RDC+ETAGE SERVICE	<p>3HA20+2HA14 e=3 cm étrier HA8 st=15 cm cadre HA8 st=15 cm 3HA14</p>	<p>6HA14 e=3 cm étrier HA8 st=15 cm cadre HA8 st=15 cm 6HA14</p>
ETAGE COURANT	<p>4HA16 e=3 cm étrier HA8 st=15 cm cadre HA8 st=15 cm 3HA14</p>	<p>5HA14 e=3 cm étrier HA8 st=15 cm cadre HA8 st=15 cm 5HA14</p>
TERRASSE	<p>4HA14 e=3 cm étrier HA8 st=15 cm cadre HA8 st=15 cm 3HA14</p>	<p>3HA14 e=3 cm étrier HA8 st=15 cm cadre HA8 st=15 cm 3HA14</p>

En travée :

Tableau V.15 Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires

NIVEAU	POUTRE PRINCIPALE	POUTRE SECONDAIRE
RDC+ETAGE SERVICE		
ETAGE COURANT		
TERRASSE		

V.3.2. Vérification des zones nodales

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du RPA 99/03 (Article 7.6.2). Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique.

$$|M_N| + [M_s] \geq 1.25(|M_w| + [M_e])$$

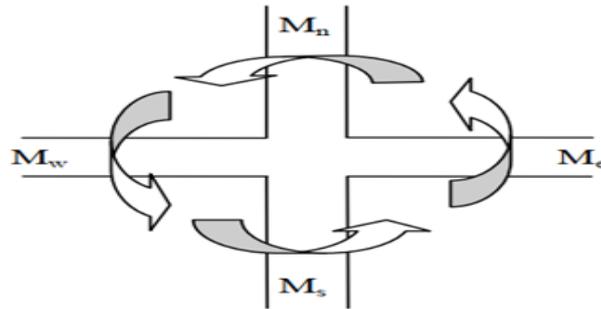


Figure V.3 Les moments résistants dans la zone nodale

V.3.2.1. Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton.
- De la quantité d'armatures dans la section.
- De la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s$$

$$\text{Avec : } Z = h - (2 \times \hat{d}) \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V.16 Les moments résistants dans les poteaux

niveau	section (cm^2)	$Z(cm)$	$A_s(cm^2)$	$M_R(KN.m)$
sous-sol + RDC	70 × 75	69	50.27	1207.08
étage 1et 2	65 × 70	64	37.7	839.65
étage 3et 4	60 × 65	59	31.29	642.44
étage 5et 6	55 × 60	54	26.89	505.31
étage 7et 8	50 × 55	49	22.37	381.45
étage 9	45 × 50	44	18.47	282.81
étage 10	40 × 45	39	14.39	195.30

V.3.2.2. Déterminations des moments résistants dans les poutres

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; on effectue la vérification de la zone nodale pour deux nœuds de chaque niveau :

- nœud de rive.
- nœud intermédiaire.

Les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau si dessus

Tableau V.17 Vérification des zones nodales selon le sens principal

NIVEAU	M_N	M_S	$M_N + M_S$	M_W	M_E	$1.25(M_W + M_E)$	Observation
Sous-sol	1207.08	1207.08	2414.16	156.6	156.6	391.5	vérifiée
RDC	1207.08	1207.08	2414.16	156.6	156.6	391.5	vérifiée
Etage 1	839.65	839.65	1679.3	156.6	156.6	391.5	vérifiée
Etage 2	839.65	839.65	1679.3	100.725	100.725	251.81	vérifiée
Etage 3	642.44	642.44	1284.88	100.725	100.725	251.81	vérifiée
Etage 4	642.44	642.44	1284.88	100.725	100.725	251.81	vérifiée
Etage 5	505.31	505.31	1010.62	100.725	100.725	251.81	vérifiée
Etage 6	505.31	505.31	1010.62	100.725	100.725	251.81	vérifiée
Etage 7	381.45	381.45	762.9	100.725	100.725	251.81	vérifiée
Etage 8	381.45	381.45	762.9	100.725	100.725	251.81	vérifiée
Etage 9	282.81	282.81	565.62	100.725	100.725	251.81	vérifiée
Etage 10	195.30	195.30	565.62	77.172	77.172	192.93	vérifiée

Tableau V.18 Vérification des zones nodales selon le sens secondaire

NIVEAU	M_N	M_S	$M_N + M_S$	M_W	M_E	$1.25(M_W + M_E)$	Observation
Sous-sol	1207.08	1207.08	2414.16	91.87	91.87	229.675	vérifiée
RDC	1207.08	1207.08	2414.16	91.87	91.87	229.675	vérifiée
Etage 1	839.65	839.65	1679.3	91.87	91.87	229.675	vérifiée
Etage 2	839.65	839.65	1679.3	75.61	75.61	189.025	vérifiée
Etage 3	642.44	642.44	1284.88	75.61	75.61	189.025	vérifiée
Etage 4	642.44	642.44	1284.88	75.61	75.61	189.025	vérifiée
Etage 5	505.31	505.31	1010.62	75.61	75.61	189.025	vérifiée
Etage 6	505.31	505.31	1010.62	75.61	75.61	189.025	vérifiée
Etage 7	381.45	381.45	762.9	75.61	75.61	189.025	vérifiée
Etage 8	381.45	381.45	762.9	75.61	75.61	189.025	vérifiée
Etage 9	282.81	282.81	565.62	75.61	75.61	189.025	vérifiée
Etage 10	195.30	195.30	565.62	43.65	43.65	109.125	vérifiée

V.4. Etude des voiles

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 *Ila*.

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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \mp E \\ 0.8G \mp E \end{array} \right.$$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent

$$\begin{cases} M_{max} \rightarrow N_{corres} \\ N_{max} \rightarrow M_{corres} \\ M_{min} \rightarrow M_{corres} \end{cases}$$

V.4.1. Recommandation du RPA

V.4.1.1. Armatures verticales

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être prise en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que $A_{min} = 0.2 \times L_t \times e$. Avec L_t : longueur de la zone tendue.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement.
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la largeur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

IV.4.1.2. Les armatures horizontales

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_L$.

✓ **Règles communes (armatures verticales et horizontales) :**

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :
 {Globalement dans la section du voile 0,15 %
 {En zone courante 0,10 %
- L'espacement des barres horizontales et verticales est : $St \leq \min(1,5e ; 30cm)$.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement 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 :

$$A_{ij} = 1.1 \times \frac{V}{f_e} \text{ Avec } V = 1.4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

- **Sollicitations dans les voiles**

Les sollicitations sont déterminées à partir de logiciel **ETABS V16.2**, le tableau suivant illustre les sollicitations revenant aux voiles Vx1, Vx2, Vx3, Vy1, Vy2, Vy3, Vy4

Tableau V.19 Les sollicitations revenant aux voiles Vx1, Vx2, Vx3, Vx4, Vy1, Vy2, Vy3, Vy4

Niveaux	voiles	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V (KN)
		N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	NIVEAU	VOILE	N_{max} $\rightarrow M_{cor}$	
RDC	Vy1	-976.233	166.7889	912.3122	-534.391	-316.383	862.668	203.292
+1 ^{ère} Étage								
2 ^{ème} 3 ^{ème} Étage		-834.1178	32.2413	372.851	-526.837	-268.898	323.573	148.762
4 ^{ème} 5 ^{ème} Étage		-700.3479	24.2061	245.281	-355.831	-155.602	220.458	127.694
6 ^{ème} 7 ^{ème} Étage		-557.8208	-125.813	161.536	-224.309	-76.1255	148.5079	104.864
8 ^{ème} 9 ^{ème} 1 ^{ère} Étage	-406.1889	-73.8355	118.24	-132.411	4.9646	41.4181	94.196	
RDC	Vy2	-944.885	-773.869	835.992	-413.347	-916.206	820.1896	164.026
+1 ^{ère} Étage								
2 ^{ème} 3 ^{ème} Étage		-858.92	-45.978	-305.475	-743.180	-257.279	270.4759	-125.079
4 ^{ème} 5 ^{ème} Étage		-697.051	-5.1106	-201.513	-668.703	-153.185	189.430	105.288
6 ^{ème} 7 ^{ème} Étage		-540.539	-113.975	134.590	-111.036	-81.5985	128.068	84.973
8 ^{ème} 9 ^{ème} 10 ^{ème} Étage	-366.82	-70.257	122.077	-59.675	-1.4469	37.882	69.289	
RDC		-1038.376	-2.5932	-828.012	-782.670	-254.821	807.376	157.362
+1 ^{ère} Étage								
2 ^{ème} 3 ^{ème} Étage	-924.062	-50.819	-334.288	-788.99	-298.870	-260.997	-135.545	

4 ^{ème} 5 ^{ème} Étage	Vy3	-801.38	3.0323	205.395	-549.720	-206.147	171.979	109.883
6 ^{ème} 7 ^{ème} Étage		-616.551	18.646	136.634	-305.177	-127.975	14.720	79.574
8 ^{ème} 9 ^{ème} 10 ^{ème} Étage		-403.296	-68.279	98.158	-107.9684	-16.256	47.871	-63.878
RDC +1 ^{ère} Étage	Vy4	-1038.647	-2.4059	-881.329	-705.466	-363.310	796.398	200.488
2 ^{ème} 3 ^{ème} Étage		-800.446	-23.993	-377.770	-667.372	-266.753	295.891	-156.389
4 ^{ème} 5 ^{ème} Étage		-677.009	-22.982	-249.943	-641.373	-165.024	184.280	-131.919
6 ^{ème} 7 ^{ème} Étage		-528.783	-166.198	-166.198	-528.783	-84.108	108.812	-102.915
8 ^{ème} 9 ^{ème} 10 ^{ème} Éta ge		-338.213	-120.991	-172.062	-233.498	-10.305	48.62	-90.709
RDC +1 ^{ère} Étage	Vx1	-2066.723	-1444.05	1447.963	-323.370	-323.370	1447.963	265.489
2 ^{ème} 3 ^{ème} Étage		-1552.476	-46.921	-593.367	-1257.11	-638.287	455.196	-258.198
4 ^{ème} 5 ^{ème} Étage		-1290.882	-88.593	-410.508	-1061.55	-456.529	-264.212	-233.117
6 ^{ème} 7 ^{ème} Étage		-975.593	-103.486	-297.889	-852.932	-289.291	161.564	-202.387
8 ^{ème} 9 ^{ème} 10 ^{ème} Étag e		-639.223	-86.376	-282.65	-414.93	-64.269	22.602	-146.955
RDC +1 ^{ère} Étage	Vx2	-1106.480	-355.426	363.196	-111.222	-111.222	363.196	97.753
2 ^{ème} 3 ^{ème} Étage		-815.435	1.527	109.300	-297.853	-297.853	109.300	-63.222
4 ^{ème} 5 ^{ème} Étage		-680.382	-7.513	-90.653	-572.039	-229.071	82.188	-59.356
6 ^{ème} 7 ^{ème} Étage		-514.427	-10.392	-72.608	-464.716	-126.535	60.128	-52.375
8 ^{ème} 9 ^{ème} 10 ^{ème} Étage		-346.616	9.587	56.739	-160.136	-11.412	20.587	47.174

RDC +1 ^{ère} Étage	Vx3	-1135.765	-364.875	372.711	-358.950	-114.820	369.858	-108.888
2 ^{ème} 3 ^{ème} Étage		-839.063	15.509	118.440	-487.463	-295.936	112.506	63.028
4 ^{ème} 5 ^{ème} Étage		-692.065	8.747	91.486	-426.427	-236.957	85.097	59.044
6 ^{ème} 7 ^{ème} Étage		-531.351	11.411	73.328	-302.895	-142.588	66.469	51.805
8 ^{ème} 9 ^{ème} 10 ^{ème} Étage		-322.313	-21.727	77.766	-147.103	-16.991	41.1053	60.557
RDC +1 ^{ère} Étage	Vx4	-1859.877	-1060.078	1081.69	-794.123	-350.057	1074.163	216.288
2 ^{ème} 3 ^{ème} Étage		-1483.358	87.801	450.881	-939.518	-593.453	352.141	190.180
4 ^{ème} 5 ^{ème} Étage		-1226.869	87.474	308.678	-795.467	-452.273	244.74	172.550
6 ^{ème} 7 ^{ème} Étage		-939.817	108.299	240.331	-573.497	-296.958	190.863	156.292
8 ^{ème} 9 ^{ème} 10 ^{ème} Étage		-580.094	159.885	227.786	-324.494	-62.860	90.587	167.467

V.4.3. Ferrailage

Nous présentons ici un exemple de calcul de ferrailage pour le voile Vx1. Les autres voiles sont calculés de la même manière.

- **Exemple de calcul**

Données : $L = 3.2 \text{ m}$; $e = 0.15 \text{ m}$; $d = 3.15 \text{ m}$; $d' = 0.05 \text{ m}$.

a. Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

$e_G = \frac{M}{N} = \frac{1444.05}{2066.723} = 0.69 < \frac{L}{2} = 1.6 \text{ m} \rightarrow$ N Effort de traction et c le centre de pression est à l'intérieur de la section. Donc la section est entièrement Tendue (SET).

$$A_1 = \frac{N_{ux}e_2}{f_s 10 \times (d-d')} \quad ; \quad A_2 = \frac{N_{ux}e_1}{f_s 10 \times (d-d')}$$

$$e_1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e_G = \left(\frac{3.2}{2} - 0.05\right) + 0.69 = 2.26 \text{ m}$$

$$e_2 = (d - d') + e_1 = (3.15 - 0.05) - 2.26 = 0.84 \text{ m}$$

$$\rightarrow A_1 = \frac{2066.723 \times 0.84 \times 10^{-3}}{348 \times (3.15 - 0.05)} = 16.09 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad A_2 = \frac{2066.723 \times 2.26 \times 10^{-3}}{348 \times (3.15 - 0.05)} = 4.329 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \frac{B \times f_{t28}}{f_e} = \frac{3.2 \times 0.15 \times 2.1}{400} = 25.20 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = A_2 = 25.20 \text{ cm}^2$$

• **Détermination des longueurs (tendue et comprimée) :**

On a :

$$\begin{cases} l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \\ l_c = L - 2l_t \end{cases}$$

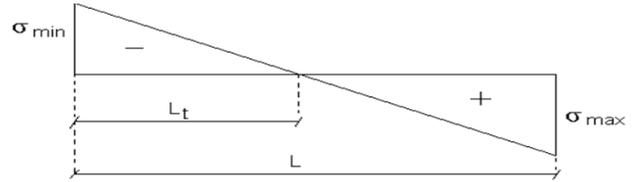


Figure V.4. Schémas des contraintes.

avec :

l_t : Longueur de la zone tendue (partie tendue du voile)

l_c : Longueur de la zone comprimée (partie comprimée du voile)

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \times V$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \times V = \frac{-2066.723 \times 10^{-3}}{0.48} + \frac{1444.05 \times 10^{-3}}{0.4096} \times 1.55 = -9.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} \times V = \frac{-2066.723 \times 10^{-3}}{0.48} - \frac{1444.05 \times 10^{-3}}{0.4096} \times 1.55 = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} l_t = \frac{1.16 \times 2}{9.77 + 1.16} = 0.212 \text{ m} \\ l_c = 3.2 - 2 \times 0.212 = 2.776 \text{ m} \end{cases}$$

b. Calcul sous M_{max} et N_{cor}

$e_G = \frac{M}{N} = \frac{1447.963}{323.370} = 4.47 > \frac{L}{2} = 1.6 \text{ m} \rightarrow$ N Effort de traction et c le centre de pression est à l'extérieur de la section. Donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{ua} \leq (0.337h - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$\text{On a : } M_{UA} = M_{UG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1447.963 \times 10^{-3} + 323.370 \times 10^{-3} \left(3.15 - \frac{3.2}{2} \right)$$

$$\rightarrow M_{UA} = 1.95 \text{ MN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{ua} = 323.370 \times 10^{-3} \times (3.15 - 0.05) - 1.95 = -0.947$$

$$(0.337h - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} = (0.337 \times 3.2 - 0.81 \times 0.05) \times 0.15 \times 3.2 \times 14.2 = 7.07$$

Donc $-0.947 < 7.07 \rightarrow$ Donc la section est partiellement comprimée et le calcul de ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.95}{0.15 \times 3.2^2 \times 14.2} = 0.089 < \mu_l = 0.372 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.116 ; z = 3.05 \text{ m} \rightarrow A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = 18.37 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 18.37 \times 10^{-4} - \frac{323.37}{348} \rightarrow \text{soit } A_s = 27.66 \text{ cm}^2$$

• **Détermination des longueurs (tendue et comprimée)**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \times V = \frac{323.37 \times 10^{-3}}{0.48} + \frac{1447.96 \times 10^{-3}}{0.4096} \times 1.55 = 6.15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} \times V = \frac{323.37 \times 10^{-3}}{0.48} - \frac{1447.96 \times 10^{-3}}{0.4096} \times 1.55 = -4.80 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} l_t = \frac{4.8 \times 2}{6.15 + 4.8} = 0.876 \text{ m} \\ l_c = 3.2 - 2 \times 0.876 = 1.448 \text{ m} \end{cases}$$

c. **Calcul sous N_{min} et M_{cor}**

$e_G = \frac{M}{N} = \frac{1447.963}{323.370} = 4.47 > \frac{L}{2} = 1.6 \text{ m} \rightarrow$ N Effort de traction et c le centre de pression est à l'extérieur de la section. Donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{ua} \leq (0.337h - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$\text{On a : } M_{UA} = M_{UG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1447.963 \times 10^{-3} + 323.370 \times 10^{-3} \left(3.15 - \frac{3.2}{2} \right)$$

$$\rightarrow M_{UA} = 1.95 \text{ MN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{ua} = 323.370 \times 10^{-3} \times (3.15 - 0.05) - 1.95 = -0.947$$

$$(0.337h - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} = (0.337 \times 3.2 - 0.81 \times 0.05) \times 0.15 \times 3.2 \times 14.2 = 7.07$$

Donc $-0.947 < 7.07 \rightarrow$ Donc la section est partiellement comprimée et le calcul de ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.95}{0.15 \times 3.2^2 \times 14.2} = 0.089 < \mu_l = 0.372 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.116 ; z = 3.05 \text{ m} \rightarrow A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = 18.37 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 18.37 \times 10^{-4} - \frac{323.37}{348} \rightarrow \text{soit } A_s = 27.66 \text{ cm}^2$$

• **Détermination des longueurs (tendue et comprimée)**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \times V = \frac{323.37 \times 10^{-3}}{0.48} + \frac{1447.96 \times 10^{-3}}{0.4096} \times 1.55 = 6.15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} \times V = \frac{323.37 \times 10^{-3}}{0.48} - \frac{1447.96 \times 10^{-3}}{0.4096} \times 1.55 = -4.80 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} l_t = \frac{4.8 \times 2}{6.15 + 4.8} = 0.876 \text{ m} \\ l_c = 3.2 - 2 \times 0.876 = 1.448 \text{ m} \end{cases}$$

Donc on opte pour la section d'armature la plus défavorable pour le ferrailage de voile Vx1
 $A^{max} = 27.66 \text{ cm}^2$

- **Armatures minimales en zone tendue et zone comprimée (courante) :**

$$\begin{cases} A_{min}^{Z.t} = 0.2\%(e \times l_t) = 0.2\%(0.15 \times 0.212) = 0.636 \text{ cm}^2 \\ A_{min}^{Z.c} = 0.1\%(e \times l_c) = 0.1\%(0.15 \times 2.776) = 4.16 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- **Armatures minimales dans tout le voile :**

Selon le RPA99/V2003, on a : $A_{min} = 0.15\%(0.15 \times 3.2) = 7.2 \text{ cm}^2$

- **Espacement des barres verticales**

$$st \leq \min(1.5e ; 30\text{cm}) \rightarrow st \leq 20\text{cm}$$

- **Armatures horizontales**

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante : $\frac{A_h}{b_0 \times st} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28})}{0.9 \times f_e}$

Avec : $k = 0$ par ce que il y a reprise de bétonnage a chaque niveau

$$\text{D'où : } A_h \geq \frac{\gamma_s \times \tau_u \times b_0 \times st}{0.9 \times f_e} \quad ; \quad \tau_u = \frac{1.4V_u}{e \times d} = \frac{1.4 \times 265.489 \times 10^{-3}}{0.15 \times 3.15} = \mathbf{0.78 \text{ MPa}}$$

$\tau_u = 0.78 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPA}$ Pas de risque de rupture par cisaillement

$$\text{Donc : } A_h = \frac{1 \times 0.78 \times 0.15 \times 0.2}{0.9 \times 400} = 0.65 \text{ cm}^2$$

Tableau V.20 Ferrailage du voile Vx1

Section	RDC+ étage 1	étage 2 – 3 – 4 – 5	étage 6 – 7 – 8 – 9 – 10
L (m)	3.2	3.2	3.2
e (m)	0.15	0.15	0.15
N (KN)	-2066.723	-1552.476	-975.593
M (KN.m)	1444.05	-46.921	-103.486
d (m)	3.15	3.15	3.15
V (KN)	265.489	258.198	202.387
τ_u (MPa)	0.78	0.765	0.6
$\bar{\tau}_u$ (MPa)	5	5	5
A^{cal} (cm²)	27.66	22.73	14.91
A^{min} (cm²)	7.2	7.2	7.2
I (m⁴)	0.4096	0.4096	0.4096
V (m)	1.55	1.55	1.55
σ_1 (MPa)	-9.77	3.41	-2.42

σ_2 (MPa)	1.16	-3.05	-1.64
l_t (m)	0.212	0.94	0.8
l_c (m)	2.776	1.31	1.6
$A_{min}^{z.t}$ (cm ²)	0.636	2.82	2.4
$A_{min}^{z.c}$ (cm ²)	4.16	1.96	2.4
$A_{v/face}^{adopté}$ (cm ²)	8HA20+8HA16	10HA14	6HA14
S_t (m)	0.2	0.2	0.2
A_h^{cal} (cm ²)	0.65	0.637	0.5
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adopté}$ (cm ²)	2HA10	2HA8	2H8

Tableau V.21 Ferrailage du voile Vy1

Section	RDC+ étage 1	étage 2 – 3 – 4 – 5	étage 6 – 7 – 8 – 9 – 10
L (m)	2.8	2.8	2.8
e (m)	0.15	0.15	0.15
N (KN)	-976.233	-834.117	-557.82
M (KN.m)	166.788	32.2413	-125.813
d (m)	2.75	2.75	2.75
V (KN)	203.292	148.762	104.864
τ_u (MPa)	0.69	0.5	0.35
$\bar{\tau}_u$ (MPa)	5	5	5
A^{cal} (cm ²)	15.79	12.25	9.32
A^{min} (cm ²)	6.3	6.3	6.3
I (m ⁴)	0.2744	0.2744	0.2744
V (m)	1.35	1.35	1.35
σ_1 (MPa)	-1.50	-1.82	-1.94
σ_2 (MPa)	-3.14	-2.14	-0.71
l_t (m)	0.64	0.91	0.53
l_c (m)	1.52	0.98	1.74
$A_{min}^{z.t}$ (cm ²)	1.92	2.73	1.59
$A_{min}^{z.c}$ (cm ²)	2.28	1.47	2.61
$A_{v/face}^{adopté}$ (cm ²)	12HA14	10HA14	7HA14
S_t (m)	0.2	0.2	0.2
A_h^{cal} (cm ²)	0.57	0.42	0.3
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adopté}$ (cm ²)	2HA10	2HA8	2HA8

V.4.5. Schéma de ferrailage

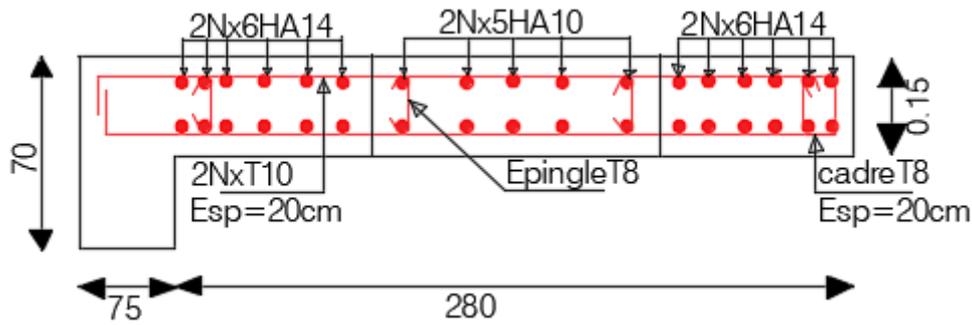


Figure V.5. Schéma de ferrailage Vy1 au niveau de RDC

V.4.5. Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc, être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferrailages des différents éléments principaux, au terme de ce chapitre, nous avons étudié ces différents éléments principaux.

Les poteaux ont été calculés et ferrillés. Le ferrillage adopté est maximum donnée par le RPA, il est noté que le ferrillage minimum du RPA est souvent plus importants que celui calculé par le BAEL. LES poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel (ETABS V.16.2). Les voiles de contreventement ont été calculées à la flexion composée les sollicitations obtenues par le logiciel (ETABS V.16.2). Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du RPA et le BAEL.

Chapitre VI

Etude de l'infrastructures

VI.1. Introduction

Le calcul des structures passe obligatoirement par le dimensionnement des fondations ; car elles sont des éléments très importants constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. En effet, ces éléments permettent la transmission des efforts exercés par la structure au sol d'assise. Le choix du type de fondations dépend de l'intensité de l'effort exercé par la structure et de la capacité portante du sol d'assise.

Le dimensionnement des fondations doit être effectué de manière à ce que celles-ci vérifient toutes les conditions du bon comportement de la structure et d'avoir une bonne interaction entre la structure et son environnement immédiat qui est le sol en place. Pour atteindre ces objectifs on doit suivre intégralement les prescriptions et les vérifications dictées par les documents techniques réglementaires et les fascicules de calcul de fondations. Dans ce chapitre on va présenter la partie qui concerne le calcul des fondations et du voile périphérique.

VI.2. Choix du type de fondations

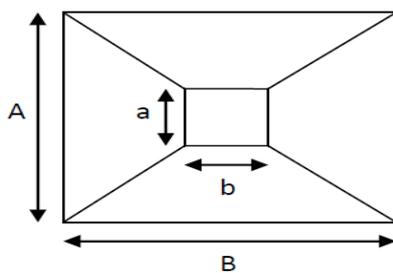
Le choix du type de fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants : La capacité portante du sol, les Charges transmises au sol, la Compressibilité du sol (tassement absolu et différentiel), la profondeur du bon sol. En se basant sur les charges obtenues dans le calcul, et les données géotechniques du sol, on détermine le type de fondation adéquat pour la structure étudiée.

Pour les combinaisons d'actions utilisées, d'après le RPA99/2003 (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

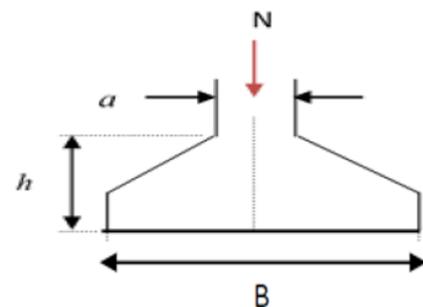
$$G + Q \pm E, \quad \text{et} \quad 0.8G \pm E. \quad \text{RPA99/V2003 (Art.10.1.4.1)}$$

Selon le rapport du sol, le taux de à prendre en considération est 1.5 bar

VI.2.1 Vérification des semelles isolées



Vu en plan de la semelle



coupe transversale de la semelle

Figure VI.1. Schéma d'une semelle isolée

Les poteaux ont des sections rectangulaires (a × b) d'où les semelles sont rectangulaires (A×B) comme montré sur la figure (VI.1.) alors La vérification à faire :

$$(A \times B) \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \dots\dots\dots(1)$$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

$$N = N_s + p_s + p_a$$

N_s: Effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison ELS ; obtenu par le ETABS V16 ; N_s = 2592.446 KN

p_a: Poids de l'avant poteaux : 0.7 × 0.75 × 1 × 25 = 13.12 KN

p_s: Poids de la semelle estime forfaitairement à 20 KN

Poids du remblai sur la semelle forfaitairement γ_{remblai} × h × b = 20 × 1 × 1 = 20KN

$$N = 2592.446 + 13.12 + 20 + 20 = 2645.56 KN$$

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol =1.5 bar

Semelle à poteaux homothétiques :

$$\frac{A}{b} = \frac{B}{h} \dots\dots\dots(2)$$

On remplace (2) dans (1).

$$\frac{b}{h} \times B^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{h}{b} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{75}{70} \times \frac{2645.56}{150}} = 4.34m$$

D'après le résultat, on remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles, et vu les distances entre les axes des poteaux, le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

VI.2.2 Vérification des semelles filantes :

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique le plus sollicitée de 5 poteaux

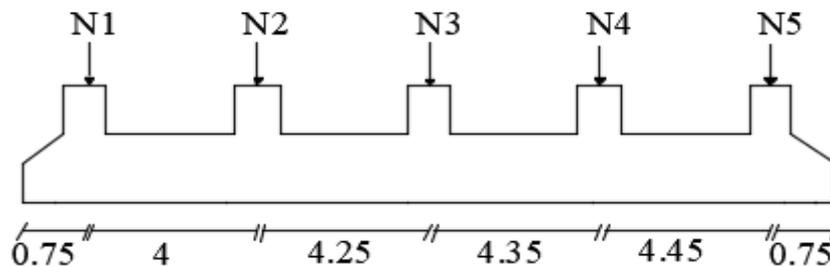


Figure VI.2. Semelle filante.

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i »

N1=498.33KN , N2= 3574.89KN , N3=2618.829KN , N4 =2132.29KN , N5=2392.69 KN

$$N = \sum N_i = 11217.04 KN$$

Poids de l'avant poteaux : $0.7 \times 0.75 \times 1 \times 25 \times 5 = 65.625 \text{ KN}$

Poids de la semelle estime forfaitairement à 100 KN

Poids du remblai sur la semelle estimée à : $\gamma_{remblai} \times h \times b \times l = 341 \text{ KN}$

D'où l'effort total à prendre égale a : $11217.04 + 65.625 + 100 + 341 = 11723.66 \text{ KN}$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol} \times L} = B \geq \frac{11723.67}{150 \times 18.55} = 4.21 \text{ m}$$

On a trouvé la largeur de la semelle est 4.21m sachant que l'entraxe minimale des portiques adjacents est 5.35m, donc le type On doit passer à un radier général :

VI.2.3 Radier général

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, La dalle prend appuis sur des nervures. Il assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement.

On choisit un radier général dans les cas suivant :

- ✓ Un mauvais sol.
- ✓ Charges transmises au sol sont importantes.
- ✓ Les poteaux rapprochés (petites trames).

VI.3. Caractéristiques géométriques du radier

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes

- ✓ **Condition de coffrage**

h_t : hauteur des nervures.

h_r : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. (L_{max} : = 5.45m).

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{545}{10} = 54.5 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 60 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{545}{20} = 27.25 \text{ cm}$$

- ✓ **Condition de rigidité**

Pour qu'un radier soit rigide il faut que : $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e$ avec : $L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

K : Coefficient de raideur du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

E : module d'élasticité du béton : $E = 3,2 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$

b : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

$$\text{On a : } I = \frac{bh_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 0.816 \text{ m} \dots \dots \dots (2)$$

A partir des deux conditions (1) et (2) on adopte pour les conditions suivant

La hauteur nervure : $h_t = 90 \text{ cm}$

La hauteur de la dalle de radier : $h_r = 35 \text{ cm}$

- ✓ **Calcul de la surface du radier**

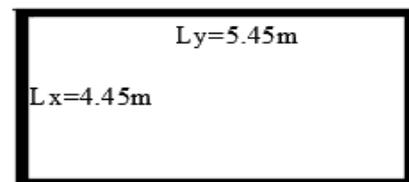


Figure VI.3. Panneau de dalle

N_{ser} : L'effort de service de la superstructure. $N_{ser} = 32815.91\text{KN}$ (tiriez de l'états)

$$S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{32815.91}{150} = 218.77\text{m}^2$$

La surface du bâtiment $S_{bat} = L_x \times L_y = 17.05 \times 21.65 = 369.13\text{m}^2$

Donc $S_{rad} = 369.13\text{m}^2$

VI.4. Vérifications nécessaires

✓ Vérification au poinçonnement

Selon le BAEL99 (Article A.5.2.4.2), il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times h_t \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : Effort normal de calcul.

h_t : Hauteur total de la dalle du radier.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

Le poteau le plus sollicité est le poteau (70*75) cm^2 , le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A + B)$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0.7 + 0.9 = 1.6\text{m} & \Rightarrow U_c = 6.5\text{m} \\ B = b + h_t = 0.75 + 0.9 = 1.65\text{m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow N_u = 3574.89\text{KN} \leq 0.045 \times 6.5 \times 0.9 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 = 4387.5\text{KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc pas de risque de poinçonnement

✓ Vérification de la contrainte dans le sol DTR BC 2.33.1 (Art : 3.541 a)

Sous l'effet du moment renversant, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol} = 0.15\text{MPa} ; \text{ avec : } \sigma_{max\ min} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} Y$$

N : L'effort normal dû aux charges verticales.

M_y, M_x : Moments sismiques à la base tirée du logiciel ETABS, V16.

Sens X-X

Donnée : $N = 32815.91\text{KN}$; $M_x = 28317.06\text{KN.m}$; $I_{xG} = 14418.39\text{m}^4$; $Y_G = 8.52\text{m}$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{32815.91 \times 10^{-3}}{369.13} + \frac{28317.06 \times 10^{-3}}{14418.39} \times 8.52 = 0.105\text{MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{32815.91 \times 10^{-3}}{369.13} - \frac{28317.06 \times 10^{-3}}{14418.39} \times 8.52 = 0.072\text{MPa}$$

Ce qui donne : $\sigma_{moy} = 0.096\text{MPa} < \sigma_{sol} = 0.15\text{MPa}$

Donc la contrainte est vérifiée dans le sens X-X

Sens-Y-Y

Donnée : $N = 32815.91KN$; $M_y = 27370.747m$; $I_{YG} = 8942.31 m^4$; $X_G = 10.82 m$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{32815.91 \times 10^{-3}}{369.13} + \frac{27370.74 \times 10^{-3}}{8942.31} \times 10.82 = 0.12 MPa$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{32815.91 \times 10^{-3}}{369.13} - \frac{27370.74 \times 10^{-3}}{8942.31} \times 10.82 = 0.055 MPa$$

Ce qui donne : $\sigma_{moy} = 0.103 MPa < \sigma_{sol} = 0.15 MPa$

Donc la contrainte est vérifiée dans le sens Y-Y

✓ Vérification de la stabilité au renversement

Selon (Article 10.1.5) du RPA99/2003, on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistent au renversement

on doit vérifier que $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$$\text{X-X : } e = \frac{28317.069}{32815.91} = 0.86m < \frac{17.05}{4} = 4.26m$$

$$\text{Y-Y : } e = \frac{27370.747}{32815.91} = 0.83m < \frac{21.65}{4} = 5.41m$$

Donc il n'y a pas de risque de renversement

✓ Vérification de la poussée hydrostatique

On fait cette vérification pour éviter le renversement de la structure sous l'effet de la poussée hydrostatique de la nappe d'eau, pour cela il faut s'assurer que :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec

$$N = 32815.91 KN$$

$H = 5.06 m$, la hauteur de la partie encrée du bâtiment

$F_s = 1.5$, coefficient de sécurité

$$S_{rad} = 369.13 m^2$$

$\gamma_w = 10 KN/m^3$ poids volumique de l'eau

$$N = 32815.91 KN \geq 1.5 \times 5.06 \times 369.13 \times 10 = 28016.96 KN$$

La condition est vérifiée. \Rightarrow Le bâtiment est stable vis-à-vis l'arrivée de l'eau

VI.5. Ferrailage du radier générale

Le radier se calcul comme un plancher renversée, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Soit :

G_0 , le poids propre de radier

$$G_0 = \rho \times hr = 25 \times 0.35 = 8.75 KN/m^2$$

$$l_x = 4.45m, l_y = 5.45m$$

➤ **Calcul des sollicitations**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35G_0; \Rightarrow \frac{44967.705}{369.13} + 1.35 \times 8.75 = 133.63 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0; \Rightarrow \frac{32815.91}{369.13} + 8.75 = 97.65 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.45}{5.45} = 0.81 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille selon deux sens}$$

A l'ELU (V=0)

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.055 \\ \mu_y = 0.6135 \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{0x} = \mu_x \times q_x \times L_x^2 = 145.54 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 89.28 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Calcul des moments corrigés

$$M_{tx} = 0.75M_{0x} = 109.155 \text{ KN.m}; M_{ty} = 0.75M_{0y} = 66.96 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5M_{0x} = -72.77 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section $(b \times h_r) = (1 \times 0.35) \text{ m}^2$

Condition de non fragilité

Pour les dalle d'épaisseur $e \geq 12 \text{ cm}$ et $\rho > 0.4$

La valeur minimale des armatures est :

$$A_x^{min} = 0.0008 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) bh$$

$$A_y^{min} = 0.0008bh$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1. Section d'armature du radier

localisation		M(KN. m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
travée	X-X	109.155	11.20	3.06	8HA14=12.32
	Y-Y	66.96	6.63	2.8	6HA12=6.79
appui		-72.77	7.21	3.62	5HA14=7.7

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$v_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 148.66 \text{ KN}$$

$$v_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 182.07 \text{ KN} \Rightarrow v_{max} = 182.07 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{182.07 \times 10^{-3}}{1 \times 0.32} = 0.52 \text{ MPa} < 1.17 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas risque de cisaillement suivant les deux sens.}$$

✓ Vérification à l'ELS

Calcul des sollicitations

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0617 \\ \mu_y = 0.7246 \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{0x} = \mu_x \times q_x \times L_x^2 = 119.31 \text{KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 86.45 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

Calcul des moments corrigés

$$M_{tx} = 0.75M_{0x} = 89.48 \text{ KN.m} ; M_{ty} = 0.75M_{0y} = 64.83 \text{KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5M_{0x} = -59.65 \text{ KN.m}$$

✓ Vérification des contraintes

Tableau VI.2. Vérification des contraintes a l'ELS

localisation		M(KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	observation.	σ_{st} (MPa)	Observation.
travée	X-X	89.48	9.18	122022.39	6.73	vérifier	251.01	Non. Vérifiée
	Y-Y	64.83	7.11	75078.15	6.13	vérifier	322.38	Non. Vérifiée
appui		-59.65	3.25	96612.23	2	vérifier	266.26	Non. Vérifiée

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer la section des armatures a l'ELS. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau.

En travée : sens x-x 8HA16=16.08 cm²/ml

Sens y-y 6HA14=9.24cm²/ml

En appuis : 5HA16 =10.05cm²/ml

Tableau VI.3. Vérification des contraintes a l'ELS

localisation		M(KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	observation.	σ_{st} (MPa)	Observation.
travée	X-X	89.48	10.24	149999.01	5.96	vérifier	196.85	Vérifiée
	Y-Y	64.83	8.13	96883.33	5.42	vérifier	200.6	Vérifiée
appui		-59.65	8.42	103717.72	4.84	vérifier	201	Vérifiée

✓ Vérification des espacements

$$\mathbf{x-x} : S_t = \frac{100}{8} = 12.5 \text{cm} < \min(3h_r; 33 \text{cm}) = 33 \text{cm} \quad \text{vérifier}$$

$$\mathbf{y-y} : S_t = \frac{100}{6} = 16.66 \text{cm} < \min(4h_r; 45 \text{cm}) = 45 \text{cm} \quad \text{vérifier}$$

$$\mathbf{x-y} : S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{cm} < \min(4h_r; 45 \text{cm}) = 45 \text{cm} \quad \text{vérifier}$$

Schéma de ferrailage du radie

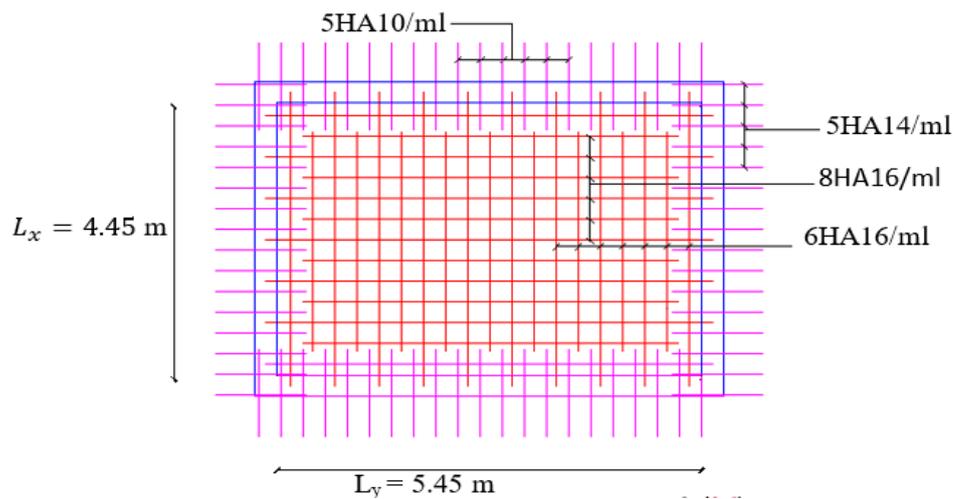
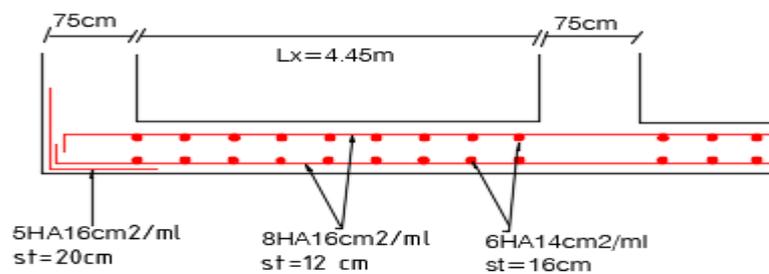


Figure VI.4. Schéma de ferrailage du radie



Coupe A-A

VI.6. Etude des nervures

VI.6.1 Définition des charges qui revient sur les nervures

Les nervures servent d'appui pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de rupture comme indiqué sur la figure.

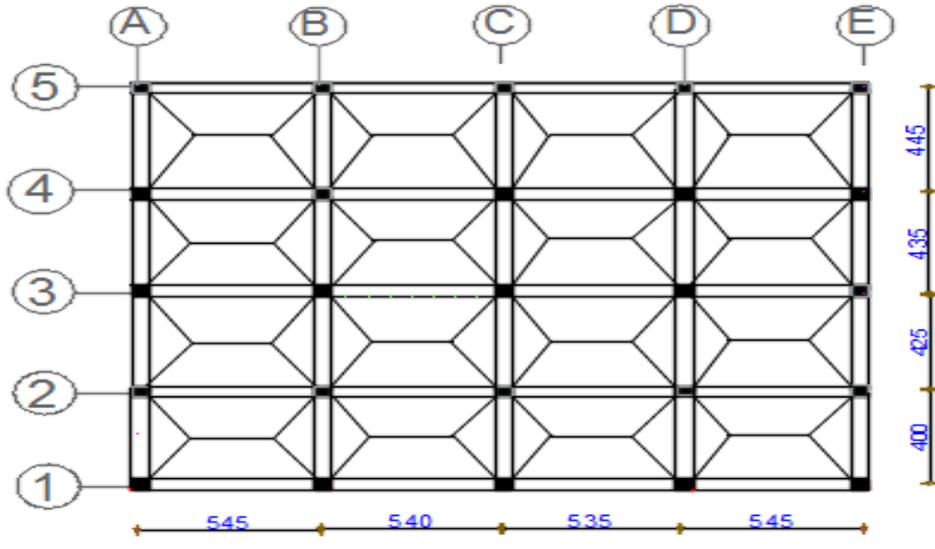


Figure VI.5. Schéma des lignes de rupture du transfert des charges sur le radier

Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

$$\begin{aligned} \text{Charge trapézoïdale} &\longrightarrow \begin{cases} P_m = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) \times L_{xd} \right] \\ P_v = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{2}\right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{2}\right) \times L_{xd} \right] \end{cases} \\ \text{Charge triangulaire} &\longrightarrow \begin{cases} P'_v = P'_m = \frac{Q_u}{2} \times \frac{\sum L^2_{xi}}{\sum L_{xi}} \end{cases} \end{aligned}$$

P_m : charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle.

p_v : charge uniforme qui produise le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

$$\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y} ; \rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$$

$$q_u = 133.63 \text{KN/m}^2 ; q_s = 97.65 \text{KN/m}^2$$

➤ Calcul des sollicitations

Sens x-x :

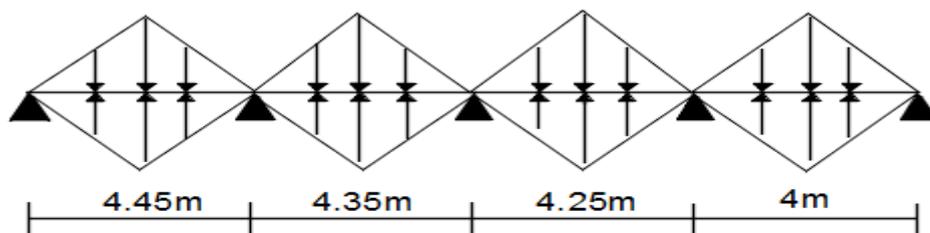


Figure VI.6. Schéma statique équivalent x-x

Sens-y-y :

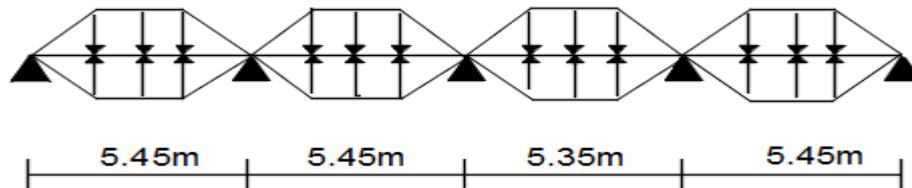


Figure VI.7. Schéma statique équivalent y-y

Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures. Pour la détermination des moments on utilise la méthode de Caquot.

- **Moments aux appuis**

$$M_a = \frac{P_g \times l'_g{}^3 + P_d \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Longueur fictives $\longrightarrow l' = \begin{cases} L & \text{Travée de rive.} \\ 0.8 \times l & \text{Travée intermédiaire.} \end{cases}$

- **Moments en travée**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right) \text{ avec : } M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x) \text{ et } x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche droite respectivement.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4. Sollicitation dans les nervures selon des deux sens.

sens	Travée	L(m)	q_m (KN)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	x(m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)
X-X	A-B	4.45	458.47	0	-568,914	1,84	409,62	466,032
	B-C	4.35	453.02	-568,914	-560,171	2,16	396.104	-597,489
	C-D	4.25	449.57	-560,171	-553,645	2,12	356,421	566,391
	D-E	4.00	444.08	-553,645	0	1,73	305,421	488,648
Y-Y	A-B	5.45	467.88	0	-1186,412	2,06	1132,945	-510,593
	B-C	5.40	465.37	-1186,412	-1174,574	2,69	1361,567	719,409
	C-D	5.35	463.90	-1174,574	-1143,696	2.65	1339.67	709.197
	D-E	5.45	467.88	-1143,696	0	2.09	1649.73	471.273

VI.6.2. Ferrailage

$$h = 0.90m ; h_r = 0.35m ; b_0 = 0.60m ; d = 0.75m$$

$$\frac{b \times b_0}{2} \leq \min \left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y^{min}}{10} \right)$$

$$\text{Sens x-x } \frac{b \times 0.6}{2} \leq \min\left(\frac{4.45}{2}; \frac{5.35}{10}\right) = 2.225 \Rightarrow b = 1.20m$$

$$\text{Sens y-y } \frac{b \times 0.6}{2} \leq \min\left(\frac{5.45}{2}; \frac{4}{10}\right) = 2.725 \Rightarrow b = 1.30m$$

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5. Ferrailage des nervures

Localisation		M(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
X-X	Travée	409,62	16.04	10.86	6HA20=18.85
	Appui	-568,914	20.548		7HA20=21.99
Y-Y	Travée	1132,945	42.24	11.77	9HA25=44.18
	Appui	-1186,412	48.40		10HA25+2HA16=53.11

Armature transversales

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{tmin}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(16; 25.71; 60) \text{ mm Soit : } \phi_t = 10\text{mm}$$

On adopte un espacement entre les armatures transversales $S_t = 15\text{cm}$

VI 6.3. Vérification nécessaire

✓ Vérification des efforts tranchants a l'ELU

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \min(0.1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa (FN)}$$

$$\text{Sens x-x : } \tau_u = \frac{597.489 \times 10^{-3}}{1.2 \times 0.75} = 0.663\text{MPa} \leq 2.5\text{MPa} \quad \text{vérifiée}$$

$$\text{Sens y-y : } \tau_u = \frac{719.409 \times 10^{-3}}{1.3 \times 0.75} = 0.737\text{MPa} \leq 2.5\text{MPa} \quad \text{vérifiée}$$

✓ Vérification des contraintes a l'ELS

Tableau VI.6. Vérification des contraintes a l'ELS

Localisation		M _s (KN.m)	Y(m)	I(m ⁴) × 10 ⁻⁴	$\frac{\sigma_{bc}}{\leq \bar{\sigma}_{bc}}$ (MPa)	Observation.	$\frac{\sigma_{st}}{\leq \bar{\sigma}_{st}}$ (MPa)	Observation.
X-X	Travée	241.71	0.0153	98.31	3.762	Vérifier	177.69	Vérifiée
	Appui	279.91	0.0222	100.707	6.195	Vérifier	177.63	
Y-Y	Travée	575.99	0.0221	215.72	5.914	Vérifier	167.72	
	Appui	703.69	0.0329	209.04	11.107	Vérifier	181.54	

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton.

D'après le CBA93 (Art A.7.3), leur section est d'au moins 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. SS

Donc $A_p = 3 \times 0.9 = 2.7$; soit : $3HA12 \text{ cm}^2 = 3.39 \text{ cm}^2$ par face.

Schéma de ferrailage

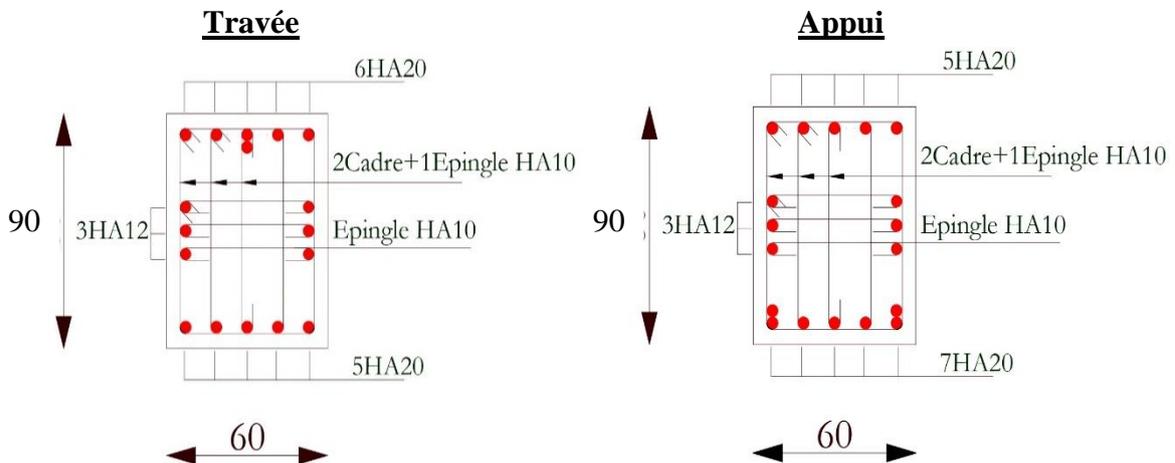


Figure VI.8. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x-x.

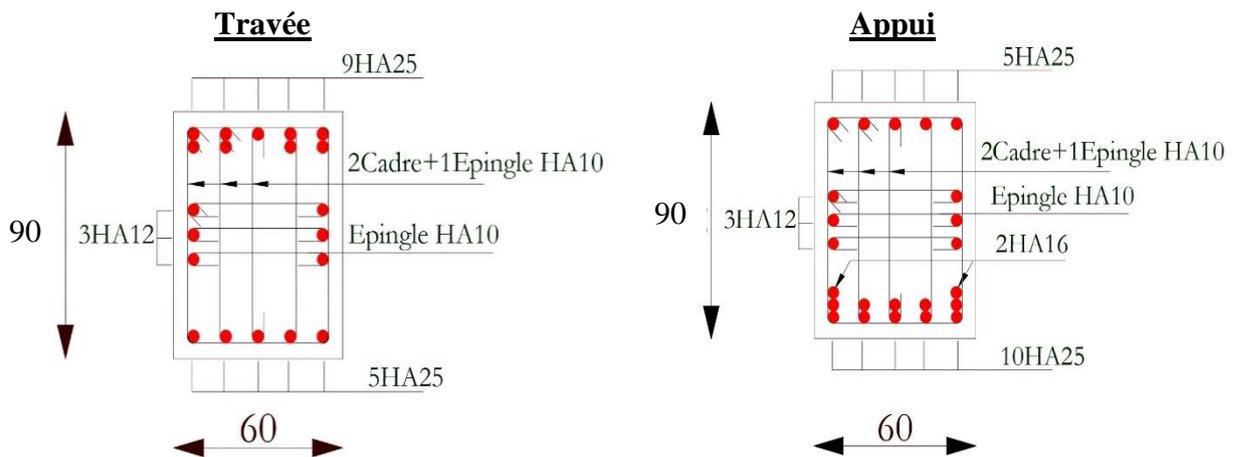


Figure VI.9. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens y-y

VI.7. Voile Périphérique

Le voile périphérique est un ouvrage réalisé en béton armé, destiné à soutenir l'action des poussées des terres en équilibre stable. Selon le RPA99, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 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.7.2 Dimensionnement des voiles

La hauteur $h = 5.06 \text{ m}$

La longueur $L = 5.45 \text{ m}$

L'épaisseur $e = 20 \text{ cm}$

VI.7.3 Caractéristiques prise de tout venant

γ_h : Poids spécifique du sol $\gamma_h = 19 \text{ KN/m}^3$

φ : Angle de frottement interne du sous-sol $\varphi = 32^\circ$

c : La cohésion $c = 0 \text{ bars}$ (Le cas le plus défavorable)

On prévoit un drainage, la poussée hydrostatique est donc négligée.

VI.7.4. Evaluation des charges et surcharges

Calcul se fait selon une bande de 1m de largeur. Nous sommes dans le cas d'un sol cohérent

K_a : Coefficient de poussée des terres

$$K_a' = K_a = \frac{k_q}{\cos^2(\beta - \lambda)} = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,30$$

➤ Sollicitations :

a. Poussée des terres :

$$G = h \times (\gamma \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)) - 2 \times c \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$G = 5.06 \times (19 \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{32^\circ}{2}\right)) = 29.54 \text{ KN/m}^2$$

b. Surcharge accidentelle

On a : $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$P = K_a' \times Q = Q \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 3.0 \text{ KN/m}^2$$

VI.7.5. Ferrailage

Calcul à l'ELU :

$$\sigma_{max} = 1.35G + 1.5P = 44.38 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = 1.5P = 4.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 34.41 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 34.41 \times 1 \text{ ml} = 34.41 \text{ KN/m}^2$$

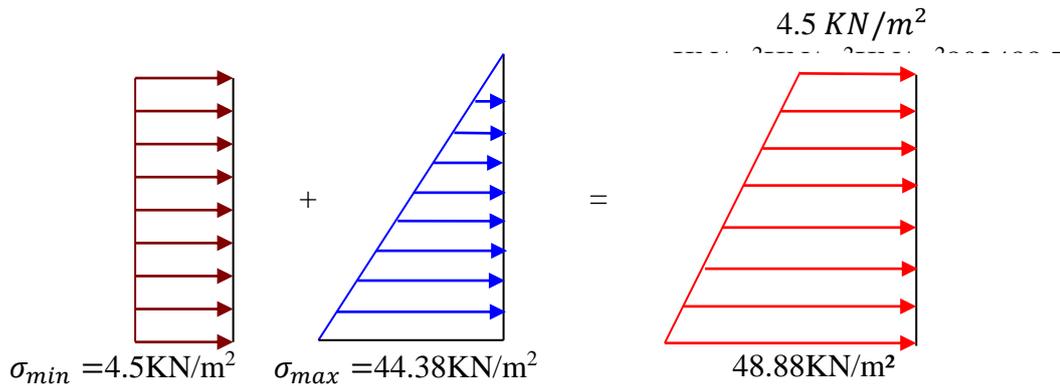


Figure VI.10. Diagramme des contraintes à L'ELU.

Pour le ferrailage de mur on prend le panneau le plus défavorable. Le voile Périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis.

$$L_x = 5.06m ; L_y = 5.45m ; b = 1m ; h = 0.20m$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.93 > 0.4 \quad \text{La dalle Porte dans les deux sens}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u \quad ; \quad M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$\rho = 0.93 \Rightarrow \text{ELU: } \begin{cases} \mu_x = 0.0428 \\ \mu_y = 0.8450 \end{cases} \quad (\text{Annexe II})$$

$$M_{0x} = 37.71 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad M_{0y} = 31.86 \text{ KN/m}^2$$

Travée	Appui
$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 32.05 \text{ KN/m}^2$	$M_{apx} = -0.5 \times M_{0x} = -18.85 \text{ KN/m}^2$
$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 27.08 \text{ KN/m}^2$	$M_{apy} = -0.5 \times M_{0y} = -15.93 \text{ KN/m}^2$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec : $A_{min} = 0.1\%b \times h$ (condition exigée par le RPA99/2003)

- Le calcul se fait à la flexion simple (**Annexe III**)

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.7. Ferrailage du voile périphérique

	Sens	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} ^{RPA} (cm ²)	A _{adopté} (cm ² /ml)	S _t (cm ²)	choix
Travée	x-x	32.05	5.65	2	9.24	17	6HA14
	y-y	27.08	4.74	2	9.24	17	6HA14
Appui	x-x	18.85	3.26	2	5.65	25	4HA10
	y-y	15.93	2.75	2	5.65	25	4HA10

➤ **Vérifications**

✓ **Vérification au cisaillement**

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) = 2.5MPa$ fissuration nuisible.

$$\begin{cases} V_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 39.97 \text{ KN} \\ V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 49.94 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \bar{\tau}_u^x = \frac{49.94}{1 \times 0.17} \times 10^{-3} = 0.29 \text{ MPa} \\ \tau_u^x = \frac{39.97}{1 \times 0.17} \times 10^{-3} = 0.23 \text{ MPa} \\ \tau_u^{x,y} < 2.5 \text{ MPa} \end{cases} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

✓ **Vérification à l'ELS**

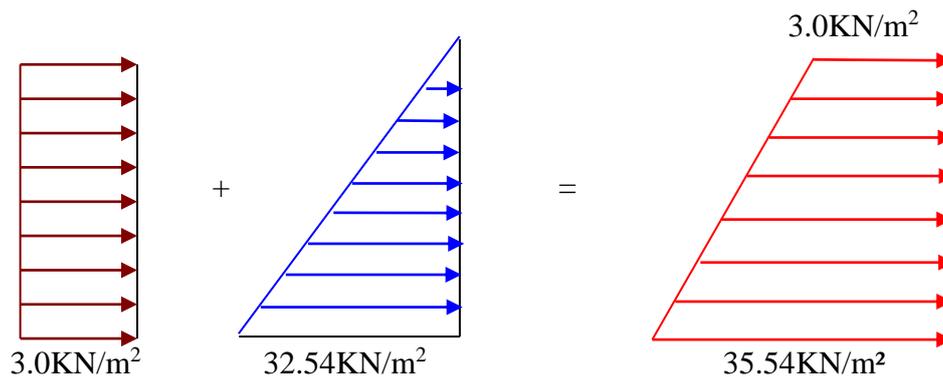


Figure VI.11. Diagramme des contraintes à l'ELS.

✓ **Vérification des contraintes**

Tableau VI.8. Vérification des contraintes dans le voile périphérique.

Sens		μ	M_0 (KN.m)	M (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
x-x	Travée	0.0500	32.19	27.37	6.44	15	195.83	201.63	Vérifiée
	Appui			16.09	4.52	15	184.01	201.63	Vérifiée
y-y	Travée	0.8939	28.77	24.46	5.76	15	175.01	201.63	Vérifiée
	Appui			14.39	4.04	15	164.56	201.63	Vérifiée

Schéma de ferrailage

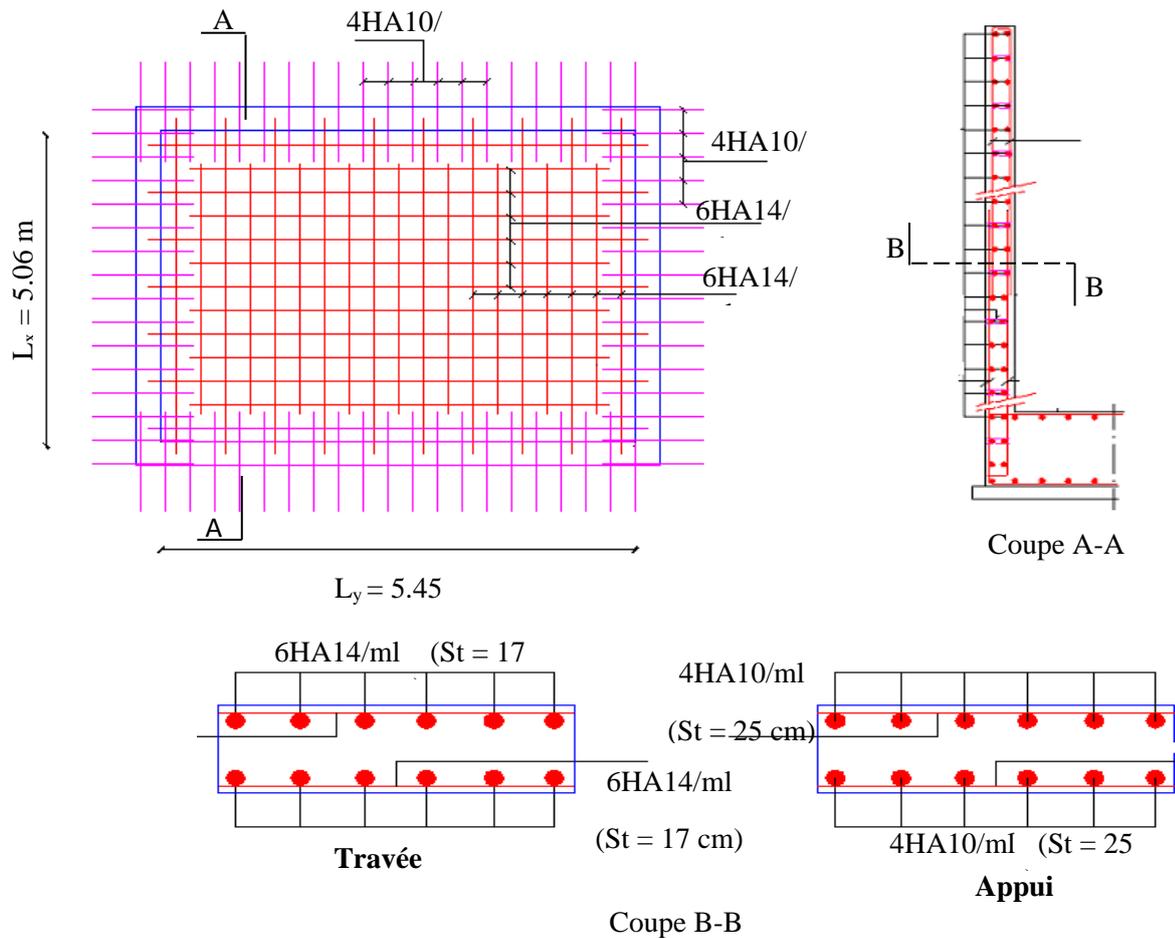


Figure VI.12. Schéma de ferrailage du voile Périphérique.

CONCLUSION

Par définition, Une fondation de bâtiment est la partie qui assure la transmission dans le sol des charges (poids propre, forces climatiques, sismiques et charges d'exploitation) de celui-ci. Les fondations d'un bâtiment représentent un enjeu essentiel de sa construction, car elles forment la partie structurelle qui assure sa portance et permet de contrôler les tassements dus aux charges qu'il applique au sol. Suivant la capacité portante du sol, l'environnement de l'ouvrage à fonder, les forces mises en jeu, nous avons choisis une solution du type fondation, leur géométrie et leur fonctionnement. Selon la qualité du sol sur lequel le bâtiment, étudié dans ce présent mémoire, doit être implanté, ainsi que selon la nature et la taille du bâtiment exprimé par les charges appliquées on a choisis le type de fondations considérée adéquates.

Le calcul des fondations s'est fait sur plusieurs étapes. Pour le choix du type de fondations de la structure nous avons procédé, en premier lieu, à un calcul avec semelles isolées. Il s'est avéré après le calcul que ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement. En second lieu nous avons procédé à calculé des semelles filantes en considérant la fille la plus sollicitée après le calcul il s'est avérée aussi, que ceux-ci ne conviennent pas à cause de l'espacement entre deux semelles.

Vue que les deux solutions précédentes ne conviennent pas, alors on a passé à une autre solution qui est le calcul d'une fondation sur radier général. Le type de radier choisi est un radier nervuré. Le dimensionnement nous a donné une surface de radier de l'ordre de 218.77cm^2 qui est inférieure à la surface totale de la structure qui est de l'ordre de 369.13cm^2 , ce qui veut dire que la solution d'un radier nervuré est satisfaisante. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé soumis à la charge du bâtiment sous forme d'un effort normale avec un excentrement. Le ferrailage adopté a été vérifié et c'est avéré satisfaisant. Au niveau de l'infrastructure, un mur périphérique est prévu pour supporter l'action des poussées des terres. Le voile est calculé et ferrillé comme un plancher encastré au niveau du radier.

Conclusion Générale

CONCLUSION GENERALE

Une bonne étude d'un ouvrage de génie civil repose principalement sur la qualité des études aux plans de la conception et du calcul, aussi sur l'exploitation des données du sol et du site d'implantation des ouvrages. A cela s'ajoute la maîtrise des matériaux et des produits de construction, conformément aux exigences réglementaires. Le dimensionnement d'une structure commence d'abord par la définition des objectifs de comportement toute en posant des hypothèses de calculs et l'application des règlements en vigueur. La conception architecturale, la nature du site d'implantation, et la maîtrise des codes de calculs et des règlements en vigueur sont les paramètres sur les quelle repose le dimensionnement de la structure. Les soucis de l'ingénieur génie civil c'est de concevoir une structure qui répond aux différentes exigences de comportement et de résistance. Le comportement vis avis des charges sismiques dans notre cas est un souci majeur du fait que la structure étudiée sera implantée à ihhedaden wilaya de Bejaia qui est une zone sismique IIa.

Le pré-dimensionnement des différents éléments de la structure e utilisant les données disponibles permet de donner une idée générale sur les dimensions des éléments. La définition de ces éléments et l'affectation des différentes charges selon les prescriptions réglementaires qui régissent le bâtiment permet d'estimer les charges correspondantes qui seront appliquées à ces éléments.

L'étude du bâtiment ne peut s'effectuer sans passer par une étude détaillée des différents éléments. Dans le chapitre trois de ce travail on à aborder le calcul des différents éléments selon les sollicitations et les différentes combinaisons. Ces calculs à permis de déterminer les différentes sections ainsi les ferrailages correspondants.

L'étude dynamique de la structure nous à conduit à opter pour un système de contreventement mixte voiles-portiques avec justification de l'interaction. La disposition adéquate nous à donnée une disposition de quatre Voiles selon xx et une disposition de quatre Voles selon yy. Les vérifications de l'interaction verticale nous a donne que les voiles reprennent 19.92% et les portiques reprennent 80.07% De la charge verticale. Les vérifications de l'interaction horizontale nous a donne que les voiles reprennent 68.96% et les portiques reprennent 31.03 de la charge horizontale. La période de la structure obtenue par le calcul numérique est 0..... est inferieure à la valeur de la période empirique majorée de 30% qui est de 0.86 dans le sens xx et la période dans le sens yy est de 0.90 inferieure à la valeur de la période empirique majorée de 30% qui est de 0.96 Pour les vibrations le premier mode est une translation selon xx , le mode 2 est une translation selon yy et le troisième mode est une rotation. Le modèle vérifie toutes les conditions sur les déplacements et l'effet de second ordre.

Le calcul des fondations s'est fait sur plusieurs étapes. Pour le choix du type de fondations de la structure nous avons procédé, en premier lieu, à un calcul avec semelles isolées. Il s'est avéré après le calcul que ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement. En second lieu nous avons procédé a calcul des semelles filantes en considérant la fille la plus sollicitée après le calcul il s'et avérée aussi, que ceux-ci ne conviennes pas à cause de l'espacement entre deux semelles. Vue que les deux solutions précédent ne convient pas, alors on a passé à une autre solution qui est le calcul d'une fondation sur radier général. Le type de

radier choisis est un radier nervuré. Le dimensionnement nous a donné une surface de radier de l'ordre de 218.77cm^2 qui est inférieur à la surface totale de la structure qui est de l'ordre de 369.13cm^2 , ce qui veut dire que la solution d'un radier nervuré est satisfaisante.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] RPA99 « Règles parasismiques Algériennes 1999/ver 2003 ».
- [2] CBA 93 « Code du béton armé, 1993 ».
- [3] BAEL91/99« Béton armé aux états limites, 1997/ver1999 ».
- [4] DTR BC 2.2« Charges permanentes ET surcharges
D'exploitation ; édition 1989 ».
- [5] DTR BC 2.33.1 « Règles de calcul des fondations
Superficielles ; édition 1992 ».
- ✓ Cahier de cours béton du cursus, CCI Université de Bejaia,
2015-2019.
- ✓ Aide – mémoire des ouvrages en béton armé
- ✓ Ancien mémoires de fin d'étude
 - Logiciels utilisés :

ETABS Version 2016

Annexes

Annexe I

Méthode Forfaitaire

Le **BAEL 91 (Article.B.6.210)** propose cette méthode simplifiée pour déterminer les moments en appui et en travée. Elle est applicable si les 4 conditions sont vérifiées.

- ✓ Plancher à surcharge modérée : $(Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2))$.
- ✓ Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq L_i/(L_{i+1}) \leq 1.25$.
- ✓ Le moment d'inertie constant sur toutes les travées ($I=\text{constant}$).
- ✓ Fissuration peu nuisible (F.P.N).

Application de la méthode

• Valeurs des moments

Les valeurs des moments en travée M_t et aux appuis M_g et M_d doivent vérifier :

- ✓ $M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max}(1.05M_0, (1+0.3\alpha) M_0)$.
- ✓ $M_t \geq (1+0.3\alpha) M_0 / 2 \dots$ (dans une travée intermédiaire).
- ✓ $M_t \geq (1.2+0.3\alpha) M_0 / 2 \dots$ (dans une travée de rive).

Avec : $\alpha = Q / (G+Q)$

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- ✓ $0.6M_0$ pour une poutre à deux travées.
- ✓ $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- ✓ $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Avec M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée

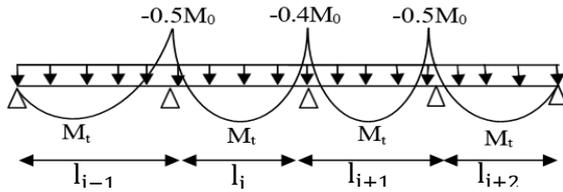


Figure III.1. Moments d'une poutre à plus de 2travées isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré.

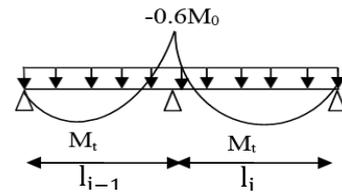


Figure III.2. Moments d'une poutre à 2 travées

Moment en appui de rive :

Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le **BAEL91** préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égal à $(-0.15M_0)$.

• Evaluation des efforts tranchants

L'effort tranchant est déterminé forfaitairement en supposant qu'il y a discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf sur le premier appui intermédiaire (voisins de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant i

Isostatique V_0 de :

15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées ; 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

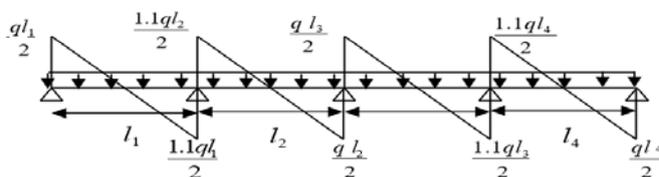


Figure III.3. Poutre à plus de deux travées.

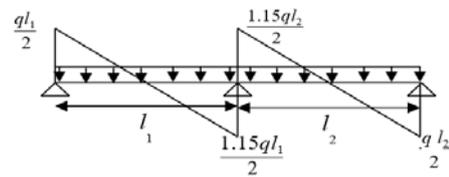


Figure III.4. Poutre à deux travées.

Annexe II

➤ Méthode de Caquot

Elle est appliquée essentiellement aux planchers à surcharge élevée $Q \geq \text{Min}(2G, 5(\text{KN/m}^2))$.

Le principe est basé sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- ✓ La variation de moment d'inerties d'une poutre à une autre dus à la variation de la largeur de la table de compression (b) qui dépend de (Ly) de chaque travée.
- ✓ L'amortissement des effets de chargement des travées sur les poutres.

• Calcul des moments

Moment en appui

$$M_a = - \frac{P_g \times l'_g{}^3 + P_d \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_d + l'_g)} \quad (\text{BAEL. Article. L.III,3})$$

l'_g et l'_d : longueurs fictives. Avec $l' = \begin{cases} 0.8 \times L : \text{travée intermédiaire} \\ L : \text{travée de rive} \end{cases}$

q_g et q_d : charge réparties sur les 2 travées encadrant l'appui considéré.

Moment en travée

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{x}{L}\right)$$

$$M_t(x) = \frac{q_x}{2} \times (L - x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{x}{L}\right)$$

• Evaluation des efforts tranchants

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

Avec :

- ✓ M_d : moment en appui de droite de la travée considérée.
- ✓ M_g : moment en appui de gauche de la travée considérée.
- ✓ l : portée de la travée.

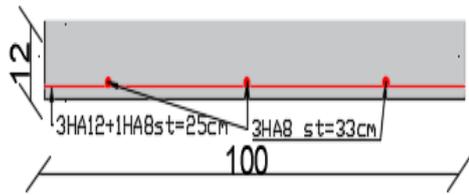
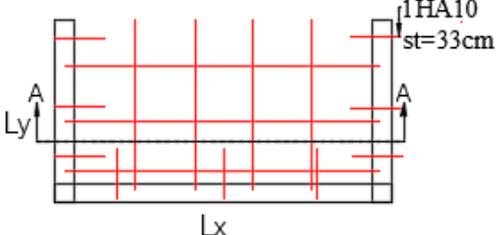
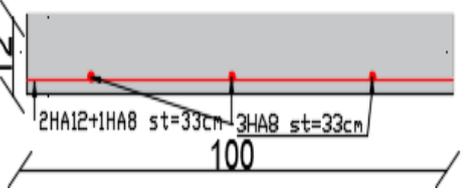
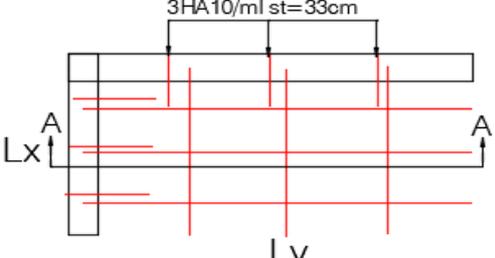
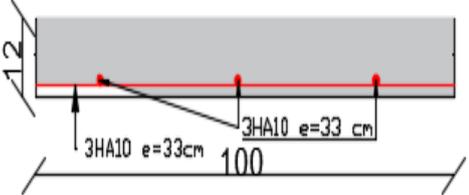
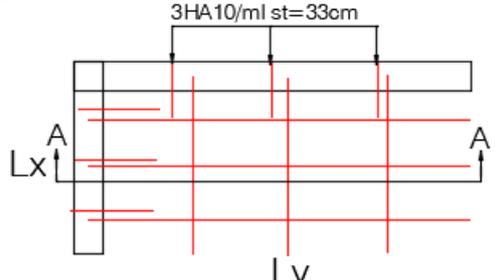
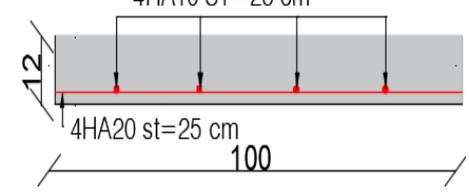
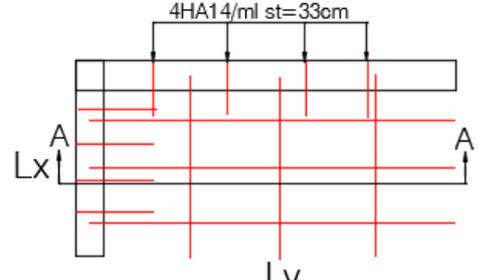
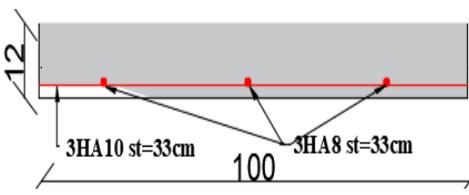
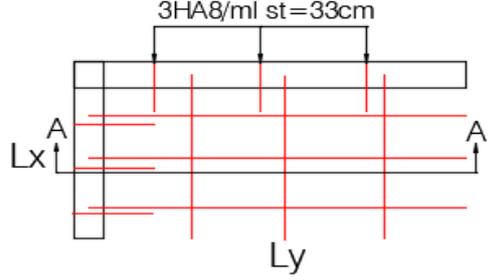
Remarque : Si l'une des trois autres conditions de la méthode forfaitaire n'est pas observée, on utilise la méthode de **Caquot minorée**, pour cela, les moments au niveau des appuis sont déterminés par la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente G du plancher par : $G' = 2/3 G$.

Annexe III

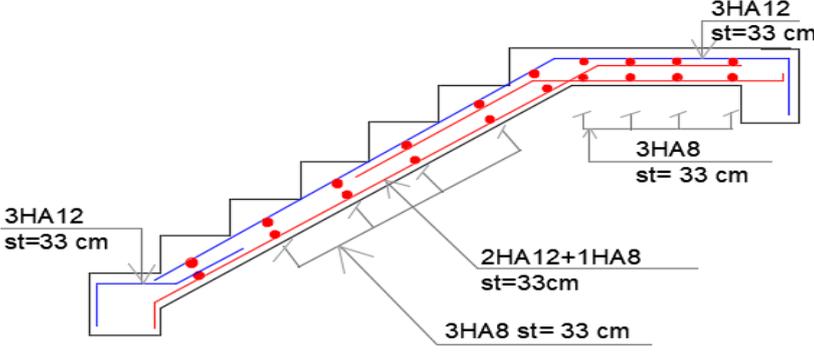
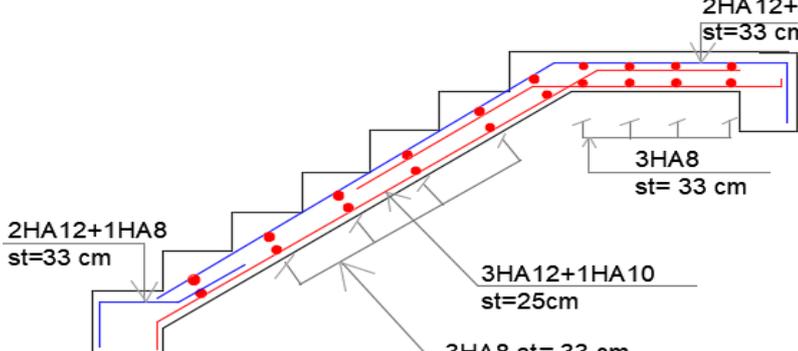
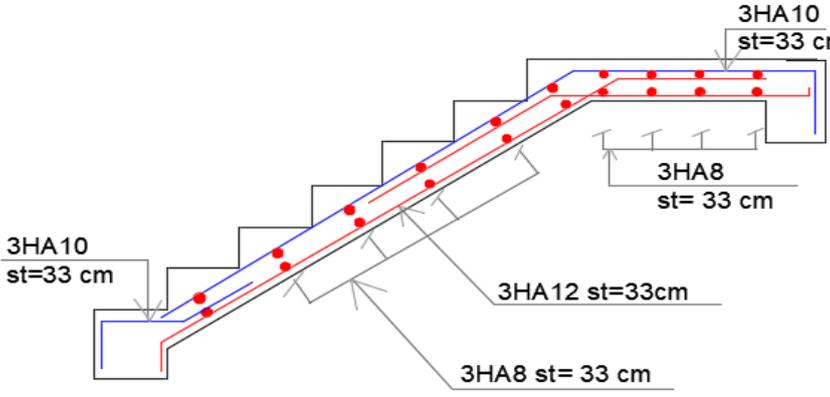
Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

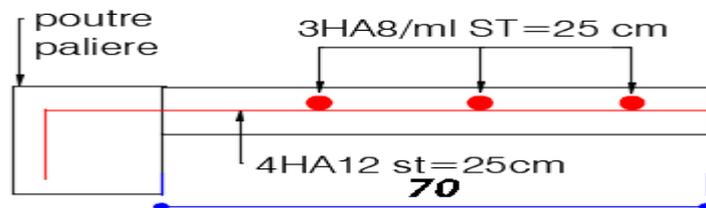
$\alpha = L_x/L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe IV

Types des panneaux	Schéma de ferrailage des panneaux	
DP1	 <p>3HA12+1HA8st=25cm 3HA8 st=33cm 100 12</p>	 <p>1HA10 st=33cm Lx Ly A A</p>
DP3 et DP4	 <p>2HA12+1HA8 st=33cm 3HA8 st=33cm 100 12</p>	 <p>3HA10/ml st=33cm Lx Ly A A</p>
DP5	 <p>3HA10 e=33cm 3HA10 e=33cm 100 12</p>	 <p>3HA10/ml st=33cm Lx Ly A A</p>
DP6	 <p>4HA10 ST=25cm 4HA20 st=25cm 100 12</p>	 <p>4HA14/ml st=33cm Lx Ly A A</p>
DP8	 <p>3HA10 st=33cm 3HA8 st=33cm 100 12</p>	 <p>3HA8/ml st=33cm Lx Ly A A</p>

Annexe V

Types et localisation	Schémas de ferrailage des escalier
Volée 1 souple	 <p>Diagram showing the reinforcement layout for a flexible flight (Volée 1 souple). The reinforcement consists of:</p> <ul style="list-style-type: none"> 3HA12 st=33 cm at the top of the flight. 3HA8 st=33 cm at the bottom of the flight. 2HA12+1HA8 st=33cm at the top of the landing. 3HA8 st=33 cm at the bottom of the landing.
Volée 1 sous-sol	 <p>Diagram showing the reinforcement layout for a basement flight (Volée 1 sous-sol). The reinforcement consists of:</p> <ul style="list-style-type: none"> 2HA12+1HA8 st=33 cm at the top of the flight. 3HA8 st=33 cm at the bottom of the flight. 3HA12+1HA10 st=25cm at the top of the landing. 3HA8 st=33 cm at the bottom of the landing.
Volée 2 2 sous-sol	 <p>Diagram showing the reinforcement layout for a basement flight (Volée 2 2 sous-sol). The reinforcement consists of:</p> <ul style="list-style-type: none"> 3HA10 st=33 cm at the top of the flight. 3HA8 st=33 cm at the bottom of the flight. 3HA12 st=33cm at the top of the landing. 3HA8 st=33 cm at the bottom of the landing.



Schémas de ferrailage de palier de repos

Annexe VI

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$
au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$L_x \times L_y$

Avec $L_x < L_y$.

$\rho = 0.9$

		u/l_x										
		v/l_y	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
Valeur de M₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
Valeur de M₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

Annexe VII

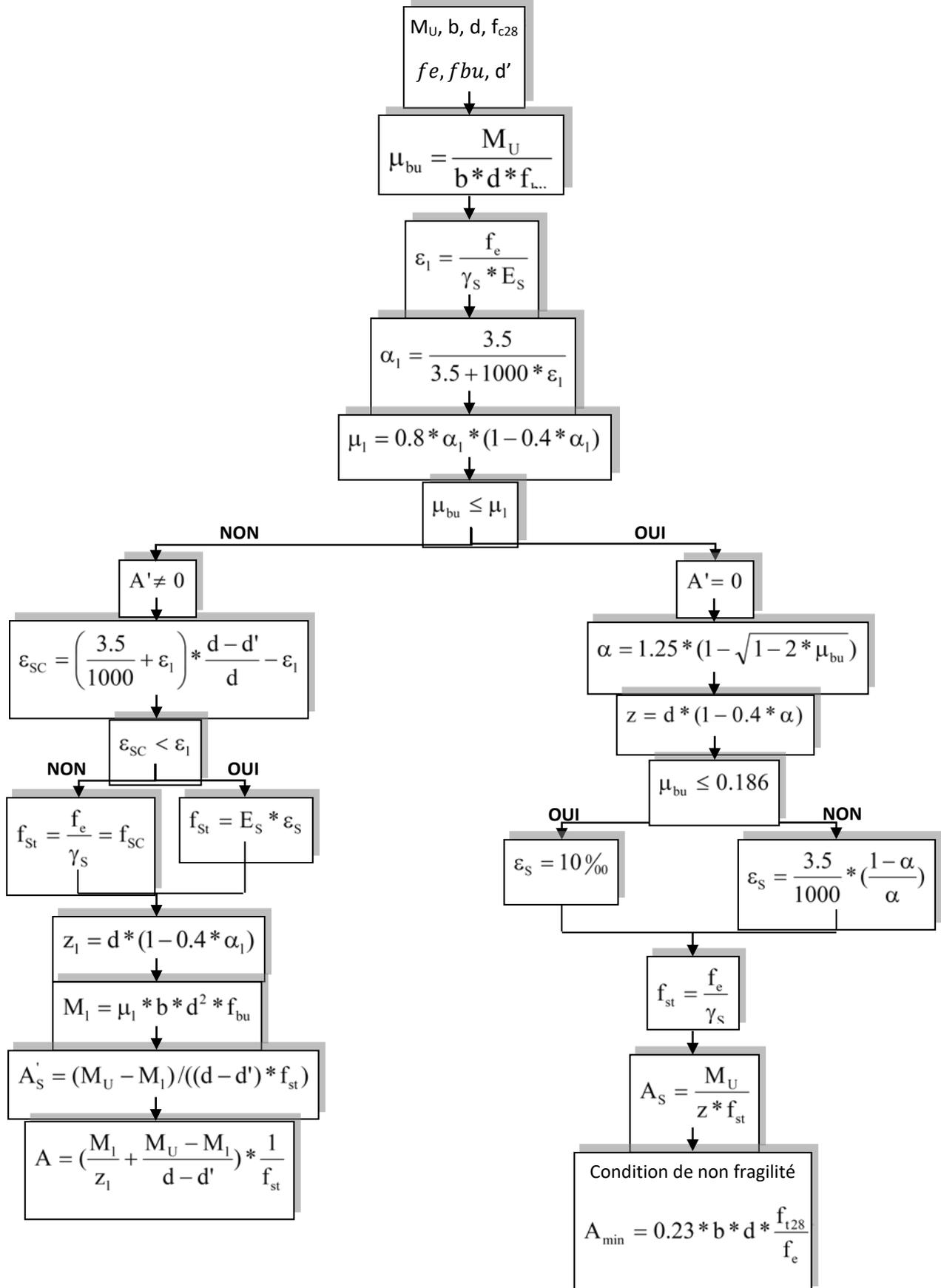
Tableau des armatures en (cm²)

ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe IIX

Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU



VI- Conclusions :

Le terrain réservé pour la réalisation d'une promotion immobilière à Ihaddaden (Ex -Jute) est essentiellement constitué d'une couche de terre végétale allant jusqu'à 0.80 m reposant sur une couche de limon marneux plastique à compact ; puis on retrouve une couche de marne plastique sableuse assez compacte de couleur grise .Le tout repose sur une couche de marne très compacte légèrement coquillée de couleur grise .

Le sol en place présente des résistances de pointe élevées aux deux mètres .Au -delà de cette profondeur , le il détient un bon pouvoir portant .

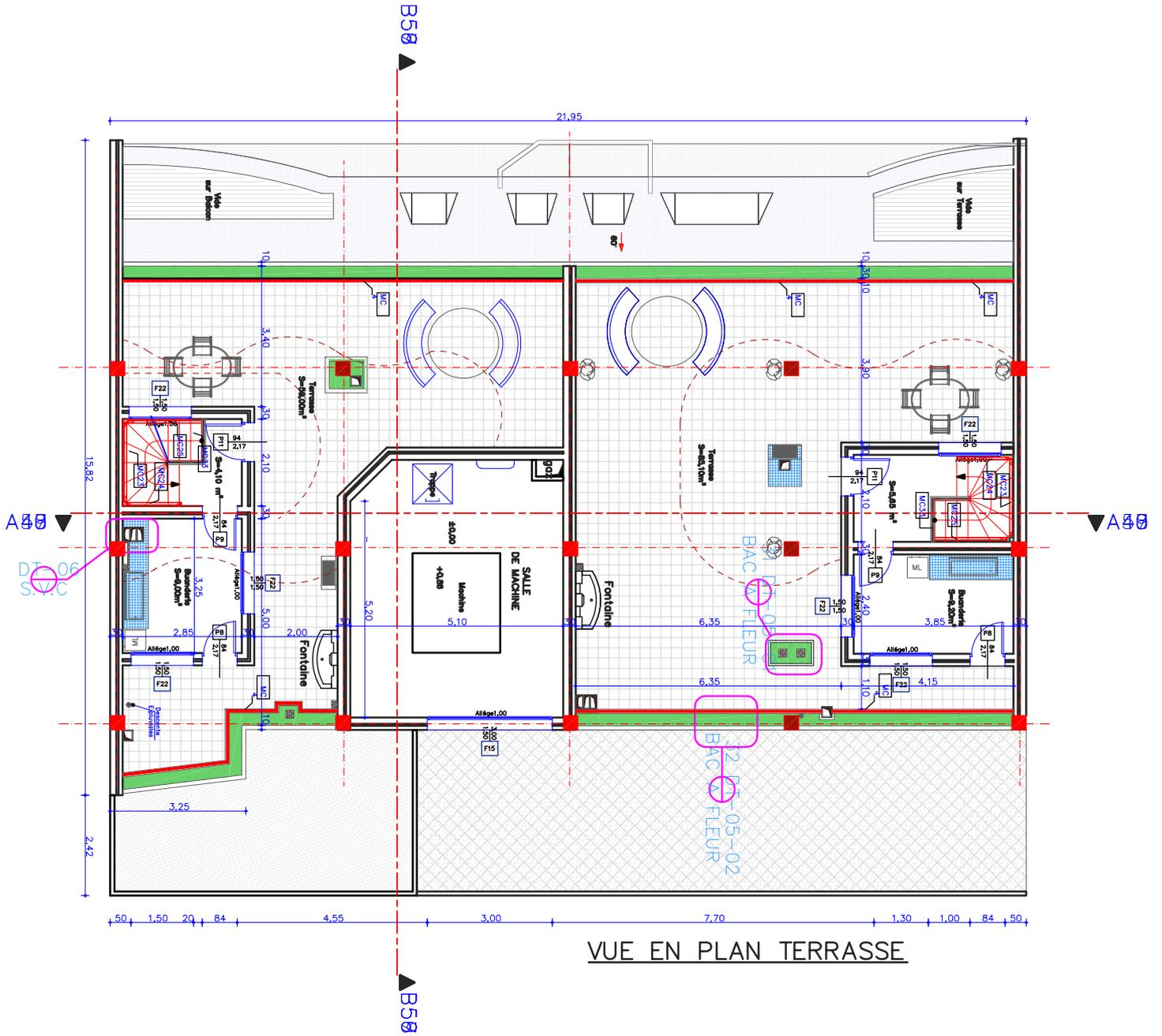
A cet effet , on suggère :

- L'emploi de **fondations superficielles** de type **semelles filantes** .
- Le taux de travail à adopter pour le calcul des fondations sera de **1.5 bar** .
- La sous face des fondations devrait être à au moins 2.00 m de profondeur par rapport à la côte du terrain naturel .
- Les analyses chimiques effectuées montrent un environnement d'agressivité nulle ; aucune mesure particulière de protection n'est recommandée néanmoins le béton fabriqué suivant les règles de l'art doit être compact par ses qualités intrinsèques .
- Les tassements calculés sous une semelle filante ancrée à 2.00 m de profondeur , de 1.00 m de largeur , soumise à une charge de 1.80 bar ; s'élèvent à 4.00 cm .

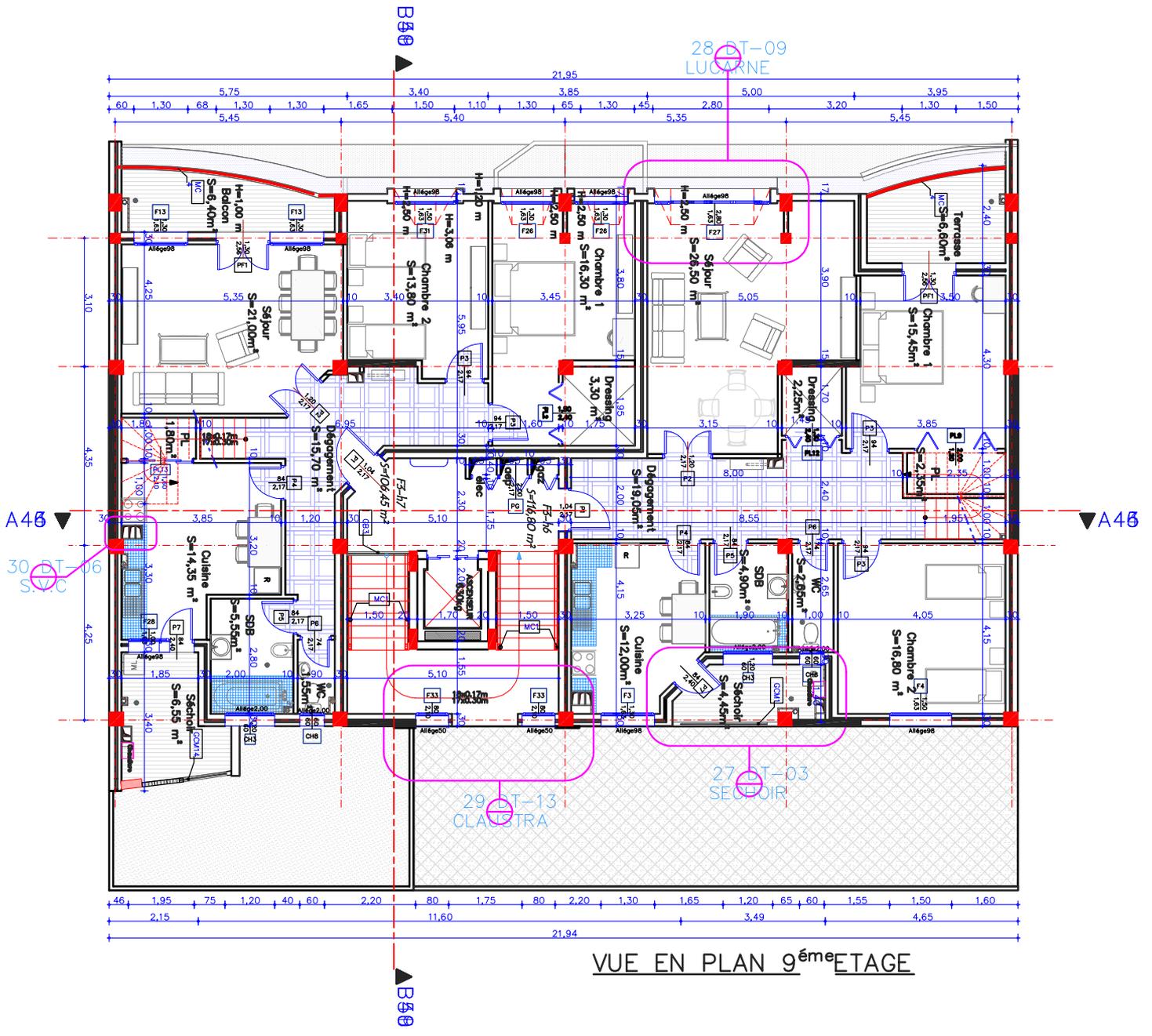


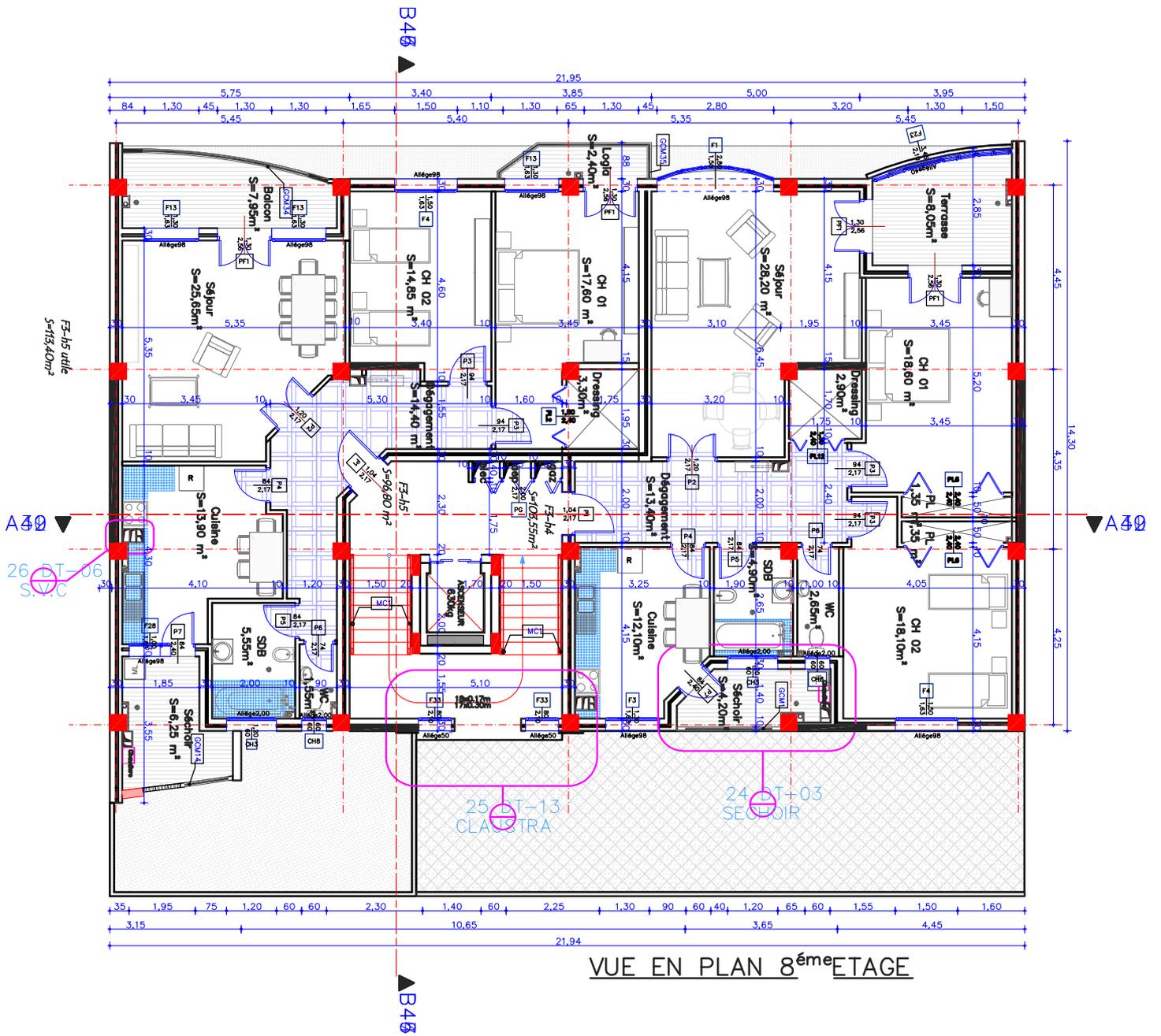
مدير الوحدة
لعزیزی صالح

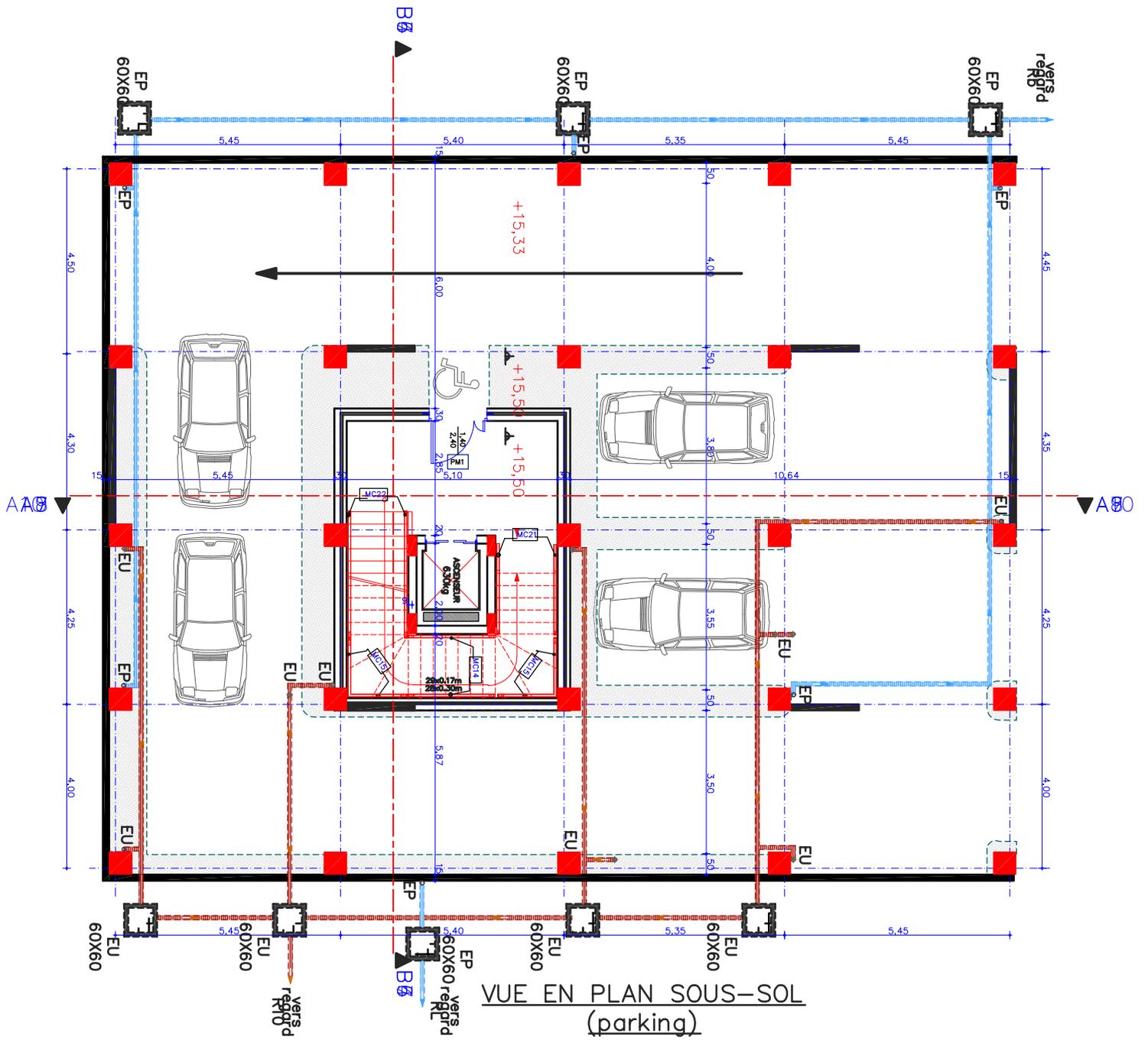


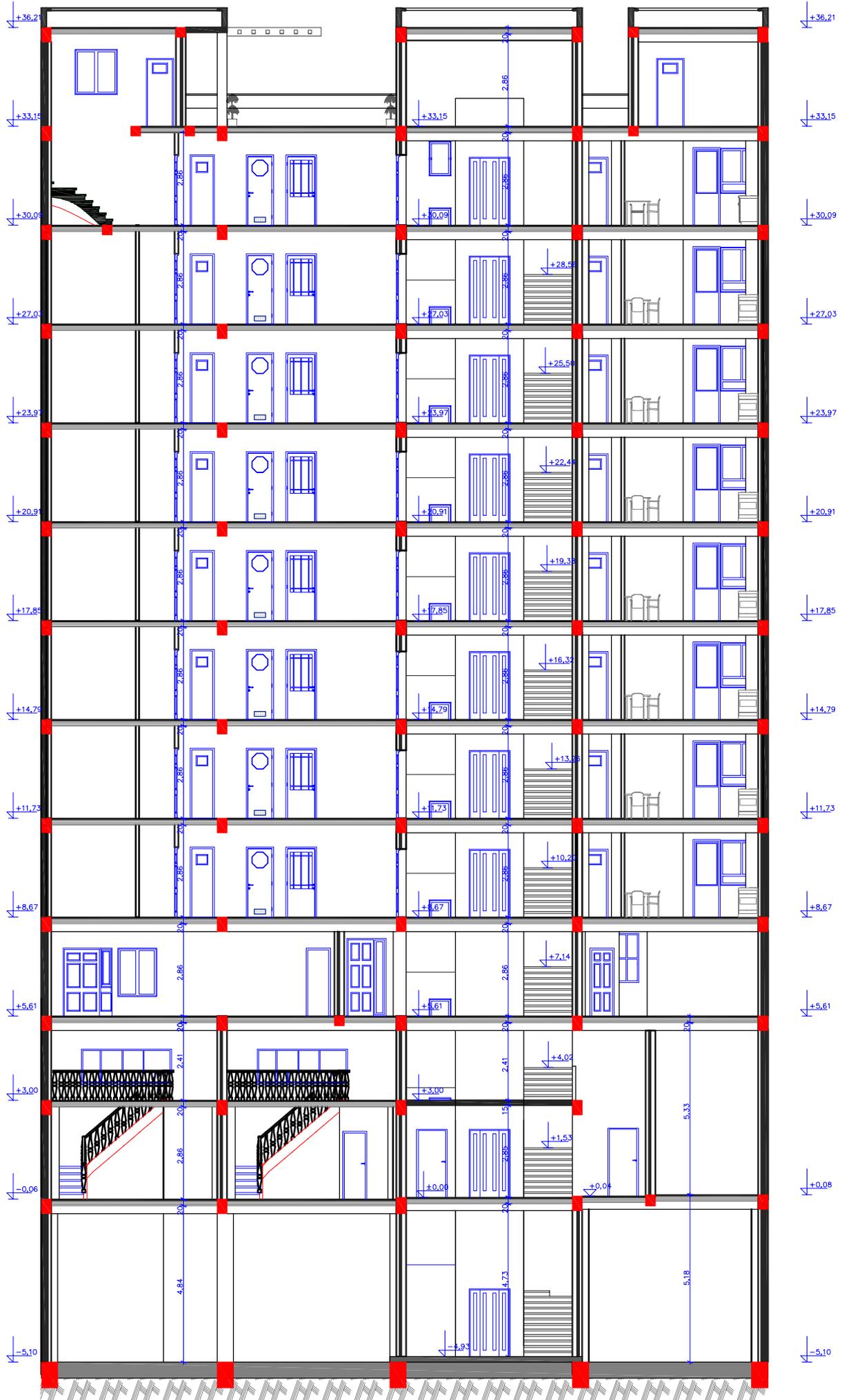


VUE EN PLAN TERRASSE









COUPE A-A