



République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Abderrahmane MIRA- Bejaia

Faculté de la technologie

Département de génie civil

Mémoire Fin d'Etude

En vue d'obtention de diplôme de master en génie civil

Option : structure

Thème

*Etude d'un bâtiment(R+8) en béton armé à usage multiple
contreventé par un système mixte (voile-portique)*

Présenté par :

**SELLI Thanina
AMOUR Djedjiga**

Encadré par :

M^{me} : SOUIDI

Membre Du Jury :

Promotion2022/2023

Remercîment

Avant tous, nous remercions Allah le tout puissant pour nous avoir donné la

Force et la patience pour mener à terminer ce travail.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances a notre promotrice M^{me}

SOUIDI, qui nous a témoigné de sa confiance et de son aide scientifique et qui

par son Expérience et sa compétence.

Nous Remercions M^{me} ATROUNE pour sa disponibilité, et pour ses orientations

et ses conseils durant l'évolution de ce travail.

Nous tenons à remercier nos familles pour leurs sacrifices et leur patience

Avec nous.

Nous tenons à remercier également l'ensemble des enseignants de département

GENIE CIVIL

Pour leurs rôles importants dans notre formation. En particulier les membres

De jury

Qui ont accepté à juger notre travail.

En fin, tous nos amis qui ont contribué de près ou de loin pour achever ce

modeste Travail.

Dédicace

Je m'incline devant dieu tout puissant qui m'a ouvert la porte du savoir et m'a aidé à la

franchir Je dédie ce modeste travail :

À l'homme qui m'a toujours guidé vers le chemin droit avec son

Amour ses

Sacrifices et encouragements et son soutien moral

À mon cher Père M^d Meziane

Et à la femme qui m'a toujours guidé avec son amour ses sacrifices et

encouragements et son soutien moral

À ma chère mère Farida

À mes chers frères : Ghilas, Kouceila, Messoud

À ma cher sœur : Fariza

À mon cher ami : Saadi

À ma binôme Djedjiga et sa famille pour la quelle je souhaite une vie

pleine de joie et de réussite.

À toute la promotion 2022, et à tous mes amis sans exception.

Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite

À tous ceux que je porte dans mon cœur.

THANINA

Dédicace

Je m'incline devant dieu tout puissant qui m'a ouvert la porte du savoir et m'a aidé à la franchir Je dédie ce modeste travail :

À l'homme qui m'a toujours guidé vers le chemin droit avec son

Amour ses

Sacrifices et encouragements et son soutien moral

À mon cher Père Mourad

Et à la femme qui m'a toujours guidé avec son amour ses sacrifices et encouragements et son soutien moral

À ma chère mère Nora

À mes chers frères : Lamine et Walid, ma chère sœur : Siham

À mon cher mari : Mouloud

A ma binôme Thanina et sa famille pour la quelle je souhaite une vie pleine de joie et de réussite.

A toute la promotion 2022, et à tous mes amis sans exception.

Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite

A tous ceux que je porte dans mon cœur.

DJEDJIGA

Symboles et notations

Symboles	Notations
A_r	Aire d'une section d'acier de répartition
A_t	Aire d'une section d'acier transversal
A_s	Aire d'une section d'acier
b	La largeur(m) en général
B	Aire d'une section de béton
B_r	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.
B_r	Section réduite du béton
C_t	Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage
C_u	La cohésion du sol
E	Actions accidentelles
E_s	Module d'élasticité de l'acier
f_{bu}	Contrainte de compression du béton à l'ELU
f_{qi}	La flèche correspondant à q.
f_{gv}	La flèche correspondant à v.
Δ_f	La flèche totale.
G	Charges permanente
h_t	Hauteur totale du plancher.

Symboles et notations

h_0	Epaisseur de la dalle
h_e	Hauteur libre d'étage.
q_u	Charges réparties ultime
q_s	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_{qv}	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
I_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.
M_0	Moment isostatique.
M_i	Moment à l'appui
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

Symboles et notations

Q	Facteur de qualité.
R	Coefficient de comportement global.
S	Section, surface
S_r	Surface du radier (m ²).
S_t	Espacement des armatures
S_{bat}	Surface totale du bâtiment
T₂	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).
U_t	Contrainte de cisaillement(MPA).
μ	Coefficient de frottement
U_{bu}	Moment ultime réduit
U_l	Moment réduit limite.
μ_u	Moment ultime réduit.
v	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
τ	Contrainte tangentielle de cisaillement
τ_{se}	Contrainte d'adhérence
η	Coefficient de fissuration
Ψ_s	Coefficient de scellement
ε_{bc}	Raccourcissement relatif du béton
ε_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).

Symboles et notations

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)
W	Poids propre de la structure.

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1.Introduction.....	1
I.2.Présentation de l'ouvrage.....	1
I.3.Caractéristiques de la Structure.....	1
I.4.les Eléments de l'ouvrage	1
I.5.Les règlements utilisés	2
I.6.Caractéristique mécanique des matériaux	2
I.7.Les actions.....	7
I.8.Combinaison de charge.....	7
I.9.Méthode de calcul.....	7
I.10.Conclusion.....	8

Chapitre II : Pré-dimensionnement Des Eléments

II.1.Introduction.....	9
II.2.Etude des planchers	9
II.3.Pré-dimensionnement des poutres.....	14
II.4.Pré-dimensionnement des voiles.....	14
II.5.Pré dimensionnement des escaliers.....	15
II.6.Pré-dimensionnement de l'acrotère.....	17
II.7.Pré- dimensionnement des poteaux	17
II.8.Evaluation des charges et des surcharges.....	18
II.9.La descente de charge.....	20
II.10.Vérification des poteaux.....	26
II.11.Conclusion	27

Chapitre III : Etude Des Eléments Secondaires

III.1.Introduction.....	28
III.2.Calcul Des Planchers.....	28
III.3.Etude de l’escalier.....	53
III.4.étude de la poutre palière	56
III.5.Etude de la poutre de chainage	59
III.6.Calcul de l’acrotère.....	60
Chapitre VI : Etude Dynamique	
IV.1.Introduction.....	64
IV.2.Modélisation	64
IV.3.Méthode de calcul.....	64
IV.4.La disposition des voiles de contreventement.....	65
IV.5.Les vérifications exigées par le RPA 99/2003.....	68
IV.6.Spectre de réponse de calcul.....	70
IV.7.Conclusion	75
Chapitre V : Etude Des Eléments Structuraux	
V.1.Introduction	76
V.2.Etude des poteaux	76
V.3.Etude des poutres	84
V.4.Vérification de la zone nodale	87
V.5.Etude des voiles	89
V.6.Conclusion	96
Chapitre VI : Etude des Fondations	
VI.1.introduction	97
VI.2.Etude de fondation	97
VI.3.Etude géotechnique du sol	97
VI.4.Dimensionnement	97
VI.5.Vérification des semelles filantes.....	99
VI.6.Etude de longrine.....	101

VI.7. Etude du voile périphérique.....	102
VI.8. Conclusion.....	106

Chapitre I : Généralité

Figure I.1. Vue en plan et en élévation.....	1
Figure I.2. Diagramme des contraintes –déformation pour le béton.....	5
Figure I.3. Diagramme contraintes-déformations de calcul.....	6

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Figure II.1. Plans de disposition des poutrelles aux différents niveaux.....	12
Figure. II.2. Coupe transversale d'un plancher corps creux.....	12
Figure. II.3. coupe transversale d'une poutrelle	13
Figure II.4. coupe transversale d'un voile	15
Figure II.5. schéma d'escalier en trois dimensions.	15
Figure II.6. L'acrotère	17
Figure. II.7. la surface afférente de la terrasse inaccessible	21
Figure .II.8. la surface afférente d'étage courant	21
Figure. II.9. la surface afférente de la cage d'ascenseur.....	21
Figure. II.10. la surface afférente de P2.....	24

Chapitre III : Les éléments non structuraux

Figure III.1. Schéma statique de la poutrelle type 1.....	30
Figure III.2. Schéma statique de l'escalier.....	53
Figure. III.3. Schéma de ferrailage de l'escalier.....	56
Figure III.4. Schéma statique de la poutre palière.....	56
Figure III.5. Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	59
Figure III.6. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.....	60
Figure III.7. la section à ferrailer.....	60
Figure III.8. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	63

Chapitre IV : Etude dynamique

Figure IV.1. Vue en plan de la disposition des voiles.....	65
Figure IV.2. Vue en 3D du model obtenu par logiciel ETABS V16.....	66
Figure IV.3. Vue en plan de 1er mode.....	67
Figure IV.4. Vue en plan de 2eme mode.....	67
Figure IV.5. Vue en plan de 3eme mode de torsion.....	67
Figure IV.6. Spectre de réponse pour les deux sens X et Y	71

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

Figure V.1. Zone nodale.....	76
Figure V.2. Schéma de ferrailage des poteaux RDC.....	82
Figure V.3. Schéma de ferrailage des poteaux 1 ^{er} et 2 ^{eme} étage.....	82
Figure V.4. Schéma de ferrailage des poteaux 3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage.....	83
Figure V.5. Schéma de ferrailage des poteaux 5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage.....	83
Figure V.2. Schéma de ferrailage des poteaux 7 ^{eme} et 8 ^{eme} étage.....	83
Figure V.7. Schéma de ferrailage des poteaux T.Cage.....	84
Figure V.8. Répartition des moments dans les zones nodales.....	87
Figure V.9. Zone courante et tendue dans les voiles.....	91
Figure V.10. Schéma de ferrailage du voile V _{Y3} (niveau RDC)	95

Chapitre VI : Etude des fondations

Figure VI.1. Schéma ferrailage de la semelle.....	101
Figure VI.2. Schéma ferrailage de longrine.....	102
Figure VI.3. Poussées des terres sur les Voiles périphériques.....	103
Figure VI.4. Répartition des contraintes sur le voile.....	103
Figure VI.5. Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	106

Table des tableaux
Chapitre I : Généralité

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Tableau II.1 : Différents types de dalles pleines et leurs dimensions.....	13
Tableau II.2 : les différents schémas de l'escalier.....	16
Tableau II.3 : Dimensions préliminaires.....	17
Tableau II.4 : Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible à corps creux en polystyrène	18
Tableau II.5 : Evaluation des charges de plancher terrasse accessible à corps creux en polystyrène	18
Tableau II.6 : Évaluation de charges de plancher étage courant à corps creux en polystyrène.....	18
Tableau II.7 : Evaluation de charge de plancher terrasse inaccessible en dalle pleine.....	18
Tableau II.8 : Evaluation de charge de plancher terrasse accessible en dalle pleine.....	19
Tableau II.9 : Évaluation de charges de plancher étage courant en dalle plein.....	19
Tableau II.10 : Evaluation des charges de balcon.....	19
Tableau II.11 : Evaluation des charges Évaluation des charges sur la volée.....	19
Tableau II.12 : Évaluation des charges sur le palier.....	20
Tableau II.13 : Évaluation des charges des murs extérieurs.....	20
Tableau II.14 : Évaluation des charges des murs intérieurs.....	20
Tableau II.15 : poids propre des doubles cloisons.....	22
Tableau II.16 : poids propre des cloisons simples.....	22
Tableau II.17 : poids des poutres de la cage d'ascenseur.....	22
Tableau II.18 : poids des poutres des EC.....	22
Tableau II.19 : poids de la terrasse de la cage d'ascenseur.....	22
Tableau II.20 : poids de la TI.....	22
Tableau II.21 : poids des EC.....	23
Tableau II.22 : Evaluation de la descente de charge de poteau P1.....	23
Tableau II.23 : poids des murs double cloisons.....	24
Tableau II.24 : poids des poutres.....	24
Tableau II.25 : poids de la TI.....	24
Tableau II.26 : poids de plancher EC.....	25
Tableau II.27 : Evaluation de la descente de charge de poteau P2.....	25
Tableau II.28 : RésultatsdeladescentedechargepourP1etP2 :.....	26
Tableau II.29 : Résultats de la Vérification à la compression simple.....	26
Tableau II.30 : Résultats de la vérification au flambement.....	27

Chapitre III : Les éléments non structuraux

Tableau III.1 : Types des poutrelles.....	29
Tableau III.2 : charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.....	30
Tableau III.3 : Les moments sur les appuis de type 1 a la terrasse inaccessible.....	31
Tableau III.4 : Les moments sur les travées de type 1 a la terrasse inaccessible.....	32
Tableau III.5 : Les moments sur appuis de type 1 à l'étage courant.....	32
Tableau III.6 : Les moments sur les travées de type 1a l'étage courant.....	32
Tableau III.7 : Les moments sur les appuis de type 1 au RDC.....	32
Tableau III.8 : Les moments sur les travées de type 1au RDC.....	32
Tableau III.9 : Les moments sur les appuis de type 1 a la terrasse accessible.....	33
Tableau III.10 : Les moments sur les travées de type 1 a la terrasse accessible.....	33
Tableau III.11 : Les moments sur les appuis de type 2 a la terrasse inaccessible.....	33
Tableau III.12 : Les moments sur les travées de type 2 a la terrasse inaccessible.	33
Tableau III.13 : Les moments sur les appuis de type 2 à l'étage courant.....	33
Tableau III.14 : Les moments sur les travées de type 2 à l'étage courant.	33
Tableau III.15 : Les moments sur les appuis de type 2 au RDC.....	33
Tableau III.16 : Les moments sur les travées de type 2 au RDC.	34
Tableau III.17 : Les moments sur les appuis de type 3 a la terrasse inaccessible.....	34
Tableau III.18 : Les moments sur les travées de type 3 a la terrasse inaccessible.....	34

Tableau III.19 : Les moments sur les appuis de type 3 à l'étage courant.....	34
Tableau III.20 : Les moments sur les travées de type 3 à l'étage courant.....	34
Tableau III.21 : Les moments sur les appuis de type 4 a la terrasse inaccessible.....	34
Tableau III.22 : Les moments sur les travées de type 4 a la terrasse inaccessible.....	35
Tableau III.23 : Les moments sur les appuis de type 4 à l'étage courant.....	35
Tableau III.24 : Les moments sur les travées de type 4 à l'étage courant.....	35
Tableau III.25 : Les moments sur les appuis de type 4 a RDC.....	35
Tableau III.26 : Les moments sur les travées de type 4 a RDC.....	35
Tableau III.27 : Les moments sur les appuis de type 4 a la terrasse accessible.	35
Tableau III.28 : Les moments sur les travées de type 4 a la terrasse accessible.....	35
Tableau III.29 : Les moments sur les appuis de type 5 à l'étage courant.	35
Tableau III.30 : Les moments sur les travées de type 5 à l'étage courant.	36
Tableau III.31 : Résumé de ferrailage longitudinale et transversale des différents niveaux	38
Tableau III.32 : vérification de la flèche dans les différents niveaux.....	42
Tableau III.33 : Schémas de ferrailage.....	43
Tableau III.34 : Schéma de ferrailage des poutrelles.....	44
Tableaux III.35 : formule de calcul des sollicitations dans les dalles pleines.....	44
Tableau III.36 : Vérifications de contraintes à l'ELS.....	47
Tableau III.37 : résultat de calcul	48
Tableau III.38 . Sollicitations et ferrailage dans les dalles de l'étage courant.....	49
Tableau III.39 . Sollicitations et ferrailage dans les dalles de balcon.....	50
Tableau III.40 . Sollicitations et ferrailage dans les dalles de la terrasse accessible.....	50
Tableau III.41 : Vérifications de contraintes à l'ELS.....	51
Tableau III.42 : vérification des conditions de la flèche des dalles pleines.....	53
Tableau III.43 : les sollicitations dans l'escalier.....	54
Tableaux III .44 : Résumé des résultats de ferrailage.....	54
Tableau III.45 .les coordonnées de la flèche.....	55
Tableau III.46 : Ferrailage de la poutre palière.....	57
Tableau III.47 : Vérification les contraintes.....	58
Tableau III.48 : Calculs des sollicitations.....	60
Tableau III.49 : Ferrailage et vérification de la poutre de chaînage.....	60
Tableau III.50 : Evaluation de charge et surcharge de l'acrotère.....	61

Chapitre IV : Etude dynamique

Tableau IV.1 : Période et taux de participation massique de la structure.....	68
Tableau IV.2 : Valeurs des pénalités.....	70
Tableau IV.3 : Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.....	71
Tableau IV.4 : Vérification de l'interaction verticale.....	71
Tableau IV.5 : Vérification de l'interaction horizontale sens x-x.....	72
Tableau IV.6 : Vérification de l'interaction horizontale sens y-y.....	27
Tableau IV.7 : Vérification de l'effort normal réduit pour chaque étage.....	72
Tableau IV.8 : Vérification des déplacements inter étages.....	73
Tableau IV.9 : Vérification des effets du second ordre.....	74

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

Tableau V.3 : Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux.....	76
Tableau V.4 : Sollicitation dans les différents poteaux non associé aux voiles.....	77
Tableau V.3 . Ferrailage longitudinal des poteaux non associé aux voiles.....	78
Tableau V.4 . Ferrailage transversal des poteaux non associé aux voiles.....	79
Tableau V.5 : Vérification au flambement des différents poteaux.....	80
Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton.....	81
Tableau V.7 : Vérification des contraintes de cisaillement.....	81
Tableau V.8 : Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres.....	85
Tableau V.9 : Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres.....	85

Tableau V.10 : Les armatures longitudinales dans les poutres.....	85
Tableau V.11 : Vérification des contraintes tangentielles.....	87
Tableau V.12 : Vérification de l'état limite de compression du béton.....	87
Tableau V.13 : Vérification de la flèche.....	87
Tableau V.14 : Moment résistants dans les poteaux dans les deux sens.....	88
Tableau V.15 : Moment résistants dans les poutres.....	88
Tableau V.16 : Vérification de la zone nodale dans les différents étages.....	88
Tableau V.17 : schéma de ferrailage de la poutre des étages courants.	89
Tableau V.18 : Sollicitations maximales dans le voile V_{y3}	90
Tableau V.19 : Ferrailage du voile V_{y3} dans tous les niveaux.....	92
Tableau V.20 : Ferrailage du voile $V_{x1} = V_{x2}$ dans tous les niveaux.....	93
Tableau V.21 : Ferrailage du voile V_{x3} dans tous les niveaux.....	93
Tableau V.22 : Ferrailage du voile V_{x4} dans tous les niveaux.....	94
Tableau V.23 : Ferrailage du voile V_{y1} dans tous les niveaux.....	94
Tableau V.24 : Ferrailage du voile V_{y2} dans tous les niveaux.....	95

Chapitre VI : Etude des fondations

Tableau VI.1 : Ferrailage des voiles périphériques a l'ELU.....	104
Tableau VI.2 : Vérification des contraintes dans les voiles périphériques.....	105
Tableau VI.3 : Sections d'armatures calculées à l'ELS.....	105

Introduction

Introduction générale

Le bâtiment est le premier élément à être touché par les catastrophes naturelles tels que : les séismes, les cyclones, les volcans...etc. Son endommagement induit automatiquement des pertes humaines très importantes aussi la dislocation de la vie sociale et économique des régions sinistrées.

L'introduction d'une excentricité accidentelle a pour but la considération de toutes les incertitudes et erreurs d'évaluation des caractéristiques géométriques et mécanique des éléments structurants et la rupture aléatoire des éléments non structurants, ou encore à la variabilité spatiale des charges permanente ou à une distribution défavorable des charges d'exploitation.

Dans cette optique, le présent travail consiste à la conception et études d'un bâtiment en (R+8), ce bâtiment est implanté dans la wilaya de Bejaia, selon les règles parasismique algérienne (**RPA99 V2003**), Bejaia est une région de moyenne sismicité classé en zone **II_a**.

L'ingénieur est donc appelé à assurer la stabilité de ces constructions et à concevoir des structures dotées d'une rigidité et d'une résistance suffisantes de manière à sauver les vies humaines et limiter les dégâts matériels qui sont dues aux dommages subis par la structure.

Dans notre étude, on va consacrer le premier chapitre aux généralités où on présente les principes généraux de calculs et vérifications des pièces en béton armé aux états limites ainsi que les caractéristiques et les lois de comportement des matériaux à utiliser.

On tenant compte de l'évaluation des charges selon le **DTR BC22**, nous avons fait un pré dimensionnement des éléments, tels que les planchers, poteaux, poutres et voiles sont présentés dans le chapitre deux alors que le troisième chapitre comporte le calcul des éléments secondaire qui comporte notre bâtiment, nous citons (l'acrotère, les escaliers, les planchers et les balcons).

Le quatrième chapitre consiste à modéliser la structure et déterminer des modes de vibration en essayant de chercher le meilleur comportement dynamique pour notre structure ce qui fera l'objet de chapitre et cela en tenant divers dispositions des voiles de contreventement et on retiendra la bonne si non la meilleur disposition possible qui offre à la structure un comportement dynamique qui satisfait les critères imposés par les règles parasismiques algériennes.

Le ferrailage des poteaux, poutres et voiles se fera avec les résultats finaux de l'étude sismique tout en vérifiant les critères imposés par **RPA99 V2003**, **BAEL99**, et enfin nous terminons notre travail par une étude d'infrastructure.

Chapitre I

Généralités

I.1 : Introduction

L'objectif de ce chapitre qui est intitulé "Présentation de l'ouvrage " est consacré à la présentation des caractéristiques de la structure et du sol, des propriétés mécaniques des deux matériaux utilisés (béton et acier) ainsi que la méthode de calcul aux états limite.

I.2 : Présentation de l'ouvrage

Le projet que nous allons étudier consiste à un bâtiment à usage d'habitation avec 8 niveaux, en béton armé, qui est composé de portiques et de voiles, implanté EL MAASRA VILLAGE TARGUA OUZEMOUR wilaya de BEJAIA, classé d'après RPA 99/2003 « article 3.2 » comme une zone de moyenne sismicité (zone II_a) ayant une importance moyenne et du groupe d'usage 2b.

I.3:Caractéristiques de la Structure

I.3.1.Caractéristiques architecturales :

Notre ouvrage a une forme irrégulière, dont l'usage est multiple :

- RDC à usage parking.
- 1^{er} étage jusqu'à 8^{ème} étage à usage d'habitation.
- Cet ouvrage comporte une terrasse inaccessible.

I.3.2.Caractéristiques géométriques :

a. Dimensions en élévation :

- La hauteur totale de bâtiment (sans acrotère) : 26.35 m
- La hauteur du RDC : 3.23 m
- La hauteur de l'étage courant : 2.89 m
- La hauteur de l'acrotère : 0.6 m

b. Dimensions en plan :

- La longueur en plan : 28.65 m
- La largeur en plan : 14.8 m

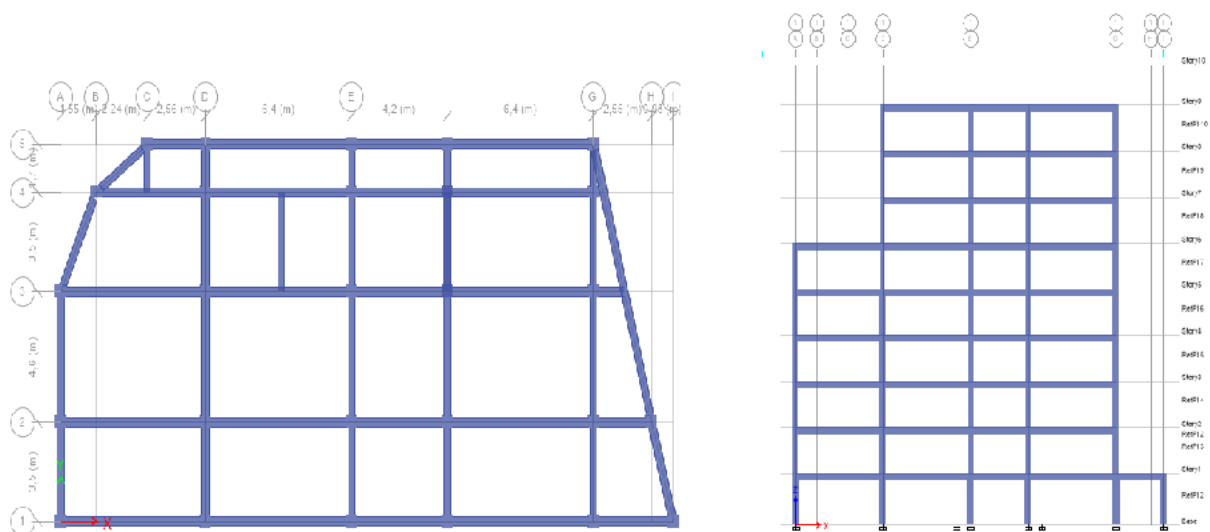


Figure I.1. Vue en plan et en élévation.

I.3.3. Caractéristiques du sol :

D'après l'interprétation des résultats de l'étude de géotechnique (rapport de sol) on a les données suivant :

- La classification du site est : **S2** (sol ferme).
- Le taux de travail à adopter pour le calcul des fondations sera de **2,00 bars**.
- Les fondations superficielles ancrées à partir de **3,5 m** de profondeur.

I.4: les Eléments de l'ouvrage

I.4.1. l'ossature :

Notre structure mixte en béton armé composée en portiques et voiles.

a. Les portiques : sont en béton armé constitués de poutre et poteaux qui reprennent essentiellement les charges et les surcharges verticales et horizontales.

b. Les voiles : sont des éléments rigides en béton armé sont coulés sur place, disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal).

c. Les planchers : sont des surfaces horizontales dont l'épaisseur est faible par rapport à leur dimension. Notre bâtiment comporte deux types de planchers :

-**Dalle pleine** : pour certaines parties vue leurs formes irrégulières.

-**Corps creux** : comporte une dalle de compression et des poutrelles.

I.4.2. Remplissage :

Deux types de murs se présentent dans notre structure :

a. Murs extérieurs : réalisés en double cloisons de briques de 15 et 10 cm qui sont séparées par une l'âme d'air de 5 cm.

b. Murs de séparations intérieurs : sont des murs en brique de 10 cm d'épaisseur.

I.4.3. Revêtements :

-Mortier de ciment pour les murs extérieurs et façades.

-Enduit en plâtre pour cloisons intérieurs et plafonds.

-Carrelage pour les planchers et les escaliers.

-Céramique pour les cuisines et salle d'eau.

-Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

I.4.4. Les éléments secondaires :

a. les escaliers : sont les éléments permettant aux personnes de se déplacer d'un étage à un autre, grâce à une suite de marche, qui sont en béton armé avec revêtements.

b. Cage d'ascenseur: le bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisé en béton armé, qui facilite les déplacements inter étages.

c. Acrotère : la terrasse sera entourée d'un acrotère de 0.6 m de hauteur.

I.4.5. Infrastructures :

Cette partie concerne les fondations, situés en-dessous du niveau du sol, elles assurent les fonctions suivantes:

- La transmission des charges verticales et horizontales au sol.
- Limitation des tassements différentiels.

I.4.6.Coffrage :

Un coffrage traditionnel en bois et métallique est utilisé de façon à limité le temps d'exécution.

I.5.Les règlements utilisés :

Le calcul de cette structure est conforme aux règlements suivants :

- **BAEL91 modifié 2003** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé aux états limites.
- **RPA99 modifié 2003** : règlement parasismique algérien.
- **DTR B.C.2.2** : document technique réglementaire pour la détermination des charges et surcharges.
- **DTR B.C.3.3.1** : document technique réglementaire pour le calcul des fondations superficielles.
- **CBA93** : code du béton armé.

I.6.Caractéristique mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la complexe doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (**BAEL91**) et tous les règlements applicables en Algérie (**RPA99 version 2003 et CBA93**).

I.6.1.Le Béton:

Le béton est un mélange de granulats (sable et graviers), d'un liant hydraulique (ciment) et d'eau de gâchage.sa résistance varie avec la qualité de ces derniers et l'âge du béton.

I.6.1.1. Caractéristiques mécaniques du béton :

a)Résistance du béton :

a.1) Résistance à la compression : pour l'établissement des projets dans les cas courants, le béton est définie par une valeur de résistance a la compression a l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise notée « f_{c28} ».

$f_{c28}=25$ MPA.....CBA93 (Article 2.1.1.1)

Pour $j < 28$ jours, cette résistance est donnée par la relation suivantes :

- $f_{c28} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j}$ pour $f_{c28} \leq 40$ MPA ($j \leq 28$ jours).....CBA93 (Article A.2.1.1.1)
- $f_{c28} = \frac{j \times f_{c28}}{1.4 + 0.95 \times j}$ pour $f_{c28} > 40$ MPA ($j > 28$ jours).....CBA93 (Article A.2.1.1.1)

Avec :

f_{cj} : la résistance caractéristique a « j » jours.

f_{c28} : la résistance caractéristique a « 28 » jours.

Pour l'évaluation de la déformation, pour de grandes valeurs de j, on a : $f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$.

Pour l'étude de notre projet, on prendra $f_{c28} = 25 \text{MPa}$.

a.2) Résistance à la traction : la résistance caractéristique du béton a la traction a l'âge de j jours notée (f_{ij}) est conventionnellement définie par : $f_{ij} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28}$ avec : $f_{ij} \leq 60 \text{MPa}$.

Pour notre cas $f_{c28} = 25 \text{MPa}$ donc $f_{i28} = 2.1 \text{MPa}$.

b) Contrainte ultime de cisaillement (de béton) : dans le cas ou les armatures d'âme sont droites ou comportement a la fois des barres droites et des barres relevées, d'après le **BAEL91** on a :

$$\tau_{adm} = \min \left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right) \quad \text{pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right) \quad \text{pour la fissuration préjudiciable.}$$

c) Module déformation longitudinale du béton :

c.1) Déformation instantanées : sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure a 24heures on admet a défaut de mesure qu'a l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinales instantanée du béton « E_{ij} » est égale : $E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}}$.

Dans notre projet on a : $f_{c25} = 25 \text{MPa} \implies E_{ij} = 32164.2 \text{MPa}$.

c.2) Déformation différées : les déformations différées du béton comportent le retrait et le fluage, le module de déformation longitudinale différée E_{vj} est donnée par :

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}}.$$

Dans notre projet on a : $f_{c28} = 25 \text{MPa} \implies E_{ij} = 10818.9 \text{MPa}$.

d) Coefficient de poisson ν : est le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale **BAEL91 (Article A.1.1.3)** :

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

Il est pris égal :

$\nu = 0$ (ELU) pour le calcul des sollicitations.

$\nu = 0.2$ (ELS) pour le calcul des déformations.

e) Les contraintes limitent :

e.1) Etat limite ultime (ELU) : la contrainte ultime du béton en compression

$$\delta_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Article A.4.3.4)}$$

Avec γ_b : coefficient de sécurité pour le béton ; tel que :

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_b = 1.15 \text{ pour une situation accidentelle.} \\ \gamma_b = 1.5 \text{ pour une situation courantes.} \end{array} \right\}$$

θ : coefficient qui dépend de la durée « t » d'application de la combinaison d'action.

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \quad \text{Si } t > 24h \\ \theta = 0.9 \quad \text{Si } 1h \leq t < 24h \\ \theta = 0.85 \quad \text{Si } t < 1h \end{array} \right\}$$

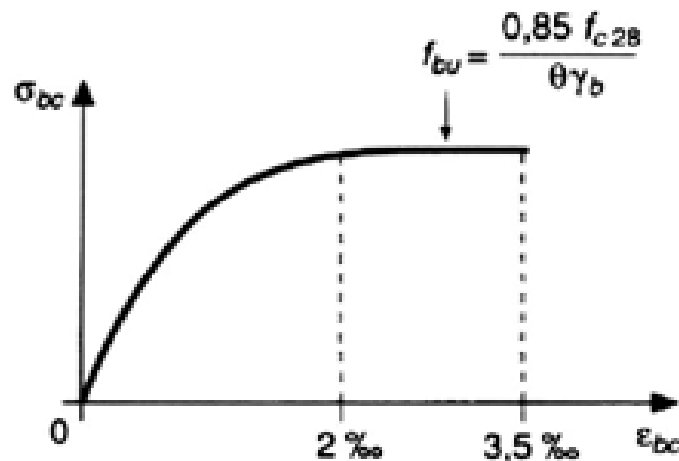


Figure I.2 : Diagramme des contraintes –déformation pour le béton.

e.2) Etat limite de service (ELS) : la contrainte du béton a l'ELS est donnée par : $\delta_{bc} = 0.6 f_{cj}$

Alors $\delta_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$

I.6.2.L'acier :

L'acier est fabriqué à partir du Fer dans des hauts fourneaux, c'est le carbone qui influe sur la qualité de l'acier. Les aciers sont destinés à équilibrer les efforts de traction et éventuellement de compression que le béton ne pourrait pas supporter seul.

a) Différents types d'aciers: Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

•Les ronds lisses (R.L):Les ronds lisses sont obtenus par laminage d'un acier doux. Comme leur nom l'indique, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, on utilise les nuances FeE215 et FeE235 et les diamètres normalisés 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32,40 et 50 mm.

- $f_e = 215 \text{Mpa}$ (contrainte à la limite élastique).

- $f_u = 330 \text{ à } 490 \text{Mpa}$ (contrainte à la limite de rupture).

- $f_e = 235 \text{Mpa}$.

- $f_u = 410 \text{ à } 490 \text{Mpa}$.

-Coefficient de fissuration: $\eta = 1$.

• **Les aciers à haute adhérence (H.A)** : Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présenter une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On a deux classes d'acier FeE400 de type 1 caractérisés par :

- Limite élastique: $f_e=400\text{Mpa}$.
- Contrainte admissible : $\sigma_s=348\text{Mpa}$.
- Coefficient de fissuration : $\eta=1.6$
- Coefficient de sécurité : $\gamma_s=1.15$
- Module d'élasticité : $E_s = 2.10^5 \text{ Mpa}$.

• **Treillis soudés** : Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

* TL50($\phi > 6\text{mm}$) ; $f_e=500\text{Mpa}$.

* TL52($\phi \leq 6\text{mm}$) ; $f_e=520\text{Mpa}$.

b) Diagramme Des Contraintes – Déformations (Acier):

Le diagramme contrainte (σ_s) déformation (ϵ_s) est conventionnellement défini comme suit:

.....CBA93 (article A.2.2.2).

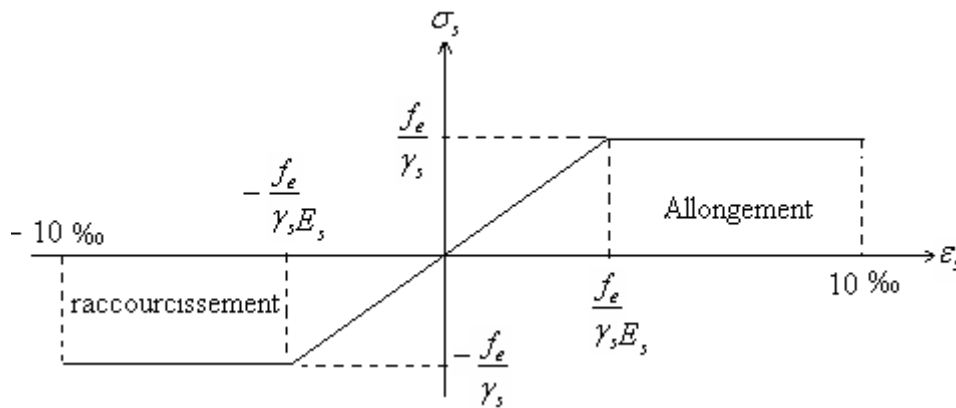


Figure I.3 : Diagramme contraintes-déformations de calcul

Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte de l'acier σ_s , lorsque l'on connaît sa déformation relative ϵ_s .

f_e : limite d'élasticité de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité ayant pour valeur: $\left. \begin{matrix} \gamma_s = 1 & \text{situation accidentelle (choc et séisme).} \\ \gamma_s = 1.15 & \text{situation durable ou transitoire.} \end{matrix} \right\}$

c) Contrainte limite des Aciers:

Etat limite ultime : la contrainte de l'acier est : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Etat limite de service : on distingue les cas suivants :

Cas où la fissuration est préjudiciable, la vérification à l'état limite ultime est suffisante. La contrainte est limitée à:

- $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) \dots \dots \dots \text{BAEL91 (article A.4.5.32)}$

f_{tj} : résistance à la traction du béton à l'âge de « j » jours.

Cas où fissuration très préjudiciable :

- $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{2} \times f_e; 90\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Article A.4.5.32)}$

η : Coefficient de fissuration avec :

- $\left\{ \begin{array}{ll} \eta = 1 & \text{pour les ronds lisses, treilles soudés.} \\ \eta = 1.6 & \text{pour les hautes adhérences } \phi \geq 6\text{mm.} \end{array} \right\}$

I.7. Les actions :

I.7.1 : Les différents types d'actions :

a) Les actions permanentes (G) : Les actions permanentes dont la variation dans le temps est négligeable ; elles comprennent :

- Le poids propre de la structure.
- Le poids des cloisons, revêtements, superstructures fixes.
- Le poids et poussées des terres ou les pressions des liquides.
- Les déformations imposées à la structure.

b) Les actions variables (Q) : Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- Les charges d'exploitations.
- Les charges climatiques (neige et vent).
- Les effets thermiques.

c) Les actions accidentelles (FA) : Ce sont celles provenant de phénomène qui se produisant rarement dont la durée est très courte par rapport à la durée de vie de l'ouvrage, on peut citer :

- Les chocs.
- Les séismes.
- Les explosions
- Les feux.

I.8. Combinaison de charge :

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions définies ci-après :

- Les combinaisons de calcul à l'état limite ultime de résistance « E.L.U.R » sont:

1. Pour les situations durables : $P1 = 1,35 G + 1,5 Q$.

2. Pour les situations accidentelles « séisme, choc... »

$P2 = G + Q \pm E$.

$P3 = G + Q \pm 1,2 E$.

$P4 = 0,8 G \pm E$.

- Les combinaisons de calcul à l'état limite service de résistance $P5 = G + Q$.

Avec :

- G : Sollicitations dues aux charges permanentes.
- Q : Sollicitations dues aux charges d'exploitations.
- E : Sollicitations dues à l'action du séisme.

I.9.Méthode de calcul :

I.9.1.Etat limite ultime ELU:

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son déplacement va entraîner la ruine de l'ouvrage.

Etat limite de l'équilibre statique.

Etat limite de résistance de l'un des matériaux.

Etat limite de stabilité de forme : flambement.

I.9.1.Etat limite de service ELS:

La condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son déplacement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

Etat limite d'ouverture des fissures.

Etat limite de déformation : flèche maximale.

Etat limite de compression du béton.

I.10.Conclusion :

Notre structure est un bâtiment en R+8, qui sera réalisé en béton armé avec les caractéristiques suivantes :

Béton :

- **$f_{c28}=25$ MPA**
- **$f_{t28}=2.1$ MPA**
- **$E_{vj}=32.000$ MPA.**
- **$E_{ij}= 10818.9$ MPA**
- **$\delta_{bc} = 15$ MPA**

Acier :

- Les ronds lisses (R.L):de nuances **FeE215** et **FeE235**
- Les aciers à haute adhérence (H.A) : classe d'acier **FeE400**
- Treillis soudés : **$f_e=500$ Mpa.** Et **$f_e=520$ Mpa.**

Chapitre II

Prédimensionnement des éléments

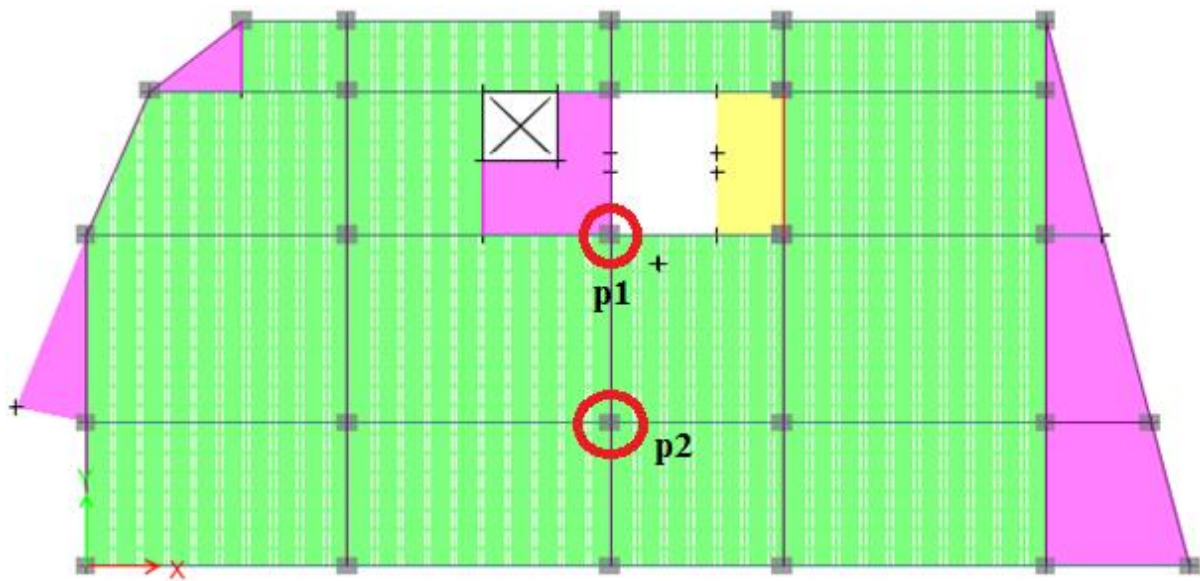
II.1. Introduction :

Le pré-dimensionnement a pour but de déterminer les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensionnements sont choisis selon les préconisations du **RPA99 Version2003**, **CBA 93**, **BAEL 91**, Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après les vérifications dans la phase de calcul.

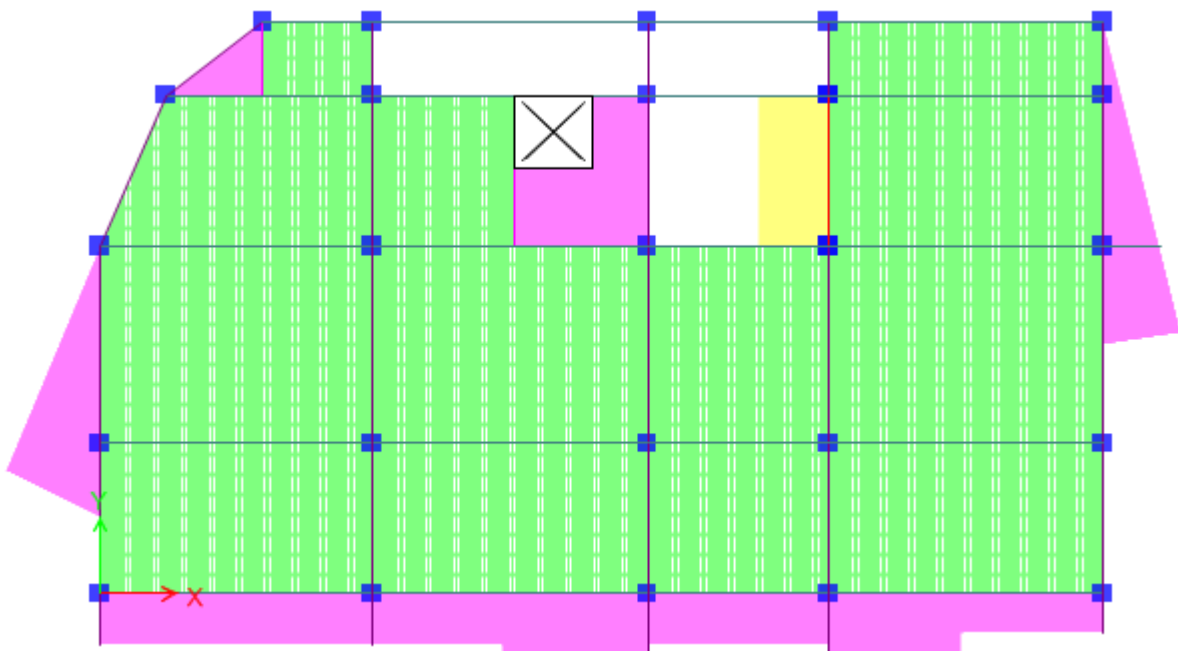
II.2. Etude des planchers :

Nous avons opté pour des planchers en corps creux en polystyrène pour diminuer la charge de la structure.

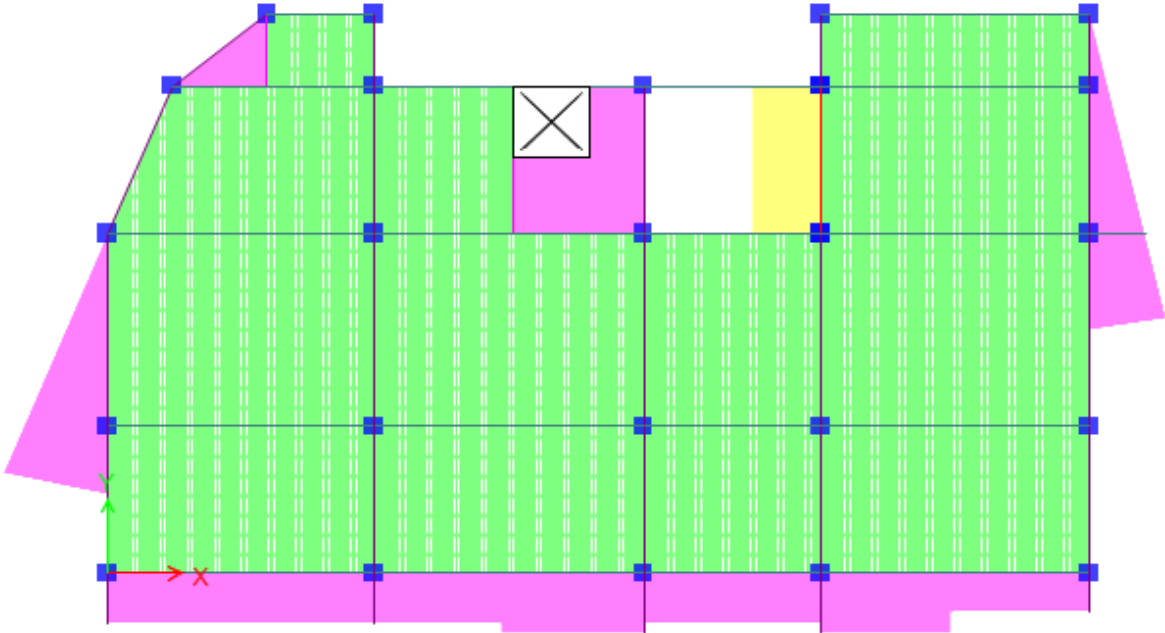
La disposition des poutrelles est comme suite :



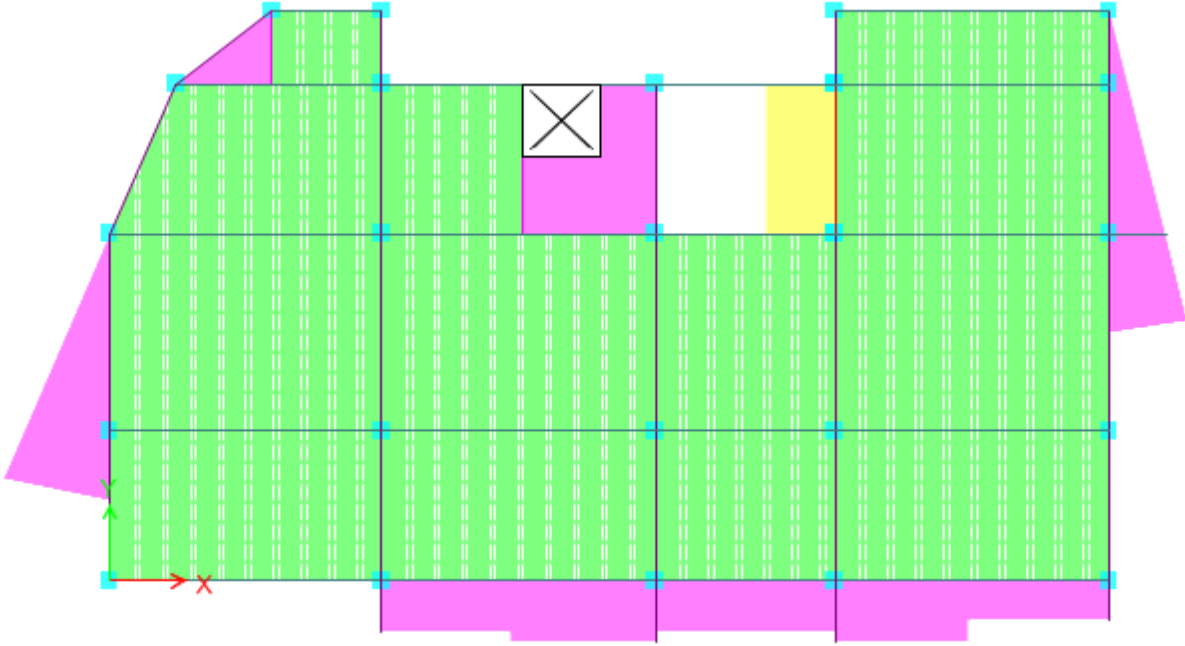
RDC



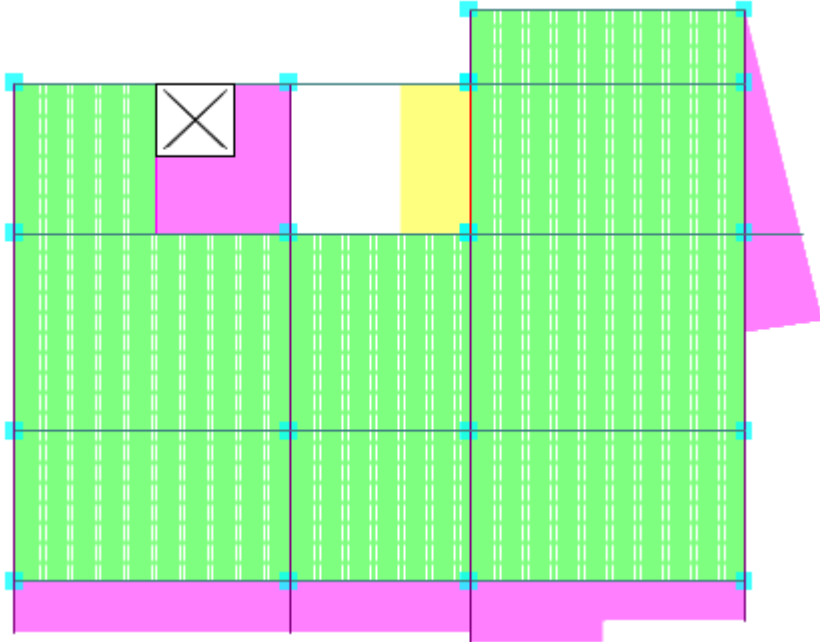
1^{er} étage



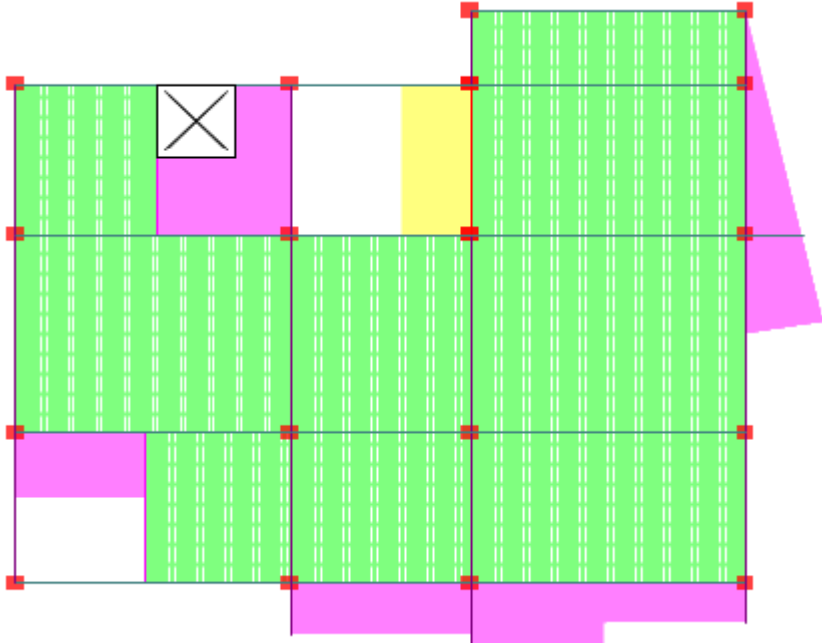
2^{eme}, 3^{eme} et 4^{eme} étage



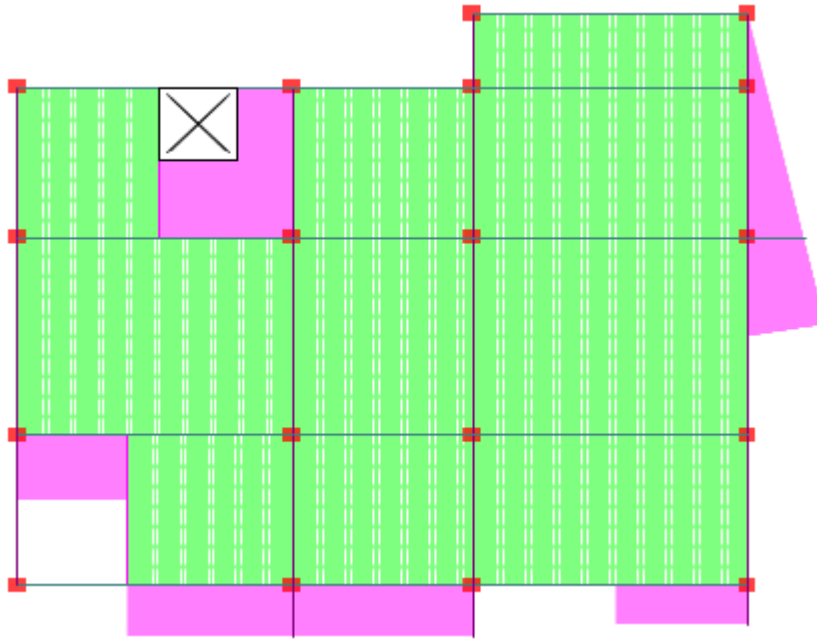
5^{eme} étage



6^{eme} étage



7^{eme} étage



8^{eme} étage

Figure II.1: Plans de disposition des poutrelles aux différents niveaux.

II.2.1. Plancher à corps creux : il est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- Dalle de compression.
- Treillis soudé.

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur h_t tel que :

$$h_t = h_{cc} + h_{dc}.$$

Avec : h_{cc} et h_{dc} hauteur du corps creux et dalle de compression respectivement.

En vérifiant la condition suivante d'après le **CBA 93 (Art B.6.8.4.2.4)**.

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}.$$

Avec :

- L_{max} : Travée maximale entre nu d'appuis des poutres dans le sens de disposition des poutrelles.
- h_t : Hauteur totale du plancher.

$$L_{max} = 520 - 60 = 460cm \longrightarrow h_t \geq \frac{460}{22.5} = 20.44cm.$$

On adoptera donc des planchers de type corps creux en polystyrène avec (20+5) cm d'épaisseur.

Avec :

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

$h_{dc} = 5cm$: Hauteur de la table de compression.

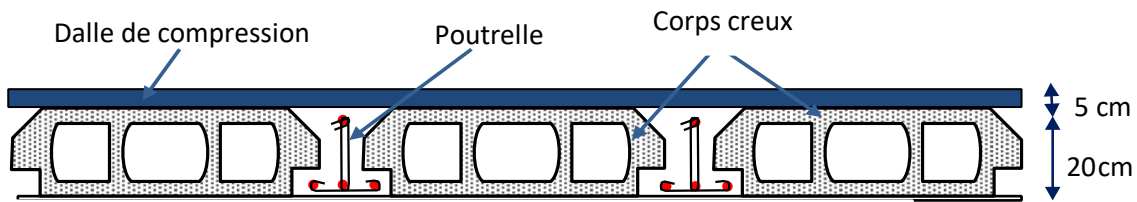


Figure II.2 : Coupe transversale d'un plancher corps creux.

Poutrelles :

Ce sont des éléments en béton armé préfabriqués ou coulés sur place destinés à transmettre les charges verticaux aux poutres. Les poutrelles se calculent comme une section en T. La largeur de la dalle de compression à prendre est définie par : (schéma de la disposition des poutrelles)

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right) \dots\dots\dots \text{CBA93 (art A.4.1.3).}$$

Avec $b_0 = (0.4 \text{ a } 0.6)h_t = (0.1 \text{ a } 0.15)m$.

On adopte : **b0 = 12cm**

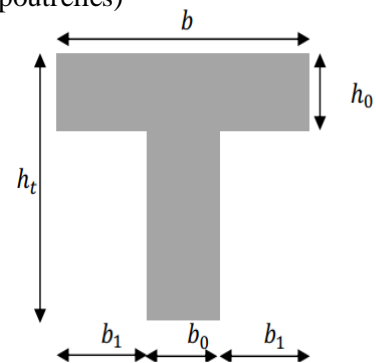


Figure. II.3 : coupe transversale d'une poutrelle.

l_x : Distance entre nus de deux poutrelles ($l_x = 65-12=53cm$).

l_y : Distance minimale entre nus d'appuis de deux poutre principale ($l_y = 450-30=420 cm$).

b: Largeur de la table de compression.

$h_0=5cm$ épaisseur de la dalle de compression.

$H=H_{CC}+H_{DC}=25 cm$ hauteur totale de la poutrelle.

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{53}{2}; \frac{420}{10}\right) \longrightarrow b \leq 2 \times \min(26.5; 42) + 12 \quad \text{Ce qui donne } b \leq 65cm.$$

On prend **b=65cm**.

II.2.2. Les planchers en dalle pleines :

L'épaisseur de la dalle est déterminée en fonction de sa portée et des conditions suivantes :

a. Critère de résistance à la flexion :

- $e \geq \frac{l_x}{20}$ pour une dalle sur un seul ou deux appuis. **(CBA93)**

$-\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$ pour une dalle sur 3 ou 4 appuis avec $\rho \geq 0.4$.

$-\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$ pour une dalle sur 4 appuis avec $\rho < 0.4$.

b. Critère de coupe de feu :

- $e \geq 7cm$ 1h de coupe-feu. **(CBA93)**

- $e \geq 11cm$ 2h de coupe-feu.

- $e \geq 14cm$ 3h de coupe-feu.

c. Critère d’isolation phonique :

- $e \geq 14$ cm..... (CBA).

Dans notre bâtiment, nous avons plusieurs types de dalles avec les dimensions suivantes et leur emplacement (Voir figure II.1)

Tableau II.1 : Différents types de dalles pleines et leurs dimensions.

Type	Epaisseur (cm)	ρ
DP₁ (1 seul appui)	$e \geq 10.9$	$\rho < 0.4$
DP₂ (2 appuis)	$7.29 \leq e \leq 8.5$	$\rho < 0.4$
	$3.33 \leq e \leq 3.75$	$\rho > 0.4$
DP₃ (3 appuis)	$3.43 \leq e \leq 4$	$\rho < 0.4$
	$4 \leq e \leq 4.67$	$\rho < 0.4$
	$3.34 \leq e \leq 4$	$\rho < 0.4$
	$4 \leq e \leq 4.67$	$\rho > 0.4$
	$8.85 \leq e \leq 10.33$	$\rho < 0.4$
DP₄ (4 appuis)	$7.29 \leq e \leq 8.5$	$\rho > 0.4$
	$4.86 \leq e \leq 5.67$	$\rho < 0.4$

On voit bien que pour l’ensemble des dalles pleines, c’est le critère de coupe-feu qui est déterminant. D’où on opte pour une épaisseur: **e=15cm**.

II.3. Pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton avec des armatures en acier, qui reprennent les charges et surcharges des planchers et les transmettent aux poteaux.

Ce chargement agissant sur les poutres du plancher sont essentiellement des charges verticales (poids propre, et surcharges d’exploitation). On distingue deux types ; poutres principales et poutres secondaires.

- **Les poutres principales (P.P) :**

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

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \dots\dots\dots \text{(BAEL91/99)}$$

L_{max} : Portée maximale entre nus d’appuis.

$$\frac{640}{15} \leq h \leq \frac{640}{10} \longrightarrow 42.67 \leq h \leq 64$$

On prend : **h= 45 cm et b=30 cm**.

Vérification des conditions du RPA 99 (version 2003, ART/7.5.1) :

$b \geq 20$ cm.....vérifiée.

$h \geq 30$ cmvérifiée.

$\frac{h}{b} \leq 4$ cmvérifiée.

On adopte pour une section rectangulaire $(30 \times 45) \text{cm}^2$.

• **Les poutres secondaires (P.S) :**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \dots\dots\dots \text{BAEL91/99.}$$

L_{\max} : Longueur maximale de la poutrelle entre nus d'appuis.

$$\frac{460}{15} \leq h \leq \frac{460}{10} \longrightarrow 30.67 \leq h \leq 46$$

On prend : $h=35\text{cm}$ et $b=30\text{cm}$.

Vérification des conditions du RPA 99 (version 2003, ART/7.5.1) :

$b \geq 20 \text{ cm}$vérifiée.

$h \geq 30\text{cm}$ vérifiée.

$\frac{h}{b} \leq 4\text{cm}$ vérifiée.

On adopte pour une section rectangulaire $(30 \times 35) \text{cm}^2$.

• **Poutres de chainages :**

Les chainages horizontaux doivent régner sur toute l'épaisseur du mur (épaisseur totale du mur s'il s'agit d'un mur à double paroi).

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \dots\dots\dots (\text{BAEL91/99})$$

Avec : $L_{\max} = 350\text{cm}$

$$\frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10} \longrightarrow 23.33 \leq h \leq 35.$$

Soit : $h = 35 \text{ cm}$ et $b = 30\text{cm}$.

On adopte pour une section rectangulaire $(30 \times 35) \text{cm}^2$.

II.4. Pré-dimensionnement des voiles :

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à l'Article 7.7.1. Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition $L_{\min} \geq 4e$. L'épaisseur du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et de la rigidité aux extrémités. L'épaisseur minimale est de **15 cm**.

. Avec : $e \geq \max[\frac{h_e}{20}; 15\text{cm}] \dots\dots\dots (\text{RPA99/2003Artc7.7.1})$

L : Longueur du voile.

a : épaisseur de voile.

h_e : La hauteur libre d'étage.

Pour RDC : $H_e=3.23\text{m} \longrightarrow e \geq \frac{323-45}{20} = 13.9\text{cm}.$

Pour E.C : $H_e=2.89\text{m} \longrightarrow e \geq \frac{289-45}{20} = 12.2\text{cm}.$

On prend $e=15\text{cm}$.

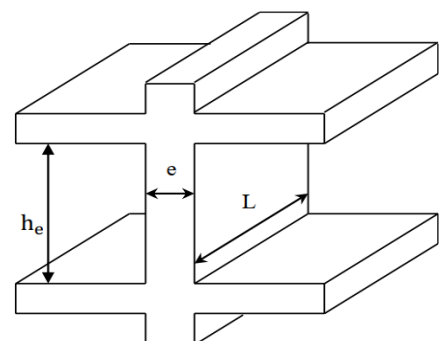


Figure II.4 : coupe transversale d'un voile.

Langueur des voiles : $L_{\min} \geq 4 \times 15 = 60\text{cm}$ pour tous les étages.

II.5. Pré-dimensionnement des escaliers :

C'est un ouvrage qui permet de passer d'un niveau à l'autre d'une construction. Notre structure est munie d'un seul type d'escalier desservant la totalité les niveaux, il s'agit d'un escalier droit avec deux volées.

g : giron.

h : hauteur de la paillasse.

H : hauteur de la volée.

L : longueur de la volée projetée.

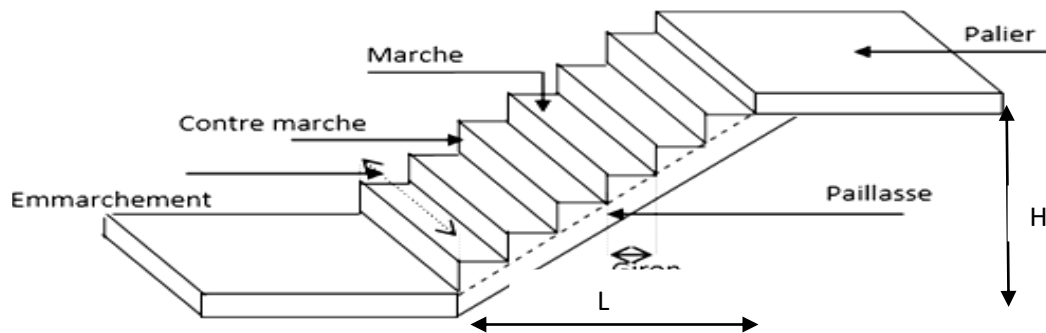


Figure II.5 : schéma d'escalier en trois dimensions.

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

- l'inclinaison de la paillasse par rapport à l'horizontale [20% ; 40%].
- la hauteur h des contre marches se situe entre 14 et 18 cm.
- la largeur g se situe entre 25 et 32cm.
- la formule empirique de BLONDEL $60 \leq 2h + g \leq 65\text{cm}$.

La limite inférieure (59) correspond à des escaliers courant d'appartement et la limite supérieure (66) correspond à des locaux publics.

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

n : nombre de contre marche.

$n-1$: nombre de marche.

Généralement $h=17\text{cm}$ et $g=30\text{cm}$.

Si on pose $h=17$ et $g=30 \longrightarrow 2h+g=64\text{cm}$, on remplace h et g par leur fonction de n :

$$\frac{2H}{n} + \frac{L}{n-1} = 64 \longrightarrow 2H(n-1) + Ln = 64n(n-1). \text{ On aboutira à la formule suivante :}$$

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

Il saura détailler dans le tableau qui suit :

Tableau II.2 : les différents schémas de l'escalier.

Étage	Schéma statique de la 1 ^{er} volée
RDC au 8 ^{er} étage	

- Le calcul se fera pour escalier du RDC avec 3.23 m d'hauteur:

Calcul du nombre de marche et de contre marche :

D'après le schéma statique du type1 nous avons : H=161.5cm et L=240cm.

$$64n^2 - (64 + 2 \times 161.5 + 240)n + 2 \times 161.5 = 0$$

Après résolution on a: n= 9.25.

On opte pour un nombre de contre marche : **n=10 contre marche.**

n-1=9 marche.

-Calcul du giron et la hauteur d'une contre marche :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{161.5}{10} = 16.15 \text{ cm alors on prend } h = 17 \text{ cm.}$$

$$g = \frac{L_0}{n} = \frac{240}{9} = 26.67 \text{ cm alors on prend } g = 30 \text{ cm.}$$

-Inclinaison de la paillasse : $\tan \alpha = \frac{161.5}{240} \rightarrow \alpha = 33.94^\circ$

Epaisseur de la paillasse :

L'épaisseur e est donnée par la condition suivante :

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

Avec : L' : est la longueur développée entre appuis : $L' = L_v + L_p$

L_v : La longueur de volée.

L_p : La longueur de palier.

$$\cos \alpha = \frac{L}{L_v} \longrightarrow L_v = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2.40}{\cos(33.94)} = 2.893 \text{ m.}$$

$$L' = 2.893 + 1.6 = 4.493 \text{ m}$$

$$\frac{4.493}{30} \leq e_p \leq \frac{4.493}{20} \quad 14.977 \leq e_p \leq 22.465 .$$

On prend pour la volée : **e=15 cm.**

- Pour l'étage courant de hauteur 2.89m :

Pour la 1^{er} volée :

-calcul du nombre de marche et de contre marche :

On a : $L_v = 2.4 \text{ m}$ et $H = 1.45 \text{ m}$.

Après résolution on a: $n= 8.76$.

On opte pour un nombre de contre marche : **$n=9$ contre marche.**

$n-1=8$ marche.

-Calcul du giron et la hauteur d'une contre marche :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{145}{9} = 16.11 \text{ cm alors on prend } \mathbf{h=17 \text{ cm.}}$$

$$g = \frac{L_0}{n} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm alors on prend } \mathbf{g= 30 \text{ cm.}}$$

$$\text{-Inclinaison de la paillasse : } \tan \alpha = \frac{145}{240} \rightarrow \mathbf{\alpha=31.14^\circ}$$

Epaisseur de la paillasse :

$$L_V = \frac{2.40}{\cos(31.14)} = 2.80 \text{ m .}$$

$$L' = 2.80 + 1.6 = 4.4 \text{ m.}$$

$$\frac{440}{30} \leq e_p \leq \frac{440}{20} \quad \mathbf{14.67 \leq e_p \leq 22.}$$

On prend pour la volée : **$e=15 \text{ cm.}$**

II.6. Pré-dimensionnement de l'acrotère :

L'acrotère est un élément réalisé en béton armé, encastré au niveau de plancher terrasse.

Son Rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales. il sert aussi à l'accrochage des matériaux de travaux d'entretien des bâtiments. L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumis à son poids propre (G), et à une surcharge horizontale due à la main courante (Q) et à une force horizontale due au séisme (F_p). ses dimensions sont mentionnées dans les plans d'architecture.

Pour la terrasse inaccessible on prend **$H=60 \text{ cm.}$**

Pour la terrasse inaccessible de la cage d'ascenseur on prend **$H=50 \text{ cm}$**

Évaluation des charges :

$$\text{-Surface de l'acrotère est } S = (0.6 \times .1) + (0.1 \times 0.07) + \frac{0.03 \times 0.1}{2} = 0.0685 \text{ m}^2.$$

$$\text{- Le volume par mètre linéaire est } V = 0.0685 \text{ m}^2 \times 1 \text{ m} = 0.0685 \text{ m}^3.$$

$$\text{- Enduit de ciment } G = H \times \gamma_{\text{mortier}} \times e_{\text{mortier}} = 0.6 \times 18 \times 0.02 = 0.216 \text{ KN/ml.}$$

- Le poids propre de l'acrotère est :

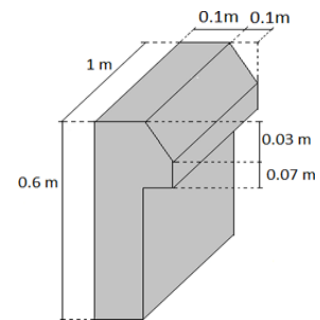
Figure II.6 : L'acrotère

$$G = (0.0685 \times 25 \times 1) + 0.216 = 1.7125 + 0.216 = 1.928 \text{ KN/m .}$$

Charge d'entretien : **$Q=1 \text{ KN.}$**

II.7. Pré- dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS en compression simple, en considérant un effort N qui sera appliqué sur la section du poteau le plus sollicité. Cette section transversale est donnée par la relation suivante :



$$S \geq \frac{N}{\delta_{bc}} \quad \text{Avec} \quad N=G+Q \quad \delta_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15MPa$$

N : effort normal de compression repris par le poteau.

S : section transversale du poteau.

G : charge permanente. Q : charge d'exploitation.

δ_{bc} : Contrainte limite de service du béton en compression.

Critère du RPA99/v.2003 :

En zone II_a on doit vérifier les conditions suivantes :

-min(b, h) ≥ 25cm.....1

-min(b, h) ≥ $\frac{h_e}{20}$2

$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$3

Avec : h_e est la hauteur libre d'étage $h_e = h_t - h_{poutre}$.

$h_e = 2.44m$ pour le 1^{er} au 8^{eme} étage.

$h_e = 2.78m$ pour RDC.

On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

Tableau II.3 : Dimensions préliminaires

Etage	Section (cm ²)	Hauteur (m ²)	Poids(KN)
RDC	45 × 50	3.23	18.169
1 ^{er} et 2 ^{eme}	45 × 45	2.89	14.631
3 ^{eme} et 4 ^{eme}	40 × 45	2.89	13.005
5 ^{eme} et 6 ^{eme}	40 × 40	2.89	11.56
7 ^{eme} et 8 ^{eme}	35 × 40	2.89	10.115
La cage d'ascenseur	35 × 35	2.5	7.656

II.8.Evaluation des charges et des surcharges :

Tableau II.4 : Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible à corps creux en polystyrène :

N°	Description	e(m)	γ (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	0.05	20	1
2	Etanchéité multiple	0.02	6	0.12
3	Forme de pente	0.1	22	2.2
4	Isolation thermique	0.4	4	0.16
5	Plancher a corps creux en polystyrène (20+5) cm	0.25	/	1.85
6	Placoplatre	0.02	10	0.2
Charge permanente G ($\frac{KN}{m^2}$)		5.53		

Charge d'exploitation $Q \left(\frac{KN}{m^2} \right)$	1
---	---

Tableau II.5 : Evaluation des charges de plancher terrasse accessible à corps creux en polystyrène :

N°	Description	e(m)	γ (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage scelles y compris la couche de mortier de pose de 2cm	0.01	/	0.6
2	Lit de sable	0.02	18	0.36
3	Forme de pente	0.1	22	2.2
4	Planche à corps creux en polystyrène (20+5) cm	0.25	/	1.85
5	Placoplatre	0.02	10	0.2
Charge permanente $G \left(\frac{KN}{m^2} \right)$		5.21		
Charge d'exploitation $Q \left(\frac{KN}{m^2} \right)$		1		

Tableau II.6.Évaluation de charges de plancher étage courant à corps creux en polystyrène

N°	Description	e(m)	γ (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Cloison léger	0.01	10	0.1
2	Carrelage scelles y compris la couche de mortier de pose de 2cm	0.01	60	0.6
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher a corps creux en polystyrène (20+5) cm	0.25	/	1.85
5	Placoplatre	0.02	10	0.2
Charge permanente $G \left(\frac{KN}{m^2} \right)$		3.11		
Charge d'exploitation $Q \left(\frac{KN}{m^2} \right)$		1.5		

Tableau II.7. Evaluation de charge de plancher terrasse inaccessible en dalle pleine.

N°	Description	e(m)	γ (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	0.05	20	1
2	Étanchéité multiple	0.02	6	0.12
3	Forme de pente	0.1	22	2.2
4	Isolation thermique	0.04	4	0.16
5	Dalle plein	0.12	25	3

6	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente $G(\frac{KN}{m^2})$		6.68		
Charge d'exploitation $Q(\frac{KN}{m^2})$		1.5		

Tableau II.8. Evaluation de charge de plancher terrasse accessible en dalle pleine.

N°	Description	e(m)	γ (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage scelles y compris la couche de mortier de pose de 2cm	0.01	/	0.6
2	Lit de sable	0.02	18	0.36
3	Forme de pente	0.1	22	2.2
4	Dalle plein	0.12	25	3
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente $G(\frac{KN}{m^2})$		6.36		
Charge d'exploitation $Q(\frac{KN}{m^2})$		1.5		

Tableau II.9.Évaluation de charges de plancher étage courant en dalle plein.

N°	Description	e(m)	γ (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage scelles y compris la couche de mortier de pose de 2cm	0.01	/	0.6
2	Lit de sable	0.02	18	0.36
3	Murs intérieur	0.1	10	0.1
4	Dalle plein	0.12	25	3
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente $G(\frac{KN}{m^2})$		4.26		
Charge d'exploitation $Q(\frac{KN}{m^2})$		1.5		

Tableau II.10.Evaluation des charges de balcon :

N°	Description	e(m)	γ (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage scelles y compris la couche de mortier de pose de 2cm	0.01	/	0.6
2	Lit de sable	0.02	18	0.36

3	Dalle plein	0.12	25	3
4	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente $G(\frac{KN}{m^2})$		4.16		
Charge d'exploitation $Q(\frac{KN}{m^2})$		3.5		

Tableau II.11 : Evaluation des charges Évaluation des charges sur la volée.

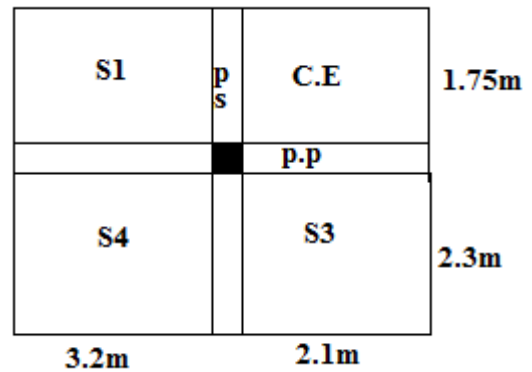
N°	Description	e(m)	γ (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)	
				Habitation	parking
1	Carrelage scelles y compris la couche de mortier de pose de 2cm	0.01	20	0.2	0.2
		$0.01 \times \frac{0.17}{0.3}$		0.0056	0.0056
2	marche	$\frac{h}{b} = \frac{0.17}{2}$	22	1.87	1.87
3	Dalle plein	$\frac{0.15}{\cos(\alpha)}$	25	4.38	4.52
4	Enduit plâtre	$\frac{0.02}{\cos(\alpha)}$	10	0.32	0.33
5	Garde de corps	/	/	0.2	0.2
Charge permanente $G(\frac{KN}{m^2})$				6.976	7.126
Charge d'exploitation $Q(\frac{KN}{m^2})$				2.5	2.5

Tableau II.12 : Évaluation des charges sur le palier.

N°	Description	e(m)	γ (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage scelles y compris la couche de mortier de pose de 2cm	0.01	60	0.6
2	Lit de sable	0.02	18	0.36
3	Dalle plein	0.15	25	3.75
4	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente $G(\frac{KN}{m^2})$		4.91		
Charge d'exploitation $Q(\frac{KN}{m^2})$		2.5		

Tableau II.13 : Évaluation des charges des murs extérieurs.

N°	Description	e(m)	γ (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit extérieur en ciment	0.015	18	0.27



2	Brique creuse	0.15	/	1.3
3	L'âme d'air	0.05	/	/
4	Brique creuse	0.1	/	0.9
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente $G \left(\frac{KN}{m^2}\right)$		2.67		

Tableau II.14 : Évaluation des charges des murs intérieurs.

N°	Description	e(m)	γ (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
2	Brique creuse	0.1	/	0.9
3	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente $G \left(\frac{KN}{m^2}\right)$		1.3		

II.9.La descente de charge :

- **Loi de dégression :**

comme il est rare que toutes les surcharge agissant simultanément sur les planchers des bâtiments multi étage a usage d'habitation, on leur applique la loi dégression, cette loi consiste a réduire la surcharge de chaque étage de **10%** par étage jusqu'à **0.5Q** sauf pour le dernier et avant dernier niveau. Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est **05**, ce qui est le cas du bâtiment étudié.

Niveau 10 : Q_0 .

Niveau 09 : Q_0+Q_1 .

Niveau 08 : $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$.

Niveau 07 : $Q_0+0.9 (Q_1+Q_2+Q_3)$.

Niveau 06 : $Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$.

Remarque : à partir de $n>5$ la loi de dégression des charges devient :

$$Q_0 + \frac{3-n}{2 \times n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n) .$$

Avec n : numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment

Niveau 05 : $Q_0+0.8 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$.

Niveau 04 : $Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$.

Niveau 03 : $Q_0+0.714 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$.

Niveau 02 : $Q_0+0.687 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$.

Niveau 01 : $Q_0+0.667 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)$.

Décence de charge pour le poteau P1 :

-calcul de la surface afférente :

-terrasse de la cage d'ascenseur :

$$S_{\text{afférente}} = 1.75 \times 1.55$$

$$S_{\text{afférente}}^G = 2.71\text{m}^2 .$$

$$S_{\text{afférente}}^Q = S_{\text{afférente}}^G + b \times L_p = 2.71 + 0.3(1.75 + 1.55) = 3.7\text{m}^2 .$$

-terrasse inaccessible :

$$S_1^{Dp} = 1.75 \times 3.2 = 5.6\text{m}^2 .$$

$$S_{\text{aff.s1}}^Q = 5.6 + 0.3(3.2 + 1.75) = 7.09\text{m}^2 .$$

$$S_2^{CC} = 2.1 \times 1.75 = 3.675\text{m}^2 .$$

$$S_3^{CC} = 2.3 \times 2.1 = 4.83\text{m}^2 .$$

$$S_4^{CC} = 2.3 \times 3.2 = 7.36\text{m}^2 .$$

$$S_{\text{aff}}^{CC} = 3.675 + 4.83 + 7.36 = 15.865\text{m}^2 .$$

$$S_{\text{aff.s2}}^Q = 15.865 + 0.3(3.2 + 2.1 + 2.3 + 1.75) = 18.67\text{m}^2 .$$

-Etage courant :

$$S_1^{Dp} = 3.2 \times 1.75 = 5.6\text{m}^2 .$$

$$S_{\text{aff.s1}}^Q = 5.6 + 0.3(1.75 + 3.2) = 7.09\text{m}^2 .$$

Calcul de la surface de l'escalier(S₂).

Palier :

$$S_2^{\text{palier}} = 0.2 \times 1.75 = 0.35\text{m}^2 .$$

$$S_{\text{aff.s2}}^{\text{pal}^Q} = 0.35 + 0.3(1.75 + 0.2) = 0.935\text{m}^2 .$$

Volée :

$$S_2^{\text{volée}} = 1.75 \times 1.9 = 3.325\text{m}^2 .$$

$$S_{\text{aff.s2}}^{\text{volée}^Q} = 3.325 + 0.3(1.75 + 1.9) = 4.42\text{m}^2 .$$

$$S_{\text{aff.s2}}^{\text{escalier}} = 0.935 + 3.325 = 4.26\text{m}^2 .$$

$$S_3^{CC} = 2.3 \times 2.1 = 4.83\text{m}^2 .$$

$$S_4^{CC} = 2.3 \times 3.2 = 7.36\text{m}^2 .$$

Figure .II.7 : la surface afférente de la terrasse inaccessible

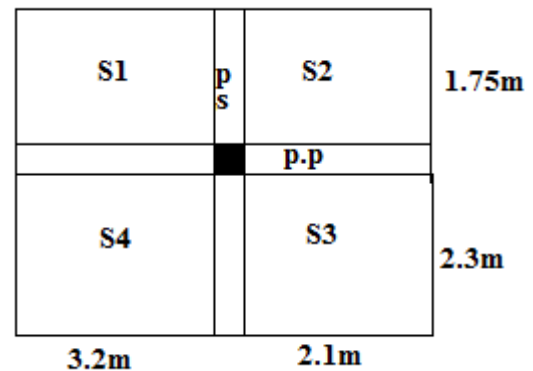


Figure .II.8 : la surface afférente d'étage courant

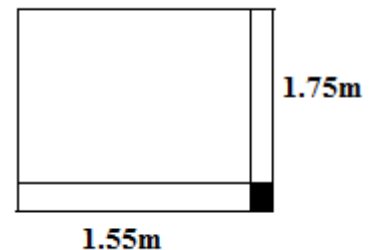


Figure .II.9 : la surface afférente de la cage d'ascenseur

$$S_{aff}^{cc} = 4.83 + 7.36 = 12.19 \text{ m}^2.$$

$$S_{aff,s2}^Q = 12.19 + 0.3(3.2 + 2.1 + 2.3) = 14.47 \text{ m}^2.$$

Surface des murs extérieurs (double cloison) :

Hauteur des murs :

Pour terrasse inaccessible (cage d'ascenseur) :

Sous la poutre principale : $h_{pp} = 250 - 45 = 205 \text{ cm}$.

Pour R+8 :

Sous la poutre principale : $h_{pp} = 289 - 45 = 244 \text{ cm}$.

Sous la poutre secondaire : $h_{sp} = 289 - 35 = 254 \text{ cm}$.

Sous le plancher : $h_{plancher} = 289 - 25 = 264 \text{ cm}$.

Pour RDC :

Sous la poutre principale : $h_{pp} = 323 - 45 = 278 \text{ cm}$.

Sous la poutre secondaire : $h_{ps} = 323 - 35 = 288 \text{ cm}$.

Sous le plancher : $h_{plancher} = 323 - 25 = 298 \text{ cm}$.

La surface des murs : $G_{mur} = 2.67 \text{ (KN/m}^2\text{)}$.

Tableau II.15 : poids propre des doubles cloisons.

Etage	Sous PP (m ²)	Sous PS (m ²)	G (KN)
Terrasse inaccessible	$2.1 \times 2.05 = 4.305 \text{ m}^2$	/	11.49
1-8	$2.1 \times 2.44 = 5.124 \text{ m}^2$	/	13.68
RDC	$2.1 \times 2.78 = 5.84 \text{ m}^2$	$2.3 \times 2.88 = 6.62 \text{ m}^2$	33.27

Surface des murs simple cloison : $G_{mur} = 1.3 \text{ (KN/m}^2\text{)}$.

Tableau II.16 : poids propre des cloisons simples.

Etage	Sous PP (m ²)	Sous PS (m ²)	G (KN)
1 jusqu'à 8eme étage	$2.1 \times 2.44 = 5.124 \text{ m}^2$	/	6.66

Poids des poutres:

Pour la terrasse cage d'ascenseur :

Tableau II.17 : poids des poutres de la cage d'ascenseur.

Poutre	Longueur (m)	Section (m ²)	γ (KN/m)	b(m)	Surcharge (KN/m ²)	G(KN)
PP	1.55	0.3×0.45	25	0.3	1	5.231
PS	1.75	0.3×0.35				4.594

Pour tout les étages :

Tableau II.18 : poids des poutres des EC.

	Longueur(m)	Section	γ	b(m)	Surcharge	G(KN)
--	-------------	---------	----------	------	-----------	-------

		(m ²)	(KN/m)		(KN/m ²)	
PP	5.3	0.3×0.45	25	0.3	1	17.888
PS	4.05	0.3×0.35				10.631

Poids des plancher:

$$P_G = S_{\text{aff}G} \times G \quad P_Q = S_{\text{aff}Q} \times Q.$$

Terrasse cage d'ascenseur:

Tableau II.19 : poids de la terrasse de la cage d'ascenseur.

	S _{aff} ^G (m ²)	S _{aff} ^Q (m ²)	Poids (KN/m ²)	Surcharge (KN/m ²)	P _G (KN)	P _Q (KN)
Terrasse cage d'ascenseur	2.71	3.7	6.68	1	18.103	3.7

Terrasse inaccessible :

Tableau II.20 : poids de la TI.

	S _{aff} ^G (m ²)	S _{aff} ^Q (m ²)	Poids (KN/m ²)	Surcharge (KN/m ²)	P _G (KN)	P _Q (KN)
TI (cc)	15.865	18.665	5.53	1	87.706	18.665
TI (dp)	5.6	7.09	6.68	1	47.361	7.09
					G=135.067	Q=25.75

Etage courant :

Tableau II.21 : poids des EC.

	S _{aff} ^G (m ²)	S _{aff} ^Q (m ²)	Poids (KN/m ²)	Surcharge (KN/m ²)	P _G (KN)	P _Q (KN)
Plancher (cc)	12.19	14.47	3.11	1.5	37.910	21.105
Plancher (dp)	5.6	7.09	4.26	1.5	23.856	10.635
Volée(RDC)	3.675	4.83	7.126	2.5	26.188	12.075
Volée (Hab)	3.675	4.83	6.976	2.5	25.637	12.075
				habitation	87.403	43.815
				RDC	87.954	

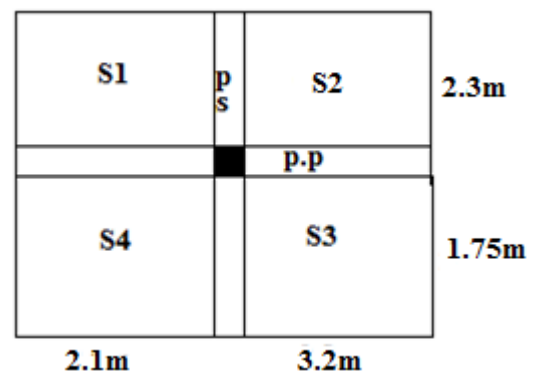
D'après les différentes charges des différents types des éléments de la structure le tableau suivant nous donne les résultats de la descente de charge sur le poteau P1:

Tableau II.22. Evaluation de la descente de charge de poteau P1.

Niveau	Elément	G(KN)	Q(KN)
--------	---------	-------	-------

LA Cage d'ascenseur (N₁₀)	-TI.	18.103	3.7
	-poutre.	9.82	
	-poteau35*35.	7.656	
	-acrotère.	1.928	
	Total	37.507	3.7
TI (N₉)	-venant de N₁₀.	37.507	25.75
	-plancher TI.	135.067	
	-poteau.	10.115	
	-poutre.	28.519	
	-mur	11.49	
	Total	222.698	29.45
N₈	-venant de N₉.	222.698	43.815
	-EC.	87.954	
	-poteau.	10.115	
	-poutre.	28.519	
	-mur	13.68	
	Total	362.966	69.787
N₇	-venant de N₈.	362.966	43.815
	-EC.	87.954	
	-poteau.	11.56	
	-poutre.	28.519	
	-mur	13.68	
	Total	504.679	105.742
N₆	-venant de N₇.	504.679	43.815
	-EC.	87.954	
	-poteau.	11.56	
	-poutre.	28.519	
	-mur.	13.68	
	Total	646.392	137.316
N₅	-venant de N₆.	646.392	43.815
	-EC.	87.954	
	-poteau.	13.005	
	-poutre.	28.519	
	-mur.	13.68	
	Total	789.55	164.508
N₄	-venant de N₅.	789.55	43.815

	-EC.	87.954	
	-poteau.	13.005	
	-poutre.	28.519	
	-mur.	13.68	
	Total	932.708	187.319
N ₃	-venant de N ₅ .	932.708	43.815
	-EC.	87.954	
	-poteau.	14.631	
	-poutre.	28.519	
	-mur.	13.68	
Total	1077.888	209.789	



N ₂	-venant de N ₅ .	11077.888	43.815
	-EC.	87.954	
	-poteau.	14.631	
	-poutre.	28.519	
	-mur.	13.68	
Total	1222.276	232.097	
N ₁	-venant de N ₅ .	1222.276	43.815
	-RDC	87.954	
	-poteau.	18.169	
	-poutre.	28.519	
	-mur	33.27	
Total	1390.188	254.672	

Décote de charge pour le poteau P2 :

$$S_{\text{aff}}^G = (2.3 \times 2.1) + (2.3 \times 3.2) + (1.75 \times 2.1) + (1.75 \times 3.2) = 21.465 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{aff}}^G = 21.465 + 0.3 \times 9.35 = 24.27 \text{ m}^2.$$

Surface des murs extérieurs (double cloison) :

Sous la poutre secondaire : $h_{\text{ps}} = 289 - 35 = 254 \text{ cm}$.

Figure .II.10: la surface afférente de P2.

Tableau II.23 : poids des murs double cloison.

Etage	Sous PP (m ²)	Sous PS (m ²)	G (KN)
1-8	(2.3×2.54) + (1.75×2.54)=10.287m ²)	/	27.47
RDC	/	/	/

Calcul des poids des poutres:

Tableau II.24 : poids des poutres.

Poutre	Longueur(m)	Section (m ²)	γ (KN/m)	B(m)	Surcharge (KN/m ²)	G(KN)
PS	5.3	0.3×0.45	25	0.3	1	17.88
PS	4.05	0.3×0.35				10.63

Poids des plancher:

Plancher TI :

Tableau II.25 : poids de la TI.

	S_{aff}^G (m ²)	S_{aff}^Q (m ²)	Poids (KN/m ²)	Surcharge (KN/m ²)	P_G (KN)	P_Q (KN)
Terrasse inaccessible	21.465	24.275	5.53	1	118.24	24.275

Etage courant :

Tableau II.26 : poids de plancher EC.

	S_{aff}^G (m ²)	S_{aff}^Q (m ²)	Poids (KN/m ²)	Surcharge (KN/m ²)	P_G (KN)	P_Q (KN)
EC	21.465	24.275	3.11	1.5	66.756	36.413
RDC	21.465	24.275	3.11	2.5	66.756	60.688

Tableau II.27 : Evaluation de la descente de charge de poteau P2.

Niveaux	Elément	G(KN)	Q(KN)
---------	---------	-------	-------

N ₉	-plancher TI.	118.70	24.275
	-poteau.	10.115	
	-poutre.	28.519	
	Total	157.334	24.275
N ₈	-venant de N ₉ .	157.334	36.413
	-plancher CC.	66.756	
	-poteau.	10.115	
	-poutre.	28.519	
	-Mur.	27.47	
Total	290.194	60.688	
N ₇	-venant de N ₈ .	290.194	36.413
	-plancher EC.	66.756	
	-poteau.	11.56	
	-poutre.	28.519	
	-Mur.	27.47	
Total	424.499	93.460	
N ₆	-venant de N ₇ .	424.499	36.413
	-plancher EC.	66.756	
	-poteau.	11.56	
	-poutre.	28.519	
	-Mur.	27.47	
Total	558.804	122.59	
N ₅	-venant de N ₆	558.804	36.413
	-plancher EC.	66.756	
	-poteau.	13.005	
	-poutre.	28.519	
	-Mur.	27.47	
Total	668.554	148.079	
N ₄	-venant de N ₅	668.554	36.413
	-plancher EC.	66.756	
	-poteau.	13.005	
	-poutre.	28.519	
	-Mur.	27.47	
Total	804.304	169.927	
N ₃	-venant de N ₄	804.304	36.413
	-plancher EC.	66.756	

	-poteau.	14.631	
	-poutre.	28.519	
	-Mur.	27.47	
	Total	942.679	188.134
N ₂	-venant de N ₃	942.679	36.413
	-plancher EC.	66.756	
	-poteau.	14.631	
	-poutre.	28.519	
	-Mur.	27.47	
	Total	1080.055	206.267
N ₁	-venant de N ₂	1080.055	60.69
	-plancher EC.	66.756	
	-poteau.	18.169	
	-poutre.	28.519	
	-Mur.	27.47	
	Total	1220.969	241.395

Résultats de la descente de charge obtenue pour les deux poteaux.

Tableau II.28 : Résultats de la descente de charge pour P1 et P2 :

Poteau	G(KN)	Q(KN)	ELU	ELS
P ₁	1390.188	254.672	2258.762	1644.86
P ₂	1220.969	241.395	2010.400	1462.364

Après avoir effectué le calcul pour la recherche du poteau le plus sollicité, on a trouvé que c'est le poteau (P1) qui est le plus sollicité sous charges verticales.

D'après le BAEL 91 (Art B.8.1, 1), l'effort normal du poteau le plus sollicité doit être majoré de 10%.

$$N_u' = 1.1 \times 2258.762 = 2484.638 \text{ KN.}$$

II.10. Vérification des poteaux :

a) Vérification à la compression simple :

RDC : On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec } \bar{\sigma}_{bc} = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{1.5}.$$

B : Section du béton $B = 0.45 \times 0.50 = 0.225 \text{ m}^2$.

$$B \geq \frac{2484.638 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.175 \text{ m}^2.$$

$$B_{adopté} = 0.225 \text{ m}^2 > B_{calculé} = 0.175 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

De la même façon que l'exemple de calcul précédent, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats seront mentionnés dans le tableau II.15.

Tableau II.29 : Résultats de la Vérification à la compression simple.

Etage	N ^u (KN)	(a×b)(m ²)	Comparaison		Observations
			B _{adopté}	B _{calculé}	
La cage d'ascenseur	56.184	35*35	0.1225	0.00396	Vérifier
8	344.817	35*40	0.14	0.0243	Vérifier
7	594.685	35*40	0.14	0.0419	Vérifier
6	839.926	40*40	0.16	0.0591	Vérifier
5	1078.603	40*40	0.16	0.0759	Vérifier
4	1326.155	40*45	0.18	0.0934	Vérifier
3	1540.134	40*45	0.18	0.108	Vérifier
2	1769.832	45*45	0.2025	0.125	Vérifier
1	1998.218	45*45	0.2025	0.141	Vérifier
RDC	2258.762	45*50	0.225	0.159	Vérifier

b) Vérification au flambement : D'après le (CBA 93), on doit vérifier que l'effort normal ultime :

$$N_u \leq \bar{N}_u = \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s}} \right] \dots\dots\dots \text{CBA93 (art B.8.2.1).}$$

α: Coefficient tenant compte de l'élançement.

$$\alpha = 0.851 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35^2} \right) \quad \text{Pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right) \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

γ_b = Coefficient de sécurité du béton.

γ_s = Coefficient de sécurité de l'acier.

l_f = 0.7 × l l : la longueur de flambement.

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{Avec } I = \frac{h \times b^3}{12}.$$

On prend A_s = 1% × B_r.

$$B_{r\text{calculé}} \geq \frac{N_u}{\alpha} \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right].$$

$$B_r = (a - 2)(b - 2).$$

Il faut vérifier que B_r > B_{rcalculé}.

Tableau II.30 : Résultats de la vérification au flambement.

Etage	N ^u (KN)	i(m)	λ	α	B _{rcalculé}		Observations
					B _r (m ²)	B _{rcalculé} (m ²)	
T.C	61.802	0.101	17.26	0.810	0.109	0.00347	Vérifier

8	379.298	0.101	17.26	0.810	0.125	0.0213	Vérifier
7	654.154	0.101	17.26	0.810	0.125	0.0367	Vérifier
6	923.919	0.101	17.26	0.810	0.144	0.0519	Vérifier
5	1186.463	0.101	17.26	0.810	0.144	0.0666	Vérifier
4	1458.771	0.115	15.16	0.819	0.163	0.0809	Vérifier
3	1694.147	0.115	15.16	0.819	0.163	0.0940	Vérifier
2	1946.815	0.115	15.16	0.819	0.185	0.108	Vérifier
1	2198.040	0.115	15.16	0.819	0.185	0.122	Vérifier
RDC	2484.638	0.129	15.14	0.819	0.206	0.138	Vérifier

Tous les poteaux son vérifier donc il n'y a pas de risque au flambement.

II.11.Conclusion :

On résume toutes les sections des éléments structuraux et non structuraux avec la satisfaction des règlements en vigueur, comme suite Les exigences réglementaires sont satisfaites, on adopte les dimensions suivantes :

Poutres principales : 30*45 cm².

Poutres secondaires : 30*35 cm².

Epaisseur des voiles :

e=15 cm pour tout les niveaux.

Pour les poteaux :

RDC : (b*h)=45*50cm².

1^{ème} et 2^{ème} étage : (b*h)=45*45cm².

3^{ème} et 4^{ème} étage : (b*h)=40*45cm².

5^{ème} et 6^{ème} étage : (b*h)=40*40cm².

7^{ème} et 8^{ème} étage : (b*h)=35*40 cm².

La cage d'ascenseur : (b*h)=35*35 cm².

Chapitre III

Etude des

éléments secondaires

III.1.Introduction

Parmi l'étude de la structure, on trouve l'étude des éléments secondaires qui sont définis comme des éléments n'ayant pas de fonction porteuse ou de contreventement. Cette étude se fait suivant les calculs des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges, en respectant la réglementation en vigueur (**BAEL91/99 ; CBA93 ; RPA99 modifier 2003**).

C'est ce qui fait l'objectif de ce chapitre.

III.2.Calcul Des Planchers :

III.2.1. Planchers corps creux :

Dans notre bâtisse nous avons deux types de plancher à savoir planchers polystyrène (20+5) et planchers dalles pleins.

III.2.1.1. Méthodes De Calculs :

Les poutrelles sont calculés comme des poutres continues soumise a la flexion simple et au cisaillement il existe quatre méthode de calcul, la méthode Forfaitaire, méthode de Caquot, méthode de Caquot minoré et la méthode RDM.

a) **Méthode Forfaitaire** : pour déterminer les moments sur appui et en travée, il est possible d'utilisée la méthode si les quatre conditions 1, 2, 3,4 sont vérifiées.

1. Plancher a surcharge modérées $Q \leq \text{Min} (2G ; 5 \text{ KN}/m^2)$.
2. Les moments de l'inertie des sections transversales sont constants au long des travées.
3. $\frac{l_i}{l_i+1}$ appartient a l'intervalle [0.8 ; 1.25].
4. Fissuration peu nuisible (FPN).

• **Application de la méthode :**

1- Moment aux appuis :

a) **Appui de rive** : les moments sur les appuis de rives sont nuls, mais selon le BAEL99 il nous exige un minimum de $(-0.15M_0)$ pour le ferrailage.

b) **Appui intermédiaire** : les moments sont de l'ordre :

1. $(-0.6M_0)$ sur un appui central d'une poutre à 2 travées.
2. $M_a = -0.5M_0$ sur les deux appuis externes voisins des appuis de rives.
3. $(0.4M_0)$ sur tous les autres appuis intermédiaires.

Avec: M_0 étant le maximum des deux moments isostatiques encadrant l'appui considéré.

2-Moment en travées : ils sont déterminés à partir des deux expressions suivantes :

$$M_{ti} + (|M_g| + |M_d|)/2 \geq \max [(1+0.3\alpha) ; 1.05]M_0 \dots\dots\dots 1$$

$$M_{ti} \geq \left| \frac{1,2+0,3\alpha}{2} \right| M_0 \quad \text{Travée de rive2}$$

$$M_{ti} \geq \left| \frac{1+0,3\alpha}{2} \right| M_0 \quad \text{Travée intermédiaire}$$

Avec : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$ degré de surcharge.

3-Effort tranchant : les efforts tranchants hyperstatique sont confondus avec les efforts tranchants isostatiques sauf les premier appuis intermédiaires (voisin de rive) ou l'effort doit être majoré de :

1. 15% s'il s'agit d'une poutre a deux travées.
2. 10% s'il s'agit d'une poutre a deux travées.

b) Méthode d Caquot : elle est applicable lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifier, elle est basée sur la méthode des trois moments.

• **Application de la méthode :**

1-Moment aux appuis : $M_i = \frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$

Avec : l'_g et l'_d longueur fictive a gauches et a droites de l'appui considéré

$l' = 0.8 \times l$ Pour les travées intermédiaires.

$l' = l$ Pour les travées de rives.

2-Moment en travées :

$$M_{(x)} = M_{0(x)} + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}$$

$$M_{(x)} = q \times \frac{x}{2} \left(l - \frac{x}{l}\right) \quad \text{Avec} \quad x_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

3-Effort tranchant : ils sont déterminés par la méthode RDM

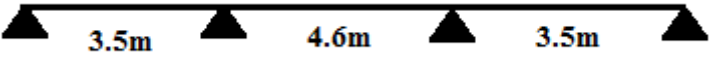
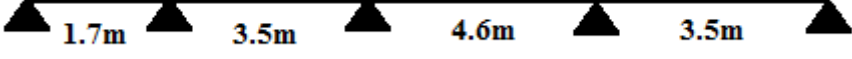
$$V_i = V_0 - \frac{M_g - M_d}{l}$$



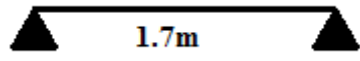
Remarque : si l'une des trois conditions d la MF n'est pas vérifier ; on utilise la M de Caquot Minoré, c.-à-d. les moments au niveau des appuis sont déterminés par la méthode de Caquot mais en remplacent G du plancher par $G' = \frac{2}{3} G$.

III.2.1.2.Les Types Des Poutrelles :

On distingue plusieurs types des poutrelles dans notre plancher qu'on va illustrée dans le tableau suivant :

Tableau III.1 : Types des poutrelles

Type	Schéma statiques Des Poutrelles	Niveaux
Type1		RDC jusqu'à 8eme
Type2		RDC jusqu'à 8eme

Type3		7 ^{eme} jusqu'à 8 ^{eme}
Type 4		RDC jusqu'à 8 ^{eme}
Type 5		RDC jusqu'à 1 ^{er}

III.2.1.3. Calcul Des Sollicitations :

Dans le tableau suivant on résume les charges et surcharges d'exploitations sur les poutrelles :

Tableau III.2 : charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.

désignatio n	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	G' (KN/m ²)	ELU		ELS	
				P _U (KN/m ²)	q _u (KN/m ²)	P _S (KN/m ²)	q _s (KN/m ²)
Terrasse accessible	5.21	1	3.473	6.189	4.023	4.473	2.908
Etage courant	3.11	1.5	2.073	5.049	3.282	3.573	2.323
RDC	3.11	2.5	2.073	6.549	4.257	4.573	2.972

Exemple de calcul :

Terrasse inaccessible :

Type 1 :

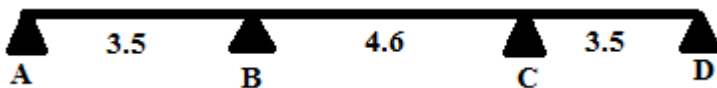


Figure III.1 : Schéma statique de la poutrelle type 1.

Est une poutre continue d'ont on va vérifier les conditions de la méthode forfaitaire.

$Q \leq \min(2G ; 5KN/m^2)$ condition vérifier.

$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3.5}{4.6} = 0.76 \notin [0.8; 1.25]$ condition non vérifier.

I = constant.....condition vérifier.

FPN.....condition vérifier.

L'une des conditions de la M.F n'est salifiée ce que nous impose d'utilisé la méthode de Caquot Minoré.

Les moments aux appuis :

Appui de rive : $M_A = M_D = 0$ mais d'après le **BAEL99** exige de mettre des aciers de fissurations au niveau de ces appui.

A L'ELU : $M_A = -0.15M_{0u}$ $M_0 = 6.446KN.m$

$$M_A = -0.967 \text{ KN.m}$$

Appui intermédiaire :

$$\text{Appui B : } M_B = -\frac{q_g \times l_g'^3 + q_d \times l_d'^3}{8.5(l_g' + l_d')} \quad \text{Avec : } l_g' = l_g \quad \text{et } l_d' = 0.8 \times l_d$$

$$l_g' = 3.5 \text{ m} \quad \text{Et } l_d' = 0.8 \times 4.6 = 3.68 \text{ m}$$

$$\text{A l'ELU : } M_B = -\frac{4.21 \times 3.5^3 + 4.21 \times 3.68^3}{8.5 \times (3.5 + 3.68)} = -6.395 \text{ KN.m}$$

$$\text{A l'ELS : } M_B = -4.627 \text{ KN.m}$$

Appui C :

$$\text{A l'ELU : } M_C = -6.395 \text{ KN.m}$$

$$\text{A l'ELS : } M_C = -4.627 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$\text{a) Travée [AB] : } q_u = 5.828 \text{ KN/m}^2 \quad \text{et } q_s = 4.245 \text{ KN/m}^2$$

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}$$

$$\text{Avec : } M_0(x) = q \times \frac{x}{l} (l - x) \quad \text{et } M_0 = q \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

$$\text{A l'ELU } x_0 = \frac{3.5}{2} - \frac{0 - (-6.395)}{5.828 \times 3.5} = 1.436 \text{ m} .$$

$$M_t(x) = 5.828 \times \frac{1.436}{2} (3.5 - 1.436) + 0 \left(1 - \frac{1.436}{3.5}\right) + (-6.395) \times \frac{1.436}{3.5} = 6.013 \text{ KN}.$$

$$\text{A l'ELS } M_t(x) = 4.392 \text{ KN.m}.$$

b) Travée [BC] :

$$\text{A l'ELU } x_0 = \frac{4.6}{2} - \frac{(-6.395) - (-6.395)}{5.828 \times 4.6} = 2.3 \text{ m} .$$

$$M_t(x) = 5.828 \times \frac{2.3}{2} (4.6 - 2.3) + (-6.395) \left(1 - \frac{2.3}{4.6}\right) + (-6.395) \times \frac{2.3}{4.6} = 9.02 \text{ KN.m} .$$

$$\text{A l'ELS } M_t(x) = 6.601 \text{ KN.m}.$$

c) Travée [CD] :

$$\text{A l'ELU } x_0 = \frac{3.5}{2} - \frac{(-6.395) - 0}{5.828 \times 3.5} = 2.064 \text{ m}.$$

$$M_t(x) = 5.828 \times \frac{2.064}{2} (3.5 - 2.064) + (-6.395) \left(1 - \frac{2.064}{3.5}\right) + 0 \times \frac{2.064}{3.5} = 6.013 .$$

$$\text{A l'ELS } M_t(x) = 4.392 \text{ m}.$$

Effort tranchant :

$$\text{a) Travée [AB] : } V_l = \pm \frac{q \times l}{2} - \frac{M_g - M_d}{l}$$

$$V_A = \frac{5.828 \times 3.5}{2} - \frac{0 - (-6.395)}{3.5} = 8.372 \text{ KN}.$$

b) Travée [BC] :

$$V_B = \frac{5.828 \times 4.6}{2} - \frac{(-6.395) - (-6.395)}{4.6} = 13.404 \text{ KN} .$$

$$V_C = -\frac{5.828 \times 4.6}{2} - \frac{(-6.395) - (-6.395)}{4.6} = -13.404 \text{ KN} .$$

c) Travée [CD] :

$$V_C = -\frac{5.828 \times 3.5}{2} - \frac{(-6.395) - 0}{3.5} = -8.372 \text{ KN} .$$

Les résultats est résumé dans les tableaux ci-dessous :

Tableau III.3 : Les moments sur les appuis de type 1 a la terrasse inaccessible.

Appui	$M_U(\text{KN. m})$	$M_S(\text{KN. m})$	$V_U(\text{kn})$
A	0	0	8.372
B	-6.395	-4.627	13.404
C	-6.395	-4.627	-13.404
D	0	0	-8.372

Tableau III.4 : Les moments sur les travées de type 1 a la terrasse inaccessible.

Travée	$x_0(\text{m})$	$M_{tu}(\text{KN. m})$	$M_{ts}(\text{KN. m})$
[AB]	1.436	6.013	4.392
[BC]	2.3	9.02	6.601
[CD]	2.064	6.013	4.392

Tableau III.5 : Les moments sur appuis de type 1 a l'étage courant.

Appui	$M_U(\text{KN. m})$	$M_S(\text{KN. m})$	$V_U(\text{kn})$
A	0	0	5.911
B	-4.986	-3.529	9.642
C	-4.986	-3.529	-9.642
D	0	0	-5.911

Tableau III.6 : Les moments sur les travées de type 1a l'étage courant.

Travée	$x_0(\text{m})$	$M_{tu}(\text{KN. m})$	$M_{ts}(\text{KN. m})$
[AB]	1.41	4.168	2.994
[BC]	2.3	6.102	4.398
[CD]	2.09	4.168	2.994

Tableau III.7 : Les moments sur les appuis de type 1 au RDC.

Appui	$M_U(\text{KN. m})$	$M_S(\text{KN. m})$	$V_U(\text{kn})$
A	0	0	7.195
B	-6.467	-4.516	11.884
C	-6.467	-4.516	-11.884
D	0	0	-7.195

Tableau III.8 : Les moments sur les travées de type 1 au RDC.

Travée	$x_0(\text{m})$	$M_{tu}(\text{KN. m})$	$M_{ts}(\text{KN. m})$
[AB]	1.392	5.009	3.555
[BC]	2.3	7.2	5.13
[CD]	2.108	5.009	3.555

Tableau III.9 : Les moments sur les appuis de type 1 a la terrasse accessible.

Appui	$M_U(KN.m)$	$M_S(KN.m)$	$V_U(kn)$
A	0	0	7.961
B	-6.111	-4.418	12.758
C	-6.111	-4.418	-12.758
D	0	0	-7.961

Tableau III.10 : Les moments sur les travées de type 1 a la terrasse accessible.

Travée	$x_0(m)$	$M_{tu}(KN.m)$	$M_{ts}(KN.m)$
[AB]	1.435	5.713	4.17
[BC]	2.3	8.561	6.26
[CD]	2.065	5.713	4.17

Tableau III.11: Les moments sur les appuis de type 2 a la terrasse inaccessible.

Appui	$M_U(KN.m)$	$M_S(KN.m)$	$V_U(kn)$
A	0	0	3.214
B	-2.957	-2.139	9.476
C	-5.487	-3.97	13.207
D	-6.395	-4.624	-13.602
E	0	0	-8.372

Tableau III.12: Les moments sur les travées de type 2 a la terrasse inaccessible.

Travée	$x_0(m)$	$M_{tu}(KN.m)$	$M_{ts}(KN.m)$
[AB]	0.552	0.886	0.65
[BC]	1.626	4.747	3.478
[CD]	2.266	9.477	6.932
[DE]	2.064	6.013	4.392

Tableau III.13: Les moments sur les appuis de type 2 a l'étage courant.

Appui	$M_U(KN.m)$	$M_S(KN.m)$	$V_U(kn)$
A	0	0	2.207
B	-2.305	-1.632	6.772
C	-4.278	-3.028	9.488
D	-4.986	-3.529	-9.796
E	0	0	-5.911

Tableau III.14: Les moments sur les travées de type 2 a l'étage courant.

Travée	$x_0(m)$	$M_{tu}(KN.m)$	$M_{ts}(KN.m)$
[AB]	0.527	0.581	0.42
[BC]	1.616	3.165	2.286

[CD]	2.263	6.459	4.651
[DE]	2.09	4.168	2.994

Tableau III.15: Les moments sur les appuis de type 2 au RDC.

Appui	$M_U(KN.m)$	$M_S(KN.m)$	$V_U(kn)$
A	0	0	2.633
B	-2.99	-2.088	8.311
C	-5.548	-3.875	11.684
D	-6.467	-4.516	-12.084
E	0	0	-7.195

Tableau III.16: Les moments sur les travées de type 2 au RDC.

Travée	$x_0(m)$	$M_{tu}(KN.m)$	$M_{ts}(KN.m)$
[AB]	0.51	0.671	0.48
[BC]	1.609	3.695	2.639
[CD]	2.261	7.663	5.453
[DE]	2.108	5.006	3.555

Tableau III.17: Les moments sur les appuis de type 3 a la terrasse inaccessible.

Appui	$M_U(KN.m)$	$M_S(KN.m)$	$V_U(kn)$
A	0	0	7.749
B	-8.574	-6.203	15.268
C	0	0	-11.54

Tableau III.18: Les moments sur les travées de type 3 a la terrasse inaccessible.

Travée	$x_0(m)$	$M_{tu}(KN.m)$	$M_{ts}(KN.m)$
[AB]	1.33	5.152	3.769
[BC]	2.62	11.426	8.341

Tableau III.19: Les moments sur les appuis de type 3 a l'étage courant.

Appui	$M_U(KN.m)$	$M_S(KN.m)$	$V_U(kn)$
A	0	0	5.426
B	-6.684	-4.731	11.095
C	0	0	-8.189

Tableau III.20: Les moments sur les travées de type 3 a l'étage courant.

Travée	$x_0(m)$	$M_{tu}(KN.m)$	$M_{ts}(KN.m)$
[AB]	1.294	3.512	2.528
[BC]	2.647	7.998	5.738

Tableau III.21: Les moments sur les appuis de type 4 a la terrasse inaccessible.

Appui	$M_U(KN.m)$	$M_S(KN.m)$	$V_U(kn)$
-------	-------------	-------------	-----------

A	0	0	11.54
B	-8.574	-6.203	-15.268
C	0	0	-7.749

Tableau III.22: Les moments sur les travées de type 4 a la terrasse inaccessible.

Travée	$x_0(m)$	$M_{tu}(KN.m)$	$M_{ts}(KN.m)$
[AB]	1.98	11.426	8.341
[BC]	2.17	5.152	3.769

Tableau III.23: Les moments sur les appuis de type 4 a l'étage courant.

Appui	$M_U(KN.m)$	$M_S(KN.m)$	$V_U(kn)$
A	0	0	8.189
B	-6.684	-4.731	-11.095
C	0	0	-5.426

Tableau III.24: Les moments sur les travées de type 4 a l'étage courant.

Travée	$x_0(m)$	$M_{tu}(KN.m)$	$M_{ts}(KN.m)$
[AB]	1.953	7.998	5.738
[BC]	2.206	3.512	2.528

Tableau III.25: Les moments sur les appuis de type 4 a RDC.

Appui	$M_U(KN.m)$	$M_S(KN.m)$	$V_U(kn)$
A	0	0	10
B	-8.669	-6.054	-13.769
C	0	0	-6.565

Tableau III.26: Les moments sur les travées de type 4 a RDC

Travée	$x_0(m)$	$M_{tu}(KN.m)$	$M_{ts}(KN.m)$
[AB]	1.935	9.676	6.857
[BC]	2.229	4.171	2.968

Tableau III.27: Les moments sur les appuis de type 4 a la terrasse accessible.

Appui	$M_U(KN.m)$	$M_S(KN.m)$	$V_U(kn)$
A	0	0	10.977
B	-8.193	-5.922	-14.539
C	0	0	-7.366

Tableau III.28: Les moments sur les travées de type 4 a la terrasse accessible.

Travée	$x_0(m)$	$M_{tu}(KN.m)$	$M_{ts}(KN.m)$
[AB]	1.979	10.861	7.922
[BC]	2.172	4.891	3.575

Tableau III.29: Les moments sur les appuis de type 5 a l'étage courant.

Appui	$M_U(KN.m)$	$M_S(KN.m)$	$V_U(kn)$
A	0	0	3.563
B	0	0	-3.563

Tableau III.30: Les moments sur les travées de type 5 a l'étage courant.

Travée	$x_0(m)$	$M_{tu}(KN.m)$	$M_{ts}(KN.m)$
[AB]	0.85	1.514	1.083

III.2.1.4. Les sollicitation les plus défavorables

	$M_t(KN.m)$		$M_a^{inter}(KN.m)$		$M_a^{rive}(KN.m)$		$V^{max}(KN)$
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
Terrasse inaccessible	11.426	8.341	-8.574	-6.203	-1.67	-1.209	-15.268
Etage courant	7.998	5.738	-6.684	-4.731	-1.302	-0.902	-11.095
Terrasse accessible	10.861	7.922	-8.193	-5.922	-1.596	-1.154	-14.539
RDC	9.676	6.857	-8.669	-6.054	-1.689	-1.179	-13.769

III.2.1.5.Ferraillage des poutrelles :

III.2.1.5.1.Ferraillage longitudinal :

Le calcul se fait pour une section en T à la flexion simple. On présentera le calcul pour la terrasse inaccessible.

Les sollicitations maximales :

$b = 65\text{cm} ; b_0 = 12\text{ cm} ; h = 25\text{ cm} ; h_0 = 5\text{ cm} ; d = 23\text{ cm} ; f_e = 400\text{ MPA} ; f_{c28} = 25\text{ MPA}$

$$\text{ELU} \begin{cases} M_t = 11.426\text{ KN.m} \\ M_a^{inter} = -8.574\text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -1.67\text{ KN.m} \\ V^{max} = -15.268\text{ KN} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} M_t = 8.341\text{ KN.m} \\ M_a^{inter} = -6.203\text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -1.209\text{ KN.m} \end{cases}$$

a) Ferraillage en travée :

Moment équilibré par la table de compression : M_{tu}

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14.2 \times 0.65 \times 0.05 \times \left(0.23 - \frac{0.05}{2}\right) = 0.0946\text{MN.m.}$$

$M_{tu} = 94.607\text{KN.m} > M_u = 11.426\text{KN.m} \implies$ Calcul d'une section rectangulaire ($b \cdot h$).

$$\mu_{bu} = \frac{11.426 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.65 \times 0.23} = 0.0234 < 0.186 \dots\dots\dots \text{pivot A.}$$

$$f_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{ MPa.}$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1.15 \times 200000} = 1.74 \times 10^{-3}.$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \varepsilon_l} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 1.74 \times 10^{-3}} = 0.668.$$

$$\mu_l = 0.8 \times \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l) = 0.8 \times 0.668 (1 - 0.4 \times 0.668) = 0.392.$$

$$\mu_{bu} = 0.0234 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0234}) = 0.0296.$$

$$z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.23 (1 - 0.4 \times 0.0296) = 0.227 \text{ m}.$$

$$A = \frac{M_u}{Z f_{st}} = \frac{11.426 \times 10^{-3}}{0.227 \times 348} = 1.446 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.446 \text{ cm}^2.$$

b) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min}^t 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.65 \times 0.23 \frac{2.1}{400} = 1.805 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.805 \text{ cm}^2.$$

$$A_l = 1.446 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 1.805 \text{ cm}^2.$$

On ferraille avec $A_s = 1.805 \text{ cm}^2$.

c) Ferrailage en appuis :

Comme les moments aux appuis sont négatifs, cela implique que la table de compression est tendue et le béton n'intervient pas dans la résistance, on va considérer comme une section rectangulaire.

Appui intermédiaire :

$$\mu_{bu} = \frac{8.574 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.12 \times 0.23^2} = 0.0951 < 0.186 \dots \dots \dots \text{pivot A.}$$

$$\text{On a : } f_e = 400 M \begin{cases} \mu_l = 0.392 \\ \alpha_l = 0.668 \\ \varepsilon_l = 1.74 \times 10^{-3} \end{cases}$$

$$\mu_l = 0.392 > \mu_{bu} = 0.0951 \dots \dots \dots A' = 0.$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0951}) = 0.125.$$

$$z = 0.23 (1 - 0.4 \times 0.125) = 0.218 \text{ m}.$$

$$A_a^{\text{inter}} = \frac{8.574 \times 10^{-3}}{0.218 \times 348} = 1.130 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.130 \text{ cm}^2.$$

Appui de rive :

$$\mu_{bu} = \frac{1.67 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.12 \times 0.23^2} = 0.0185 < 0.186 \dots \dots \dots \text{pivot A.}$$

$$\mu_l = 0.392 > \mu_{bu} = 0.0185 \dots \dots \dots A' = 0.$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0185}) = 0.0233.$$

$$z = 0.23 (1 - 0.4 \times 0.0233) = 0.228 \text{ m}.$$

$$A_a^{rive} = \frac{1.67 \times 10^{-3}}{0.228 \times 348} = 2.105 \times 10^{-5} \text{m}^2 = 0.2105 \text{cm}^2.$$

d) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min}^t = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.12 \times 0.23 \frac{2.1}{400} = 3.333 \times 10^{-5} \text{m}^2 = 0.333 \text{cm}^2.$$

$$A_a^{rive} < A_{min}^t < A_a^{inter} \text{ On ferraille avec } A_s = 1.130 \text{cm}^2.$$

c) Choix des barres :

En travée $A=3\text{HA}10=2.36\text{cm}^2$.

En Appui intermédiaire $A=2\text{HA}10=1.57\text{cm}^2$.

En Appui de rive $A=1\text{HA}10=0.79\text{cm}^2$.

III.2.1.5.2.Ferraillage transversal :

$$\Phi_t \geq \min \left(\Phi_L^{min}, \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10} \right).$$

$$\Phi \geq \min \left(12; \frac{250}{35}; \frac{120}{10} \right) = \min(12\text{mm}; 7.143\text{mm}; 12\text{mm}) = 7.143\text{mm}.$$

On prend $\Phi = 8\text{mm}$ d'où $A_t = 2\Phi 8 = 2.01\text{cm}^2$.

Tableau III.31: Résumé de ferraillage longitudinale et transversale des différents niveaux :

plancher		Ferraillage longitudinale			Ferraillage transversale	
		$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adopté}(\text{cm}^2)$	$A_t(\text{cm}^2)$	$S_t(\text{cm}^2)$
Terrasse inaccessible	Travée	1,445	1.805	3HA10=2.36	0.57	15
	Appui intermédiaire	-1,062	1.805	2HA10=1.57		
	Appui de rive	0.2105	1.805	1HA10=0.79		
Etage courant	Travée	1.048	1.805	3HA10=2.36		
	Appui intermédiaire	-0.856	1.805	2HA10=1.57		
	Appui de rive		1,805	1HA10=0.79		
Terrasse	Travée	1,413	1,805	3HA10=2.36		
	Appui	-1,041	1,805	2HA10=1.57		

accessible	intermédiaire					
	Appui de rive	0.206	1,805	1HA10=0.79		
RDC	Travée	1,261	1,805	3HA10=2.36		
	Appui intermédiaire	-1,100	1,805	2HA10=1.57		
	Appui de rive	0.218	1,805	1HA10=0.79		

III.2.1.5.3. Les vérifications nécessaires

III.2.1.5.3.1. Vérification à l'ELU :

1. vérification des contraintes de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{v^{max}}{b_0 \times d} = \frac{15.268 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.23} = 0.553 \text{ MPa.}$$

La fissuration est peu nuisible et $\alpha=90^\circ$.

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$\tau_u = 0.553 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ Donc y'a pas de risque de rupture par cisaillement.

2. Espacement des armatures transversales :

D'après (RPA99/version2003/A7.2.2).

$$\text{Dans la zone nodale } S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi\right) = \min\left(\frac{25}{4}; 12 \times 10\right) = 6.25 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 5 \text{ cm.}$$

$$\text{En dehors de la zone nodale } S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t = \frac{25}{2} = 12.5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm} .$$

Donc on opte pour un espacement **St=15cm**.

c. Vérification des armatures longitudinales A_l vis-à-vis de l'effort tranchant v_u :

Appui de rive :

$$A_l^{min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times V_u \geq \frac{1.15}{400} \times 0.015268 = 4.389 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.4389 \text{ cm}^2.$$

$$A_l = A_t + A_r = 3T10 + 1T10 = 2.36 + 1.57 = 3.93 \text{ cm}^2.$$

$$A_l = 3.93 \text{ cm}^2 > A_l^{min} = 0.4389 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition est vérifiée.}$$

Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{inter}}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400} \left(0.015268 + \frac{-0.008574}{0.9 \times 0.23} \right) = -7.519 \times 10^{-5} m^2 = -0.7519 cm^2 < 0.$$

Aucune vérification à faire, car l'effort tranchant est négligeable devant l'effet du moment.

Pas de risque de cisaillement des armatures longitudinaux par l'effort tranchant.

d. Vérification de la bielle :

$$\delta_{bc} = \frac{2V_u}{a \times b_0} \leq \overline{\delta_{bc}} \quad \text{Avec } a = \min(0.9d; b - 4cm) = 20.7cm.$$

Ce que nous donne :

$$V_u \leq 0.267 \times 20.7 \times 0.12 \times 25 = 16.581 KN.$$

$$15.268 KN \leq 16.581 KN.$$

La condition est vérifiée, pas de risque d'écrasement de la bielle.

e. Vérification de la jonction table nervure :

$$\delta_1^u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9bh_0d} \leq \bar{\tau} = 3.33MPa.$$

$$\text{Avec } b_1 = \frac{b-b_0}{2} = 26.5cm.$$

$$\delta_1^u = 0.601MPa \leq \bar{\tau} = 3.33MPa.$$

La condition est vérifiée, pas de risque de rupture a la jonction table nervure.

III.2.1.5.3.2. Vérifications à l'ELS :

Les vérifications concernées sont :

- La vérification des contraintes (ouverture de fissure).
- La vérification de la flèche (déformation).

a. La vérification des contraintes de compression de béton :

Vérification de la contrainte de compression de béton :

$$\text{On doit vérifier que } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 15MPa.$$

- En Travée :

Il faut calculer la position de l'axe neutre H :

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{0.65 \times 0.05^2}{2} - 15 \times 2.36(0.23 - 0.05) = 175.3cm^2 > 0 \text{ Donc l'axe neutre}$$

passé par la table, revient à calculer une section rectangulaire (b×h).

Calcul du moment d'inertie :

$$I = \left(\frac{b}{3}\right)y^3 + 15A(d - y)^2.$$

Calcul de y :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad = 0 \iff 32.5y^2 + 35.4y - 814.2 = 0.$$

$$\sqrt{\Delta} = 327.26$$

D'où $y = 4.49 \text{ cm}$; $I = 11976.897 \text{ cm}^4$.

$\sigma_{bc} = 3.127 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée.

b. La vérification de la flèche :

Conditions de la vérification de la flèche :

$L = 4.6 \text{ m}$ de la travée la plus sollicitée [BC] :

$$M_0^S = 17.523 \text{ KN.m.} \quad M_t^S = 8.341 \text{ KN.m.}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont observées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t^S}{10M_0} \quad 0.0543 < 0.0476 \dots \text{condition non vérifier.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 0.0543 < 0.065 \dots \text{condition non vérifier.}$$

$$l \leq 8 \text{ m} \dots \text{condition vérifier.}$$

Donc : on doit faire une vérification de la flèche.

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

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{4600}{500} = 9.2 \text{ mm.}$$

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

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \dots \text{BAEL99.}$$

$$\frac{M_t^S}{M_0^S} = 0.476 \iff M_t^S = 0.476 M_0^S.$$

f_{gv} Et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

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

Données :

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

$$G = 5.53 \text{ KN/m}^2$$

$$J = G - G_{revet} = 1.85 \text{ KN/m}^2$$

$$P = G+Q = 6.53KN/m^2$$

L'application de la méthode de Caquot minoré a cette travée conduit a un moment maximal en travée

$$\text{de } M_t = \alpha \times M_0 = \frac{M_t}{M_0} \times M_0 \quad \text{avec} \quad M_0 = \frac{ql^2}{8}.$$

$$M_0^g = 11.262KN.m \quad M_S^g = 5.361KN.m$$

$$M_0^J = 3.767KN.m \quad M_S^J = 1.793KN.m$$

$$M_0^p = 13.298KN.m \quad M_S^p = 6.329KN.m$$

Module de Young instantané et différé :

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818.866MPa.$$

$$E_i = 3 \times E_v = 32456.597MPa.$$

Caractéristiques géométriques de la section :

Pour le calcul de I_f , Il faut calculer Y_G et I_0 .

$$Y_G = \frac{(b_0 \frac{h^2}{2}) + \frac{(b-b_0)h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{(b_0 \times h) + (b-b_0)h_0 + n(A+A')} = \frac{(10 \times \frac{25^2}{2}) + \frac{(65-12)5^2}{2} + 15(2.36 \times 23 + 0 \times d')}{(12 \times 25) + (65-12)5 + 15(2.36+0)} = 7.664cm.$$

$$I_0 = \frac{bY_G^3}{3} + b_0 \frac{(h-Y_G)^3}{3} - \frac{(b-b_0)(Y_G-h_0)^3}{3} + 15A(d-Y_G).$$

$$I_0 = \frac{65 \times 7.664^3}{3} + 12 \frac{(25-7.664)^3}{3} - \frac{(65-12)(7.664-5)^3}{3} + 15 \times 2.36(23 - 7.664).$$

$$I_0 = 30802.774cm^4.$$

Coefficient ρ , λ :

Ils sont définis par le BAEL pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 d} = \frac{2.36}{12 \times 23} = 0.00855.$$

$$\lambda_i = \frac{0.05b \times f_{t28}}{(2b+3b_0)\rho} = \frac{0.05 \times 0.65 \times 2.1}{(2 \times 0.65 + 3 \times 0.12)0.00855} = 4.809.$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 5.02 = 1.924.$$

Calcul des contraintes de traction σ_{st} :

$$\sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d-y)}{I} = 15 \times 5.361 \times 10^{-3} \frac{(0.23-0.07664)}{11976.897 \times 10^{-8}} = 102.969MPa.$$

$$\sigma_{st}^J = 15 \times M_{ser}^J \frac{(d-y)}{I} = 15 \times 1.793 \times 10^{-3} \frac{(0.23-0.07664)}{11976.897 \times 10^{-8}} = 34.438MPa.$$

$$\sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d-y)}{I} = 15 \times 6.329 \times 10^{-3} \frac{(0.23-0.07664)}{11976.897 \times 10^{-8}} = 121.561MPa.$$

Calcul des coefficients μ_g , μ_j , μ_p :

$$\mu_g = \max\left(0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}}\right) = 0.346.$$

$$\mu_j = \max\left(0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}}\right) = 0.$$

$$\mu_p = \max\left(0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}}\right) = 0.413.$$

Calcul des moments d'inertie fictive :

$$I_{f_{gi}} = \frac{1.1I_0}{1+\lambda_i \times \mu_g} = 12719.274. \text{ cm}^4. \quad f_{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = 2.748 \text{ mm}$$

$$I_{f_{ji}} = \frac{1.1I_0}{1+\lambda_i \times \mu_j} = 33883.051 \text{ cm}^4. \quad f_{ji} = M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ji}}} = 0.345 \text{ mm}$$

$$I_{f_{pi}} = \frac{1.1I_0}{1+\lambda_i \times \mu_p} = 11346.859 \text{ cm}^4. \quad f_{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = 3.636 \text{ mm}$$

$$I_{f_{gv}} = \frac{1.1I_0}{1+\lambda_v \times \mu_g} = 20341.580 \text{ cm}^4. \quad f_{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 6.085 \text{ mm}$$

$$\Delta f = (6.085 - 0.345) + (3.636 - 2.748) = 6.628 \text{ mm.}$$

$\Delta f = 6.628 \text{ mm} < \bar{f} = 9.2 \text{ mm}$ la flèche est vérifiée.

Tableau III.32: vérification de la flèche dans les différents niveaux.

plancher	Etage courant	Terrasse accessible	RDC
L(m)	4.6	2	4.6
b (cm)	65	65	65
b ₀ (cm)	12	12	12
q _g (KN/m)	3.11	5.21	3.11
q _j (KN/m)	1.85	1.85	1.85
q _p (KN/m)	4.61	6.21	4.35
M _g (KN. m)	3.015	5.05	3.015
M _j (KN. m)	1.793	1.793	1.793
M _p (KN. m)	4.469	6.019	4.217
I ₀ (cm ⁴)	30788.132	30788.132	30788.132
ρ	0.00855	0.00855	0.00855
λ _i	4.809	4.809	4.809
λ _v	1.429	1.429	1.429
σ _{st} ^g (MPa)	57.909	96.995	57.909
σ _{st} ^j (MPa)	34.438	34.438	34.438
σ _{st} ^p (MPa)	85.836	115.607	80.996
μ _g	0.0994	0.322	0.0994
μ _j	0	0	0
μ _p	0.270	0.393	0.245
I _{f_{gi}} (cm ⁴)	22913.809	22913.809	22913.809
I _{f_{ji}} (cm ⁴)	33866.945	33866.945	33866.945
I _{f_{pi}} (cm ⁴)	14734.817	11718.922	15548.098
I _{f_{gv}} (cm ⁴)	29654.713	23194.345	29654.713

$f_{gv}(mm)$	1.988	0.805	1.988
$f_{ji}(mm)$	0.345	0.0652	0.345
$f_{pi}(mm)$	1.977	0.633	1.768
$f_{gi}(mm)$	0.858	0.272	0.858
f	2.762	1.101	2.553
\bar{f}	9.2	4	9.2
observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

III.2.1.6.Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 05cm d'épaisseur. Armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés).

L'épaisseur des mailles su treillis soudé ne doit pas dépasser les valeurs suivants :

(Art b.6.8.423/BAEL91).

-20cm (5p.m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.

-33cm (3p.m) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Calcul des armatures :

-armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.10 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots\dots\dots \text{CBA93(B.6.8.4.2.3)}$$

L : la distance entre axes des poutrelles (65 m).

Soit 5Φ6/ml , A=1.41cm²/ml.

Avec : $S_t = 20\text{cm} \leq 20\text{cm} \dots\dots\dots$ **vérifiée.**

-armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.55 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

Soit 4Φ6/ml , A=1.13cm²/ml.

Avec : $S_t = 25\text{cm} \leq 30\text{cm} \dots\dots\dots$ **vérifiée.**

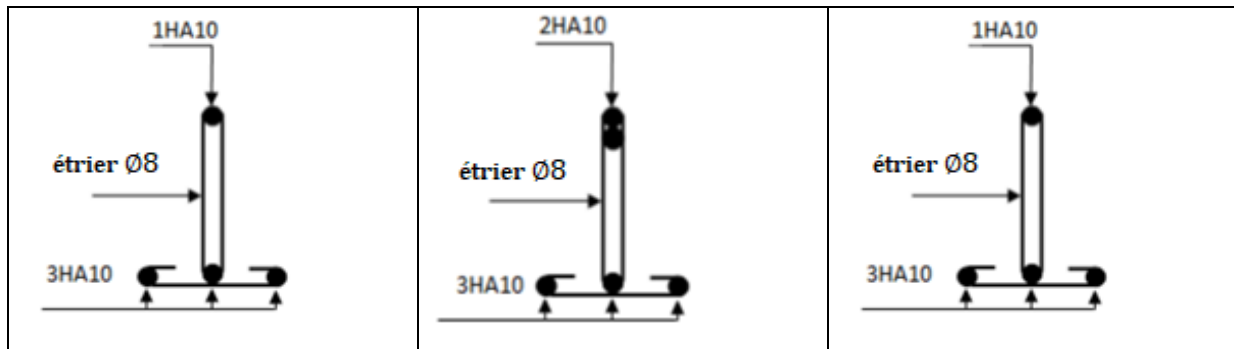
Pour de facilité la mise en œuvre, on utilise un treillis soudé de maille carrée soit un TS (150*150) mm².

Tableau.III.33: Schémas de ferrailage :

	Etage courant	Terrasse accessible	RDC
Travée	3HA10	3HA10	3HA10
appuis intermédiaire	2HA10	2HA10	2HA10
Appuis de rive	1HA10	1HA10	1HA10

Tableau III.34: Schéma de ferrailage des poutrelles.

Pour tous les planchers		
Travée	Appuis intermédiaire	Appuis de rive



III.2.2. Etude des dalles pleines :

III.2.2.1. exemple de calcul :

Tableaux III .35: formule de calcul des sollicitations dans les dalles pleines.

Travée	Dalles sur 1 seul appui	Dalles sur 2 appuis		Dalles 3 appuis		Dalles sur 4 appuis		
		$\rho < 0.4$	$\rho \geq 0.4$	$L_x \geq \frac{L_y}{2}$	$L_x < \frac{L_y}{2}$	$\rho \geq 0.4$	$\rho < 0.4$	
M_0^x	$q \cdot \frac{L_x^2}{2}$	$q \cdot \frac{L_x^2}{2}$	$q \cdot \mu_x \cdot L_x^2$	$\frac{q \cdot L_y^3}{24}$	$\frac{q \cdot L_x^2 \cdot L_y}{2}$ $-\frac{2 \cdot P \cdot L_x^3}{3}$	$q \cdot \mu_x \cdot L_x^2$	$q \cdot \frac{L_x^2}{8}$	
M_0^y	$q \cdot \frac{L_y^2}{2}$	$q \cdot \frac{L_y^2}{2}$	$M_0^x \cdot \mu_y$	$(L_x - \frac{L_y}{2}) \cdot \frac{q \cdot L_y^3}{48}$	$\frac{q \cdot L_x^3}{6}$	$M_0^x \cdot \mu_y$	$q \cdot \frac{L_y^2}{8}$	
M_t^x	Rive	$0.85 \times M_0^x$						
M_t^y	Inter	$0.75 \times M_0^y$						
M_a^x	Rive	$0.3 \times M_0^x$						
M_a^y	Inter	$0.5 \times M_0^y$						
V		$q \cdot L$	$\frac{q \cdot L}{2}$	$\frac{q \cdot L_x}{2}$ $\times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4}$	$\frac{q \cdot L}{2}$	$\frac{q \cdot L}{2}$	$\frac{q \cdot L_x}{2}$ $\times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4}$	$\frac{q \cdot L}{2}$

Type1 : dalles sur 4 appuis :

Evaluations et combinaison des charges:

Pour 1^{ER} étage terrasse accessible :

$$G = 6.36 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2.$$

A P'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.53 \times 6.36 + 1.5 \times 1.5 = 10.836 \text{ KN/m}^2.$$

A P'ELS :

$$q_s = G + Q = 6.36 + 1.5 = 7.86 \text{ KN/m}^2.$$

Méthode de calcul :

$b=100\text{cm}$, $d=13\text{cm}$, $h=15\text{cm}$, $d'=2\text{cm}$.

$L_x = 3.5\text{m}$; $L_y = 3.5\text{m}$

$\rho = \frac{3.5}{3.5} = 1 > 0.4$ Donc la dalle travaille dans les deux sens.

Les coefficients μ_x , μ_y sont en fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν

ν : coefficient de poisson $\begin{cases} 0 & \text{a l'ELU} \\ 0.2 & \text{a l'ELS} \end{cases}$

μ_x , μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire

1. Détermination des moments isostatiques :

À l'ELU $\rho = 1$ et $\nu = 0$

$$\mu_{x,u} = 0.0368 \quad \mu_{y,u} = 1$$

Les moments pour une bande de largeur unitaire sont :

$$M_0^x = 0.0368 \times 10.836 \times 3.5^2 = 4.885 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = 1 \times 4.885 = 4.885 \text{ KN.m}$$

À l'ELS : $\rho = 1$ et $\nu = 0.2$

$$\mu_{x,s} = 0.0442 \quad \mu_{y,s} = 1$$

Les moments pour une bande de largeur unitaire sont :

$$M_0^x = 0.0442 \times 7.86 \times 3.5^2 = 4.256 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = 1 \times 4.256 = 4.256 \text{ KN.m}$$

2. Détermination des moments en travées et sur appuis :

A l'ELU :

En travée :

$$M_{t,u}^x = 0.85 \cdot M_{0,u}^x = 0.85 \times 4.885 = 4.152 \text{ KN.m}$$

$$M_{t,u}^y = 0.85 \cdot M_{0,u}^y = 0.85 \times 4.885 = 4.152 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_{a,u}^x = -0.3 \cdot M_{0,u}^x = -0.3 \times 4.885 = -1.465 \text{ KN.m}$$

$$M_{a,u}^y = -0.3 \cdot M_{0,u}^y = -0.3 \times 4.885 = -1.465 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

En travée :

$$M_{t,s}^x = 0.85 \cdot M_{0,s}^x = 0.85 \times 4.256 = 3.618 \text{ KN.m}$$

$$M_{t,s}^y = 0.85 \cdot M_{0,s}^y = 0.85 \times 4.256 = 3.618 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_{a,s}^x = -0.3 \cdot M_{0,s}^x = -0.3 \times 4.256 = -1.277 \text{ KN.m}$$

$$M_{a,s}^y = -0.3 \cdot M_{0,s}^y = -0.3 \times 4.256 = -1.277 \text{ KN.m}$$

3. Moment minimal a respecté :

En travée :

$$M_{t,u}^x = 4.152 \text{ KN.m} \geq \frac{M_{t,u}^x}{4} = \frac{4.152}{4} = 1.038 \text{ KN.m} \dots \text{condition vérifiée}$$

4. L'effort tranchant :

AL'ELU :

$$V_u^x = \frac{q.L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 12.642 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q.L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 12.642 \text{ KN}$$

A L'ELS :

$$V_s^x = \frac{q_s.L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{e}{2}} = 7.002 \text{ KN}$$

$$V_s^y = \frac{q_s.L_y}{2} = 4.221 \text{ KN}$$

5. calcul ferrailage a L'ELU :

5.1. En travée :

Sens L_x :

$$M_{t,u}^x = 4.152 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{4.152 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} = 0.0173.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.0218.$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.129 \text{ m}.$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = 9.249 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.924 \text{ m}^2.$$

Sens L_y :

$$M_{t,u}^y = 4.152 \text{ KN.m}.$$

$$\mu_{bu} = \frac{4.152 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} = 0.0173.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.0218$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.129 \text{ m}.$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = 9.249 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.924 \text{ m}^2.$$

- Ferrailage minimale :

$$\text{Pour } \left. \begin{array}{l} e \geq 12 \text{ cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} A_x^{min} = \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bd \\ A_y^{min} = \rho_0 bd \end{array} \right. \dots \dots \dots (\text{BAEL91/révisée99/B.7.4})$$

$$A_x^{min} = 0.0008 \frac{(3-1)}{2} 100 \times 13 = 1.04 \text{ cm}^2.$$

$$A_y^{min} = 0.0008 \times 100 \times 13 = 1.04 \text{ cm}^2.$$

$$A_s^x = \max(A_x^{min}, A_s^u) = \max(1.04; 0.924) = 1.04 \text{ cm}^2.$$

$$A_s^y = \max(A_y^{min}, A_s^u) =$$

$$\max(1.04; 0.924) = 1.04 \text{ cm}^2.$$

Donc en adopte :

Suivant x :

$A_s = 1.04\text{cm}^2 \Rightarrow$ On adopte **4HA6=1.13cm²**.

Suivant y :

$A_s = 1.04\text{cm}^2 \Rightarrow$ On adopte **4HA6=1.13cm²**.

- **Espacement :**

$$S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm} \leq \min(3e; 33\text{cm}) = (45; 33) = 33\text{cm}.$$

$$S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm} \leq \min(4e; 45\text{cm}) = (60; 45) = 45\text{cm} .$$

5.2. En appuis :

Endroit	Sens	$M_t(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	$z(\text{m})$	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)	$S_t(\text{cm})$
Appuis	x-x	-1.465	- 0.0061	0.0076	0.13	-0.323	1.2	4HA8=2.01	25
	y-y	-1.465	- 0.0061	0.0076	0.13	-0.323	1.2	4HA8=2.01	25

6.1. Vérifications à l'ELU :

Selon BAEL91/99(A.5.1.1) on doit vérifier la condition suivante :

Avec $\tau_u \leq \bar{\tau}$.

$$\tau_u = \frac{V_u}{db_0} = \frac{12.642 \times 10^{-3}}{0.13 \times 1} = 0.0972\text{MPa}. \text{ Et } \bar{\tau} \leq \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right) = 3.33\text{MPa}.$$

Donc $\tau_u 0.0972\text{MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33\text{MPa} \Rightarrow$ condition vérifier.

6.2. Vérifications à l'ELS :

Pas de vérification si les conditions suivantes sont vérifier :

-FN.

$$-\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} \quad \sigma_{st} = 15\sigma_{bc} \left(\frac{d-y}{y} \right) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$$

Les vérifications à l'ELS seront résumées dans le tableau suivant :

Tableau III.36: Vérifications de contraintes à l'ELS.

Endroit	Sens	M_{ser} (KN.m)	Y (m)	I (m^4)	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	observation
Travée	x-x	3.618	0.017	1932.8	3.303	15	315.424	201.633	ELS
	y-y	3.618	0.17	1932.8	3.303	15	315.424	201.633	ELS
Appuis	x-x	-1.277	0.010	646.7	-1.995	15	-355.01	201.633	vérifiée
	y-y	-1.277	0.010	646.7	-1.995	15	-355.01	201.633	vérifiée

$$\beta = \frac{M_{ser}}{bd^2\sigma_s} = 1.071 \times 10^{-3}; \alpha' = \sqrt{90\beta \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} = 0.179 .$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d\left(1-\frac{\alpha}{3}\right)\sigma_s} = 1.445\text{cm}^2.$$

Etat limite de déformation :

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

$$\frac{H}{L} \geq \max\left(\frac{M_t}{20 \cdot M_o}, \frac{3}{80}\right).$$

$$\frac{2 \cdot b \cdot d}{f_e} > A.$$

Sens x-x :

$$0.0428 \geq \max(0.0424; 0.0375) = 0.0424 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$6.5 > 2.01 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$0.0428 \geq 0.0424 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$6.5 > 2.01 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

La vérification à la flèche n'est pas nécessaire.

Type2 : dalles sur 3 appuis :

Dalle sur 3 appuis situés au niveau de l'RDC jusqu'à au dernier niveau.

$$G = 4.26 \text{ KN/m}^2 \quad \text{et} \quad Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } q_u = 9.501 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } q_s = 6.76 \text{ KN/m}^2$$

Méthode de calcul :

$$L_x = 3.1\text{m} ; \quad L_y = 3.5\text{m}$$

$$\rho = 0.88 > 0.4 \text{ Donc la dalle travaille dans les deux sens}$$

Les coefficients :

$$\text{A l'ELU : } \mu_{x,u} = 0.0478 \quad \mu_{y,u} = 0.740$$

$$\text{A l'ELS : } \mu_{x,s} = 0.0549 \quad \mu_{y,s} = 0.818$$

Calcul du ferrailage à l'ELU :

Tableau III.37: résultat de calcul :

Sens		$M_t(KN.m)$	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_{adopté} (cm^2)$	$S_t(cm)$
Travée	x	12.729	0.05	0.06	0.12	2.89	1.26	4HA10=3.14	25
	x		3	8	6				
	y	21.095	0.08	0.11	0.12	4.89	1.2		
	y		8	5	4				

Appui	x	-8.486	-	-	0.13	1.845	1.26	4HA8=2.01	25
	x		0.03	0.04	2				
	y	-14.063	-	-	0.13	3.024	1.2	4HA10=3.14	25
	y		0.06	0.07	3				

Vérification de l'effort tranchant

$V_x = 9.817 \text{ KN}$; $V_y = 2.587 \text{ KN}$

$\tau_u = 0.0755 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 1.25 \text{ Mpa}$ pas de rupture par cisaillement.

Vérification a l'ELS :

Endroit	Sens	$M_{ser}(KN.m)$	Y(m)	I (cm ²)	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	Observation
Travée	x-x	9.057	0.04	9483.13	3.864	15	Vérifiée
	y-y	15.009	0.06	9423.13	2.789	15	Vérifiée
Appuis	x-x	-6.038	0.03	5400	3.355	15	Vérifiée
	y-y	-10.006	0.05	18942.8	3.093	15	Vérifiée

Etat limite de déformation :

Sens xx :

$\frac{0.15}{3.1} \geq \text{Max} \left(\frac{3}{80}, \frac{9.057}{20 \times 12.07} \right) = 0.048 \geq \text{Max} (0.0375, 0.0375)$ condition vérifiée

$\frac{3.14}{100 \times 13} = 0.00242 < \frac{2 \times 100 \times 13}{400} = 6.5$condition vérifiée

Sens yy :

$\frac{0.15}{3.5} \geq \text{Max} \left(\frac{3}{80}, \frac{15.009}{20 \times 12.07} \right) = 0.042 \geq \text{Max} (0.0375, 0.0375)$condition vérifiée

$\frac{5.65}{100 \times 13} = 0.00435 < \frac{2 \times 100 \times 13}{400} = 6.5$condition vérifiée

La vérification à la flèche n'est pas nécessaire.

III .2.2.2. Sollicitations et ferrailage dans les dalles :

Tableau III.38. Sollicitations et ferrailage dans les dalles de l'étage courant.

Dalle	$M(KN.m)$	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{mtn}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	$S_t(cm)$	
D_{p1}	M_t^x	23.09	0.096	0.012	0.12	5.144	1.569	5HA12=5.65	20
		4			9				
D_{p1}	M_a^x	-8.151	0.033	0.042	0.12	1.844	1.569	4HA8=2.01	25
					7				
D_{p1}	M_t^x	7.359	0.03	0.038	0.12	1.652	1.569	4HA8=2.01	25
					8				
D_{p1}	M_a^x	-2.597	0.011	0.014	0.12	0.578	1.569	4HA8=2.01	25

					9				
D_{p2}	M_t^x	1.243	0.005 1	0.006	0.12 9	0.275	1.44	3HA8=1.51	30
	M_t^y	0.379	0.001 5	0.001	0.12 9	0.083	1.2	3HA8=1.51	30
	M_a^x	-0.43	0.001 8	0.002	0.13	0.096	1.44	3HA8=1.51	30
	M_a^y	-0.13	0.000 5	0.000 6	0.13	0.029	1.2	3HA8=1.51	30
D_{p3}	M_t^x	11.23	0.046 9	0.06	0.12 6	2.545	1.2	4HA14=3.14	25
	M_t^y	1.728	0.007 2	0.099	0.12 9	0.384	0	3HA8=1.51	30
	M_a^x	-7.48	0.031	0.038	0.13 2	1.631	1.2	4HA8=2.01	25
	M_a^y	-1.15	0.004 8	0.006	0.13 0	0.254	0	3HA8=1.51	30
D_{p4}	M_t^x	23.25	0.097	0.127	0.12 3	5.42	1.2	5HA12=5.65	20
	M_t^y	1.96	0.008	0.01	0.12 9	0.43	0	3HA8=1.51	30
	M_a^x	-8.80	0.034	0.042	0.13 2	1.78	1.2	4HA8=2.01	25
	M_t^{yy}	-0.69	0.002	0.003	0.13	0.15	0	3HA8=1.51	30

Tableau III.39. Sollicitations et ferrailage dans les dalles de balcon :

Endroit	$M(KN.m)$	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	$S_t(cm)$	
D_{p5}	M_t^x	36.65	0.153	0.208	0.119	8.845	1.2	6HA14=9.24	15
	M_t^y	3.773	0.015	0.019	0.128	0.841	0	3HA8=1.51	30
	M_a^x	- 2.443	0.102	0.121	0.136	5.153	1.2	5HA12=5.65	20
	M_a^y	- 2.515	0.011	0.013	0.13	0.553	0	3HA8=1.51	30

Tableau III.40. Sollicitations et ferrailage dans les dalles de la terrasse accessible:

Endroi t	$M(KN.m)$	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	$S_t(cm)$
-------------	-----------	------------	----------	------	-----------------	-----------------	--------------------	-----------

D_{p6}	M_t^x	4.9	0.020 4	0.02 5	0.12 9	1.095	1.467	4HA8=2.01	25
	M_t^y	1.22 5	0.005	0.00 6	0.12 9	0.273	1.2	3HA8=1.51	30
	M_a^x	-2.88	0.012	0.01 5	0.12 9	0.634	1.46	4HA8=2.01	25
	M_a^y	-0.72	0.003	0.00 3	0.12 9	0.16	1.2	3HA8=1.51	30

III.2.2.1. Les vérifications nécessaires :

Calcul du ferrailage a l'ELU :

Type	$V_{ux}(KN)$	$\tau_u < \bar{\tau}$	Observation	$V_{uy}(KN)$	$\tau_u < \bar{\tau}$	Observation
D_{p1}	25.037	0.193<3.33	Vérifiée	0	0<3.33	Vérifiée
D_{p2}	4.00	0.030<1.25	Vérifiée	3.478	0.026<1.25	Vérifiée
D_{p3}	6.00	0.046<1.25	Vérifiée	0	0<1.25	Vérifiée
D_{p4}	4.80	0.036<1.25	Vérifiée	0	0<1.25	Vérifiée
D_{p5}	7.606	0.058<1.25	Vérifiée	0	0<1.25	Vérifiée
D_{p6}	8.573	0.066<1.25	Vérifiée	3.379	0.026<1.25	Vérifiée

Vérifications à l'ELS :

Tableau III.41: Vérifications de contraintes à l'ELS.

D _p	Sen	M_{ser} (KN.m)	Y (m)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observati on	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	observati on
D_{p1}	M_t^x	15.471	0.03	14256. 7	3.255	15	Vérifiée	162.77 6	201.6 3	Vérifiée
	M_a^x	-5.461	0.03	5071.8 9	3.230	15	Vérifiée	161.50 8	201.6 3	Vérifiée
D_{p1}	M_t^x	5.236	0.03	5071.8 9	3.097	15	Vérifiée	154.85	201.6 3	Vérifiée
	M_a^x	-1.848	0.03	5071.8 9	1.093	15	Vérifiée	54.65	201.6 3	Vérifiée
D_{p2}	M_t^x	0.948	0.03	6742.6	0.474	15	Vérifiée	20.32	201.6 3	Vérifiée

	M_t^y	0.451	0.03	6742.6	0.225	15	Vérifiée	9.672	201.6 3	Vérifiée
	M_a^x	-0.334	0.03	6742.6	0.167	15	Vérifiée	7.171	201.6 3	Vérifiée
	M_a^y	-0.159	0.03	2666.4	0.201	15	Vérifiée	8.632	201.6 3	Vérifiée
D_{p3}	M_t^x	8.087	0.04	9423.1 3	3.45	15	Vérifiée	115.59	/	/
	M_t^y	1.244	0.06	36900	0.231	15	Vérifiée	3.102	/	/
	M_a^x	-3.234	0.03	5400	1.797	15	Vérifiée	89.85	/	/
	M_a^y	-0.497	0.05	18900	0.153	15	Vérifiée	2.81	/	/
D_{p4}	M_t^x	16.744	0.04	9423.1	7.143	15	Vérifiée	239.43	201.6 3	Vérifiée
	M_t^y	1.41	0.06	36900	0.262	15	Vérifiée	3.516	201.6 3	Vérifiée
	M_a^x	-9.849	0.03	5400	5.472	15	Vérifiée	273.6	201.6 3	Vérifiée
	M_a^y	-0.829	0.05	18900	0.256	15	Vérifiée	4.692	201.6 3	Vérifiée
D_{p5}	M_t^x	25.523	0.04	9423.1	10.289	15	Vérifiée	364.82	/	/
	M_t^y	2.627	0.06	36900	0.488	15	Vérifiée	6.552	/	/
	M_a^x	-10.209	0.03	4000	5.67	15	Vérifiée	283.59	/	/
	M_a^y	-1.05	0.05	18900	0.324	15	Vérifiée	5.945	/	/
D_{p6}	M_t^x	3.747	0.03	6742.6	1.872	15	Vérifiée	80.268	201.6 3	Vérifiée
	M_t^y	1.574	0.00 3	6742.6	0.786	15	Vérifiée	33.712 7	201.6 3	Vérifiée
	M_a^x	-2.203	0.01 3	6742.6	1.101	15	Vérifiée	47.216	201.6 3	Vérifiée
	M_a^y	-0.926	0.00 3	2666.4 8	1.169	15	Vérifiée	50.145	201.6 3	Vérifiée

Vérification de la flèche :

Données relatives au calcul de la flèche dans le sens X :

Les charges :

Balcon :

$$G=4.16 \text{ KN/m}^2 \quad Q=3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P=G+Q=4.16+3.5=7.66\text{KN/m.}$$

Etage courant :

$$G=4.26 \text{ KN/m}^2 \quad Q=1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P=G+Q=4.26+1.5=5.76\text{KN/m.}$$

Terrasse accessible :

$$G=6.36 \text{ KN/m}^2 \quad Q=1 \text{ KN/m}^2$$

$$P=G+Q=6.36+1=7.36\text{KN/m.}$$

Evaluation de la flèche :

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

$$\bar{f} = \frac{1}{500} \Rightarrow \text{pour une dalle sur deux appuis.}$$

$$\bar{f} = \frac{1}{250} \Rightarrow \text{pour une console.}$$

La vérification des conditions de flèches des dalles pleines est résumée sur le tableau :

Tableau III.42: vérification des conditions de la flèche des dalles pleines.

D_p	Nive au	conditi ons	J (KN/ m^2)	G (KN/ m^2)	P (KN/ m^2)	$f_{gi}(mn)$	$f_{gi}(mn)$	$f_{gi}(mn)$	$f_{gi}(mn)$	Δf	\bar{f}	Observa tion
D_{p1}	EC	Vérifié e	Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche									Vérifiée
	Balc on	Vérifié e	Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche									Vérifiée
D_{p2}	EC	Vérifié e	Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche									Vérifiée
D_{p3}	EC	Vérifié e	Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche									Vérifiée
D_{p4}	EC	Vérifié	Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche									Vérifiée

		e		
D_{p5}	Balcon	Vérifié	Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche	Vérifiée
D_{p6}	TA	Vérifié	Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche	Vérifiée

III.3. Etude de l'escalier :

III.3.1. Calcul des sollicitations et ferrailage de l'escalier :

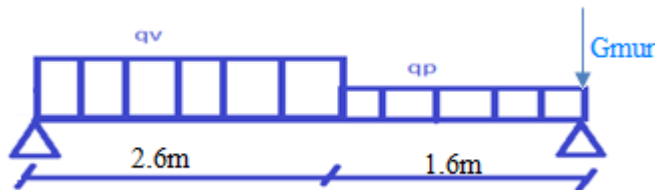


Figure III.5 : Schéma statique de l'escalier

1). charges et surcharge :

$$\text{Palier : } G_{\text{palier}} = 5.07 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Volée : } G_{\text{volée}} = 7.126 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{\text{escalier}} = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

- L'ELU :

$$\text{Palier : } q_u = (1.35 \times 5.07 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 10.595 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Volée : } q_u = (1.35 \times 7.126 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 13.370 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Charge de mur : } P = G_{\text{mur}} \times l \times h_{\text{mur}} = 8.915 \text{ KN}$$

- L'ELS :

$$\text{Palier : } q_s = (5.07 + 2.5) \times 1 = 7.57 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Volée : } q_s = (7.126 + 12.5) \times 1 = 9.626 \text{ KN/ml}$$

2). calcul des réactions d'appuis R_a et R_b :

A l'ELU :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_a + R_b = 2.6q_v + 2.6q_p + q_m = 0.629 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_b = 33.398 \text{ KN} \quad \text{et} \quad R_a = 27.231 \text{ KN}$$

A l'ELS :

$$R_b = 26.467 \text{ KN} \quad \text{et} \quad R_a = 19.588 \text{ KN}$$

Les moments obtenus sont résumés dans le tableau :

Tableau III.43 : les sollicitations dans l'escalier.

	Réactions d'appuis (KN)		M_0^{max} (KN.m)	moments (KN.m)		V^{max} (KN)
	b	a		Travée	Appuis	
ELU	33.398	27.231	27.731	20.798	-13.866	33.398
ELS	26.467	19.588	19.93	14.948	-9.965	26.467

3) calcul de ferrailage a l'ELU :

Le calcul se fait à la flexion simple pour bande d'un mètre de largeurs.

Avec : b=100 cm, e=15 cm et d=13 cm.

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableaux III .44 : Résumé des résultats de ferrailage.

localisation	M_t (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	s_t (cm)
En travées	20.798	0.08	0.11	0.12	4.81	1.25	5HA12=5.65	20
En appuis	14.948	0.05	0.07	0.12	3.16	0.75	4HA12=4.52	25

III.3.2. Les vérifications nécessaires :

Vérification a l'ELU :

1) Espacements des armateurs

-Armateurs principale:

$$S_t < \min(3h; 33)\text{cm} \Rightarrow \begin{cases} \text{en travée: } S_t = 20 < 33\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \text{en appuis: } S_t = 25 < 33\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

-Armateurs de répartition:

$$S_t < \min(4h; 45)\text{cm} \Rightarrow \begin{cases} \text{en travée: } S_t = 20 < 45\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \text{en appuis: } S_t = 25 < 45\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

2) Condition de non fragilité (Art A.4.2/BAEL91) :

En travée :

$$A_{min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.597 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.597 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

En appuis:

$$A_{st} = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.597 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

3) Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement):

Selon (BAEL91/V99 A/5.1.1) on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}$$

$$\text{Avec: } \tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{33.398 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.257 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\tau} \leq \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}.$$

$$\text{Donc } \tau_u = 0.257 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Cela veut dire que ce n'est pas nécessaire de prévoir des armatures transversales.

Vérification a l'ELS :

Endroit	M_{ser}	Y	I	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observatio	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	observatio
t	(KN.m)	(m)	(cm ⁴)		(MPa)	n	(MPa)	(MPa)	n
En travée	14.948	0.04	8174.8	7.314	15	Vérifiée	246.848	0	/
En appuis	-9.965	0.03	5400	5.536	15	Vérifiée	276.8	0	/

Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivante n'est pas vérifiée.

$$\frac{h}{l} = \frac{0.15}{4.2} = 0.0357 \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0} = \frac{14.948}{20 \times 19.899}\right) = \max(0.0625; 0.0376) = 0.0625 \dots \text{condition}$$

non vérifiée.

$$A_s = 5.64 \leq \frac{4.2bd}{f_e} = 13.65 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée}$$

$$l < 8m \dots \text{condition vérifiée}$$

On va vérifier donc :

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4200}{500} = 8.4 \text{ cm.}$$

$$\text{On a } y=3.92 \text{ cm} ; I=8995.2 \text{ cm}^4 ; I_0 = 190060 \text{ cm}^4 ; \rho = 0.004 ; \lambda_i = 4.831 ; \lambda_v = 1.932$$

$$E_{ij} = 32456.596 \text{ MPa} ; E_{iv} = 10818.865 \text{ MPa} .$$

Tableau III.45. les coordonnées de la flèche.

	G	J	P
M(KN. m)	12.243	8.051	16.914
σ(MPa)	185.319	121.872	256.036
μ(MPa)	0.309	0.129	0.439
$I_{fi,v}$(m)	0.00084	0.00129	0.000669
	0.001308		
$f_{i,v}$(mm)	1.526	0.339	1.372
	0.794		

$$\Delta f = (1.526 - 0.339) + (1.372 - 0.794) = 1.764 \text{ mm}$$

$$\Delta f = 1.794 \text{ mm} \leq 8.4 \dots \text{condition vérifiée.}$$

Schéma de ferrailage :

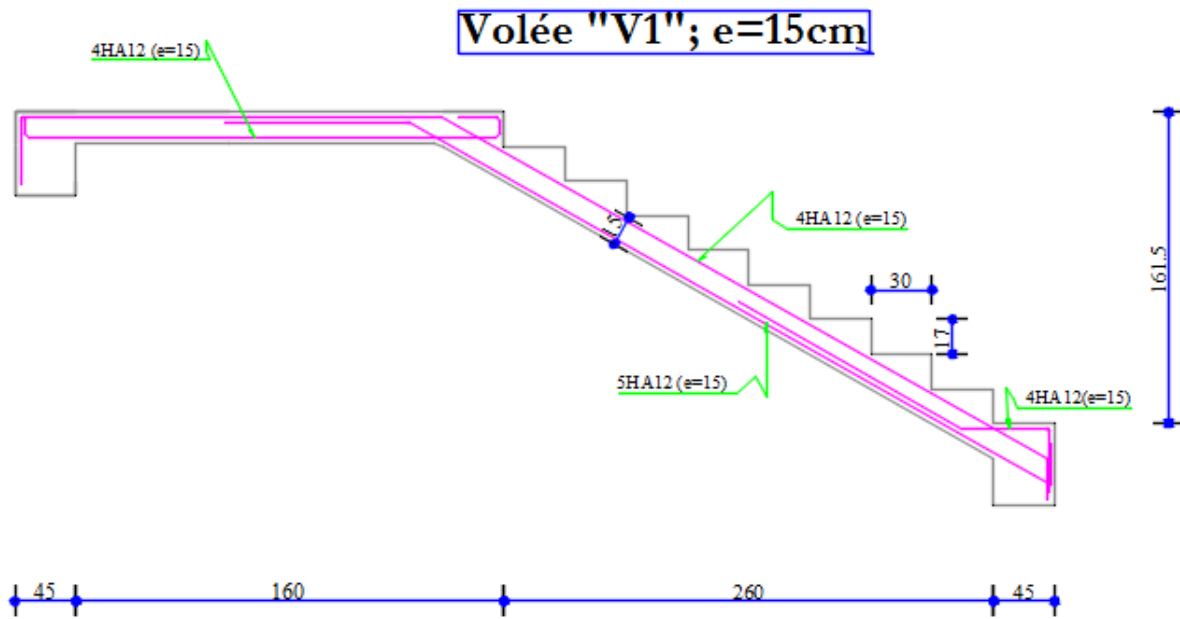


Figure.III.9. Schéma de ferrailage de l'escalier.

III.4. étude de la poutre palière :

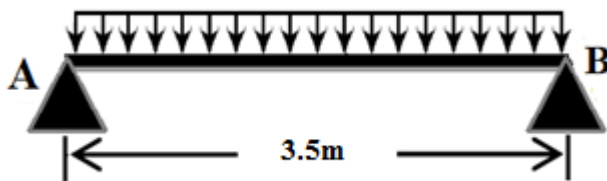


Figure III.7 : Schéma statique poutre palier.

1. Dimensionnement :

a) Selon la condition de rigidité :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{Avec } L : \text{ longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.}$$

$$23.3 \text{ cm} \leq h \leq 35 \text{ cm.}$$

b) Vérification des conditions du RPAV2003 :

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

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

$$\frac{h}{b} \leq 4.$$

Donc on prend : $h=30\text{cm}$ et $b=30\text{cm}$.

2) charge revenant aux poutres :

Poids propre de la poutre : $25 \times 0.30 \times 0.30 = 2.25 \text{ KN/ml}$

Poids propre de murs : $2.67 \times 1.445 = 3.858 \text{ KN/ml}$

Charge revenant à l'escalier :

ELU : $R_b = 33.398 \text{ KN}$.

ELS : $R_b = 26.467 \text{ KN}$.

3) calcul a l'ELU :

$q_u = 1.35g_0 + R_b + 1.35g_1 = 42.226 \text{ KN/m}$.

3.1. Calcul des efforts internes :

Moment isostatique :

$$M_{0u} = \frac{P_u \times L^2}{8} = 64.658 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 63.767 = 54.959 \text{ KN.m}$$

Moment aux appuis :

$$M_a = -0.3M_0 = -0.3 \times 63.767 = -25.863 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant :

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 73.895 \text{ KN}$$

4) Calcul des armatures :

$b=0.3\text{m}$; $h=0.3\text{m}$

Tableau III.46: Ferrailage de la poutre palière.

	$M_t(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adopt}(\text{cm}^2)$	$S_t(\text{cm}^2)$
Travée	54.959	0,165	0,226	0,254	6.206	1,014	6HA12=6.79	35
appuis	-25.863	0,077	0,101	0,269	2.767	1,014	3HA12=3.39	35

5) Exigence du RPA :

$$A_{min} = 0.5\% b.h = 4.5 \text{ cm}^2.$$

$$A = A_a + A_t = 10.18 > A_{min} \dots \text{vérifiée}$$

A_a : Section d'armature en appui.

A_t : Section d'armature en travée.

6) Vérifications À l'ELU :

a) Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{umax} = 72.877 \text{ KN} .$$

$$\tau_u = \frac{V_{umax}}{b.d} = \frac{73.895 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28} = 0.879 \text{ Mpa}.$$

Pour une fissuration non préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}\right) = 3.325 \text{ Mpa} .$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée

b) Calcul des armatures transversales : (art A.7.2.2 /BEAL 91)

Diamètre : Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}\right) = 8.5 \text{ mm. on choisit un diamètre } \phi_8$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier et un cadre de ϕ_8

$$A_t = 4\phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$A_t > \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3f_{tj})}{0.8f_e} \rightarrow A_t < 0 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{0.4b \times S_t}{f_e} = 0.45 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_t = 0.5 \text{ cm}^2$

c) Espacements des armatures transversales :

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 25.2 \text{ cm on adopte : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

d) En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \text{ cm}\right)$$

$$S_t \leq \min(7.5; 12 * 1.2 \text{ cm}) = 7.5 \text{ cm}$$

e) Influence Sur le béton :

$$V_u < \left(\frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b}\right) \left(\frac{b_0 \cdot 9d}{2}\right) = 50.4 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

f) Pourcentage minimum des armatures transversales :(Art 7.5.2.2/RPA99)

$$A_{tmin} = 0.03 \times S_t \times b = 0.03 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{adopté} \geq A_{tmin} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

7) Vérifications à L'ELS :

a. États limite de compression de béton : La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

Tableau III.47: Vérification les contraintes.

localisation	$M_{ser} (KN.m)$	$I (cm^4)$	Y (cm)	$\sigma_{bc} (Mpa)$	$\bar{\sigma}_{bc} (Mpa)$	Observation
travée	42.398	28933	877.033	12.852	15	Vérifiée
appuis	19.952	19041	703.416	7.371	15	Vérifiée

b. Vérification de l'état limite de déformation :

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{350} = 0.0857 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.0850 < \frac{h}{L} = 0.0857 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = 0.0016 < \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

8) Calcul de la section d'armature à la torsion

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section. (Art A.5.4.2 .2.)

U : périmètre de la section

Ω : Air du contour tracé à mi-hauteur

e : épaisseur de la paroi

A_i : Section d'acier

$$e = \frac{h}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e)(h - e) = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times ((b - e)(h - e)) = 1 \text{ m}^2$$

$$M_t = M_{a \text{ escalier}} = 14.948 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \text{ max}} = \frac{M_t \times L^2}{8} = 2.28 \text{ MN.m}$$

$$A_i = \frac{M_{tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 0.456 \text{ cm}^2$$

a. Choix des armatures

En travée :

$$A_t = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} = 2.36 + 0.456 = 2.82 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 3HA12 = 3.39 cm²

En appui :

$$A_a = 2.36 + 0.456 = 2.82 \text{ cm}^2$$

On opte pour 3HA12 = 3.39 cm²

b. Vérification de la contrainte de cisaillement

On vérifie que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec : $\tau_u = \sqrt{\tau_{flexion}^2 + \tau_{torsion}^2} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (article I. III)}$

τ_u : Contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant

On a $V_{max} = 73.895 \text{ KN}$

$$\tau_{flexion} = \frac{V_u}{b.d} = 0.879 \text{ MPa}$$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{tu}}{2} \times \Omega \times e = 4.185 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 4.185 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 4.277 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

c. Calcul des armatures transversales à la torsion

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

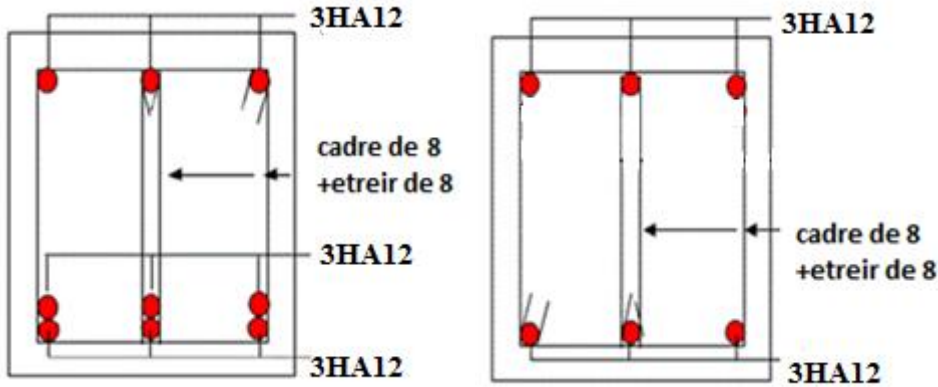
$$A_{tmin} = 0.003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 0.902 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'où : } A_t = A_{tFS} + A_{tT} = 2.91 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3.14 cm² un cadre et un étrier

d. Schéma de ferrailage de la poutre palière :



En travée

En Appuis

III.5. Etude de la poutre de chaînage :

D'après le RPA99 (Art9.3.3), la dimension minimale de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 15 cm ou 2/3 de l'élément supporte

La portée maximale de la poutre de chaînage est :

$$L_{max} = 380 - 30 \Rightarrow L_{max} = 350 \text{ cm.}$$

Selon la condition de la flèche :

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

$$23.33 \leq h \leq 35$$

Soit h=30cm et b=30cm

III.5.1 Calcul de sollicitation :

Le chaînage est conçu pour reprendre, outre son poids propre, le poids des cloisons.

$$\text{Poids propre de chaînage : } G_p = 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2.25 \text{ kn/m.}$$

$$\text{Poids du mur : } G_m = 2.67 \times (3.23 - 0.3) = 7.823 \text{ kn/m}$$

$$\text{D'où : } q_u = 1.35(2.25 + 7.18)$$

$$q_u = 13.598 \text{ KN/m et } q_s = 10.073 \text{ KN/m}$$

Tableau III.48: Calculs des sollicitations.

	$q(\text{KN/m})$	$M_0(\text{KN.m})$	$M_t(\text{KN.m})$	$M_a(\text{KN.m})$	$V_u(\text{KN})$
--	------------------	--------------------	--------------------	--------------------	------------------

ELU	13.598	20.822	15.616	-10.411	23.797
ELS	10.073	15.424	11.568	-7.712	

III.5.2.Ferraillage de poutre de chaînage :

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.49: Ferraillage et vérification de la poutre de chaînage.

Ferraillage a l'ELU										
Endroit	M(KN. m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(cm)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	$S_t(cm)$		
Travée	15.616	0.01	0.01	0.278	1.614	1.014	3HA10=2.36	15		
		4	7							
Appui	-10.411	0.00	0.01	0.278	1.076	1.014	3HA10=2.36	15		
		9	2							
Vérifications des contraintes										
Les vérifications		V(KN)	τ_u	$\bar{\tau}_u$	$M_s(KN.m)$	Y(cm)	I(cm ⁴)	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	Observation
	Travée	23.797	0.28	3.3	11.568	4.112	3163.	0.15	15	Vérifier
	Appui				-7.712	4.112	3163.			
Vérification de la flèche										
Condition	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$		$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$		$A \leq \frac{4.2bd}{f_e}$		Observations			
Valeurs	0.08 \geq 0.075		0.08 \geq 0.0625		2.36 \leq 11.025		La flèche n'est pas nécessaire			

• Calcul des armatures transversales :

$$A_{trans} = 0.4 * 0.3 * \frac{0.15}{400} = 0.45cm^2.$$

$$A_{trans} = 0.3 * 0.15 * \frac{(0.2-0.3*2.1)}{0.9*400} = -0.54cm^2 > 0.$$

On prend un cadre $\emptyset 8$ et une épingle Φ_8 .

$$A_t = 3\emptyset 8 = 1.51cm^2.$$

Schéma de ferraillage de la poutre de chaînage (figure III.8).

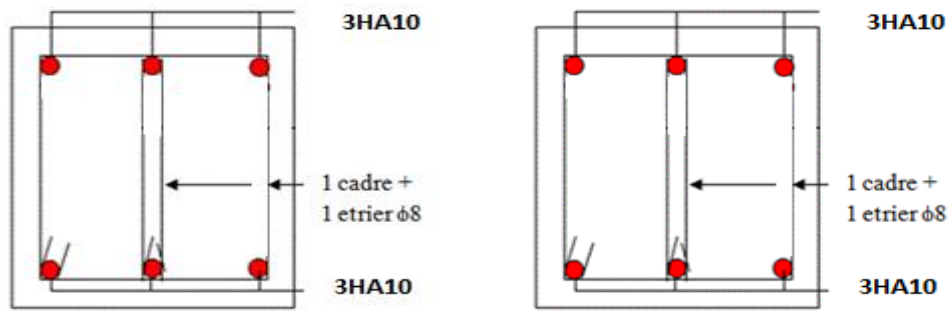


Figure III.1 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

III.6.Calcul de l'acrotère :

III.6.1.Hypothèse de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée. **Figure 1** : la section à ferrailer
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de 1 m.

III.6.2.Evaluation de charge et surcharge de l'acrotère :

Tableau III.50: Evaluation de charge et surcharge de l'acrotère

Sollicitations	RPA	ELU	ELS
Combinaison de charges	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
N(KN)	1.9	2.565	1.9
M (KN. m)	0.9	0.9	0.6

III.6.3.Calcul de l'excentricité a l'état limite ultime

La combinaison à considérer est : 1.35G+1.5Q

$$N_u = 2.565 \text{ KN Et } M_u = 0.9 \text{ KN.m}$$

$$\text{On a : } e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.35 \text{ m} > \frac{h}{6} = 0.1 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2

Telle que :

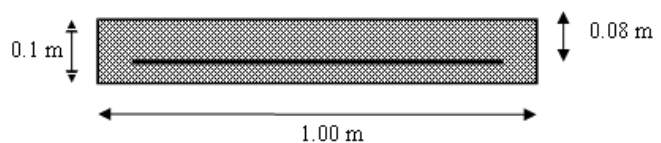
e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max(2\text{cm}, h/250) \rightarrow e_a = 2\text{cm.}$$

$$e_2 = \frac{3 l_f^2 (2 + \phi \alpha)}{h_0 \cdot 10^4} = \frac{3(1,2)^2 (2+0)}{0.1(10)^4} =$$

$$0.00864 \text{ m.}$$



Armatures de répartitions : $S_t \leq 60/4 = 15 \text{ cm}$ on adopte : $S_t = 15 \text{ cm}$.

D. Vérification au cisaillement :

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\bar{\tau} \leq \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{ Mpa}) \rightarrow \bar{\tau} \leq 2.5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = F_p + Q \rightarrow V_u = 0.912 + 1 = 1.912 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.912 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.0239 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{pas de risque de cisaillement .}$$

E. Vérification de l'adhérence :

$$\zeta_{se} = \frac{V_u}{(0.9d \times \sum U_i)} = \frac{1.912 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.08 \times 0.10048} = 0.264 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{RPA (Article. A.6.1, 3)}$$

$$\sum U_i = n\pi\phi = 4 \times 3.14 \times 8 = 10.048 \text{ cm}$$

$$\bar{\zeta}_{se} = 0.6\Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{RPA (Article. A.6.1, 21)}$$

$$\Psi = 1.5 \text{ Pour les HA}$$

$$\zeta_{se} < \bar{\zeta}_{se} \dots \dots \dots \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

- **Vérification a L'ELS :**

$$d=0.08 ; N_{ser} = 1.9 \text{ KN}; M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}; \eta = 1.6 \text{ pour les HR}$$

A. Vérification des contraintes

D'après le BEAL 91, la vérification des contraintes se fait de façon suivante :

- **Position de l'axe neutre** $C = d - e_1$

Tel que e_1 : distance du centre de pression c à la fibre la plus comprimé de la section.

$$e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser} + \left(d - \frac{h}{2}\right)} = \frac{0.6}{1.9 + \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right)} = 0.345 \text{ m}$$

$$e_1 > d \rightarrow (c) \text{ à l'extérieur de section} \rightarrow c = 0.08 - 0.345 = -0.265 \text{ m}$$

- **Calcul Y_{ser} :**

$$Y_{ser} = Y_c + c$$

Calcul de Y_c tel que :

$$3 + p \times Y_c + q = 0$$

Avec :

$$P = -3 \times c^2 + (d - c) \times \frac{6nA_s}{b} = -3 \times (-0.265)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.08 + 0.265}{1}$$

$$P = -0.204 \text{ m}^2$$

$$q = 2c^3 + 90 \times A \frac{(d-c)^2}{b} = -3 \times (-0.265)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.08 + 0.265)^2}{1}$$

$$q = 0.0393 \text{ m}^3$$

Après résolution de l'équation on trouve :

$$y = -0.5278 \text{ m (distance de l'axe neutre au centre de pression).}$$

$$Y_{ser} = 0.02628 \text{ m (distance entre l'axe neutre et la fibre supérieur de la section)}$$

- **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times \frac{Y_{ser}}{I} = 0,014 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{v\u00e9rifi\u00e9e}$$

$$\sigma_s = 15 \times N_{ser} \times \frac{(d - N_{ser})}{I} = 0,1485 \text{ Mpa}$$

Avec :

$$I = b \times \frac{Y_{ser}^3}{3} + 15 \times (d - Y_{ser})^2: \text{Moment d'inertie de la section homog\u00e8ne r\u00e9duite}$$

$$I = 35,083 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- **Fissuration nuisible**

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

$$\sigma_s = 0,1485 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s \rightarrow \text{v\u00e9rifi\u00e9e}$$

Sch\u00e9ma de ferrailage :

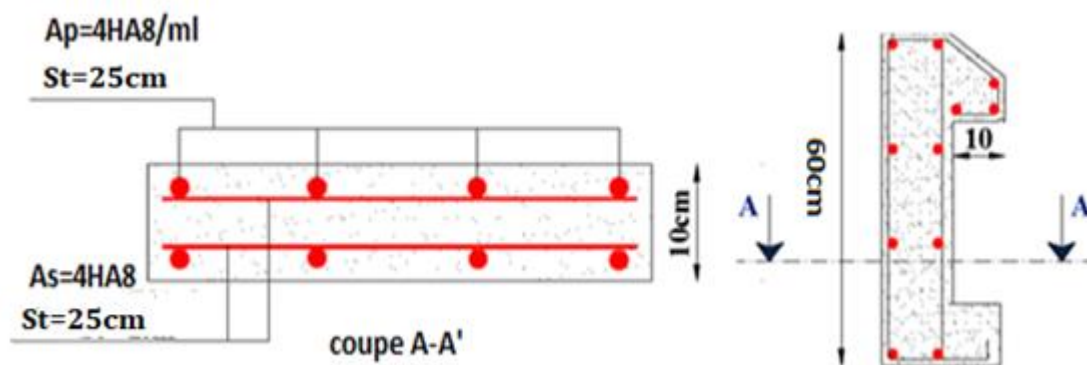


Figure III.2 : Sch\u00e9ma de ferrailage de l'acrot\u00e8re.

Chapitre

Étude dynamique

IV.1 : Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.

Face a ce risque, et a l'impossibilité de le prévoir il est nécessaire de construire des structures pouvant résister a de tels phénomènes afin d'assurer au moins une protection acceptable des généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

- **Objectif de l'étude dynamique :**

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

IV.2 : Modélisation :

Afin de pouvoir déterminer les efforts dans les éléments porteurs de la structure sous les différents chargements (verticaux et horizontaux), on a modélisé la structure avec le logiciel ETABS version 16 qui est un logiciel qui se base sur la méthode des éléments fini. Ce logiciel construit les différentes matrices que ce soit matrice masse, rigidité ou vecteurs forces à chaque nœud de la structure et fait l'assemblage de ces matrices et leurs résolutions ce qui constitue des milliers de matrices résolue en quelques minutes.

Quant aux étapes suivit lors de travail on a commencé par définir la géométrie de structure en construisant un système de grilles, ensuite on a défini les différents matériaux (béton et acier). On est passé à la définition des différentes sections qui constitue ce bâtiment, les poteaux et les poutres comme des éléments frames, les plancher et escaliers comme des éléments Shell et les voiles comme des éléments Wall qui seront ensuite maillé. Après avoir dessiné la structure et ces éléments constituant on va les charger avec les différents chargements déjà évalué dans le chapitre II, quant au voile de soutènement on lui appliquera un chargement du a la poussée des terres. On passe à l'encastrement les différents nœuds à la base du bâtiment, et puis pour avoir un plancher infiniment rigide on applique un diaphragme qui va réduire le nombre de degré de liberté. On va ensuite introduire le spectre de réponse du RPA comme il est défini dans la figure **IV.1**.

IV.3 : Méthode de calcul

IV.3.1. La méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.) (Article 4.2.1 RPA 99 v2003)

L'effort sismique appliqué à la base doit être calculé selon les deux directions X et Y par la formule suivante

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q \cdot W}{R} \dots\dots\dots \text{(Article 4.2.3 RPA 99 v2003)}$$

Tel que :

A : Coefficient d'accélération de zone.....(RPA99/2003 tableau4.1)

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.....(RPA99/2003 tableau4.2)

W : Poids total de la structure..... (RPA99/2003 tableau4.5)

R : Coefficient de comportement de la structure.....(RPA99/2003 tableau4.3)

Q : Facteur de qualité.....(RPA99/2003 tableau4.4)

Les paramètres cités auparavant dépendent des caractéristiques de la structure.

IV.3.2. La méthode modale spectrale :

La méthode modale spectral est sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être arrangés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

IV.4.La disposition des voiles de contreventement :

Pour avoir un bon comportement de la structure et limiter les effets de la torsion accidentelle, plusieurs dispositions ont été testées dans le but d'aboutir à un système de contreventement mixte satisfaisant à la fois, une bonne répartition des charges entre portiques et voiles et les contraintes architecturales de la structure.

Nous illustrons dans ce qui suit la disposition qu'on a adopté :

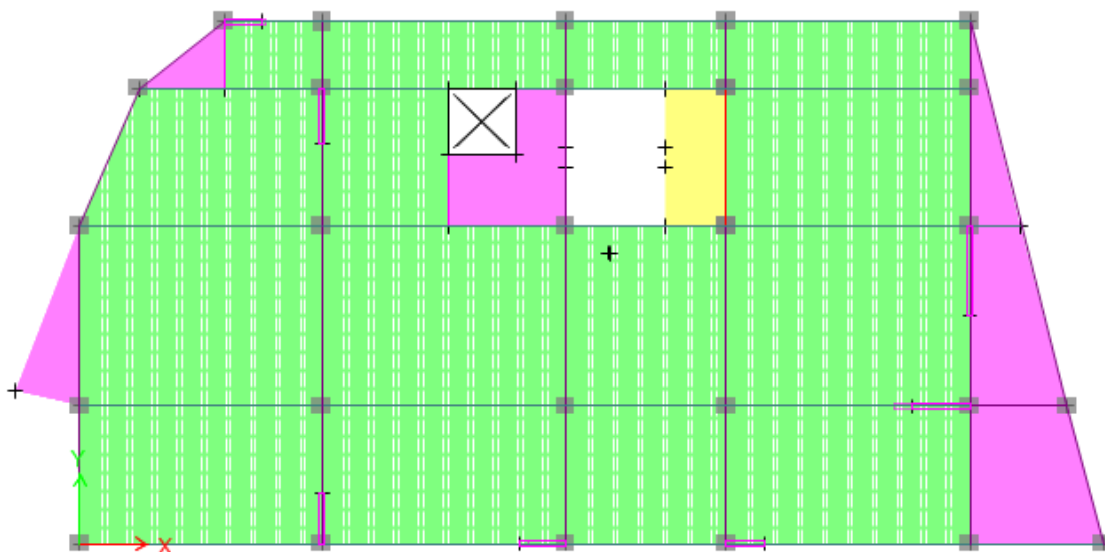


Figure IV.1: Vue en plan de la disposition des voiles.

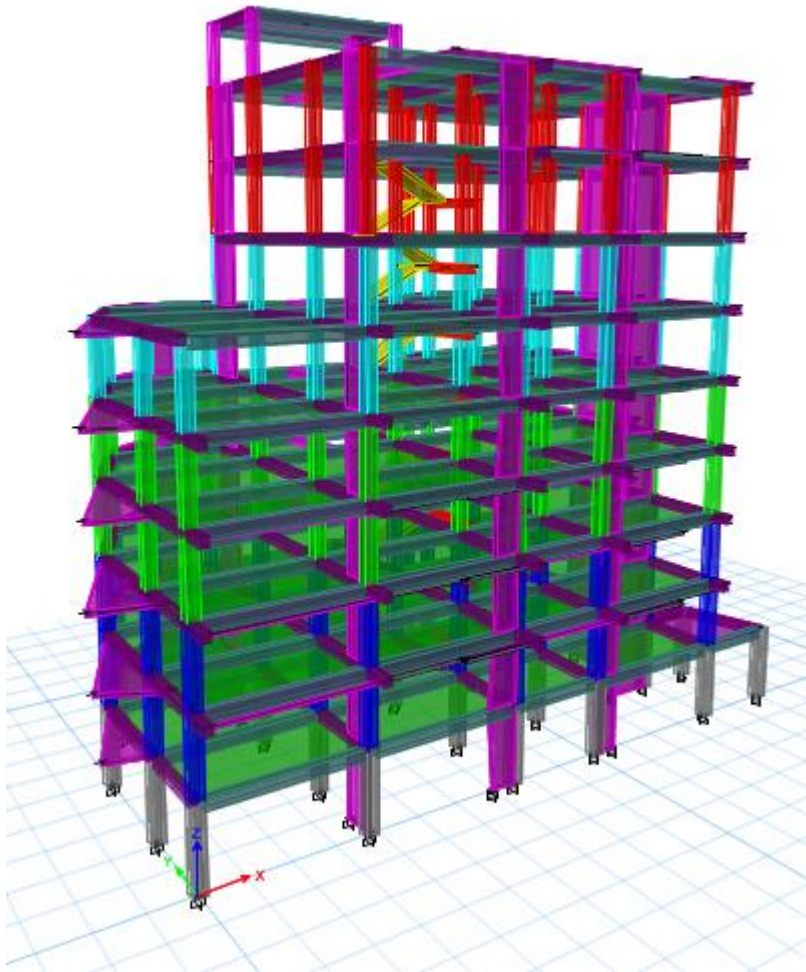


Figure IV.2: Vue en 3D du model obtenu par logiciel ETABS V16.

IV.4.2.3. Analyse modale :

Le premier mode est un mode de translation suivant X-X.

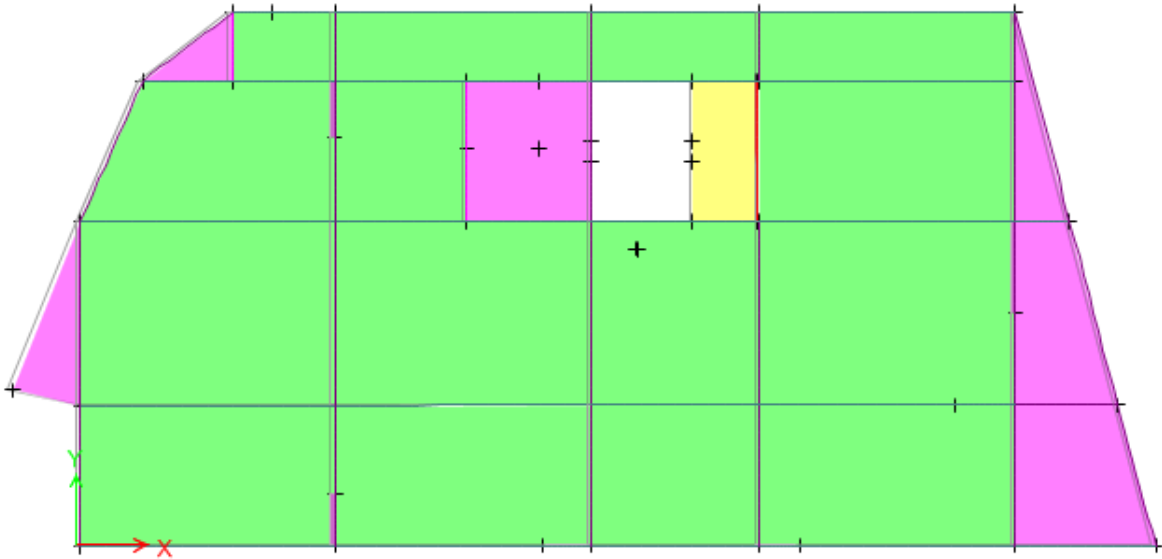


Figure IV.3: Vue en plan de 1er mode.

Le deuxième mode est un mode de translation suivant Y-Y.

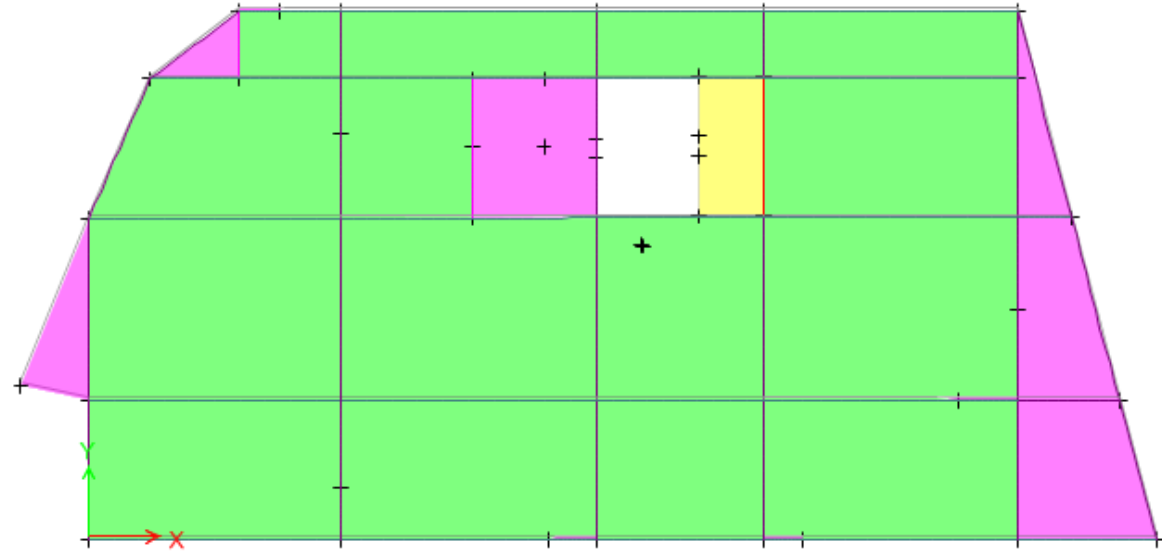


Figure IV.4: Vue en plan de 2eme mode.

Le troisième mode est une rotation selon l'axe Z-Z.

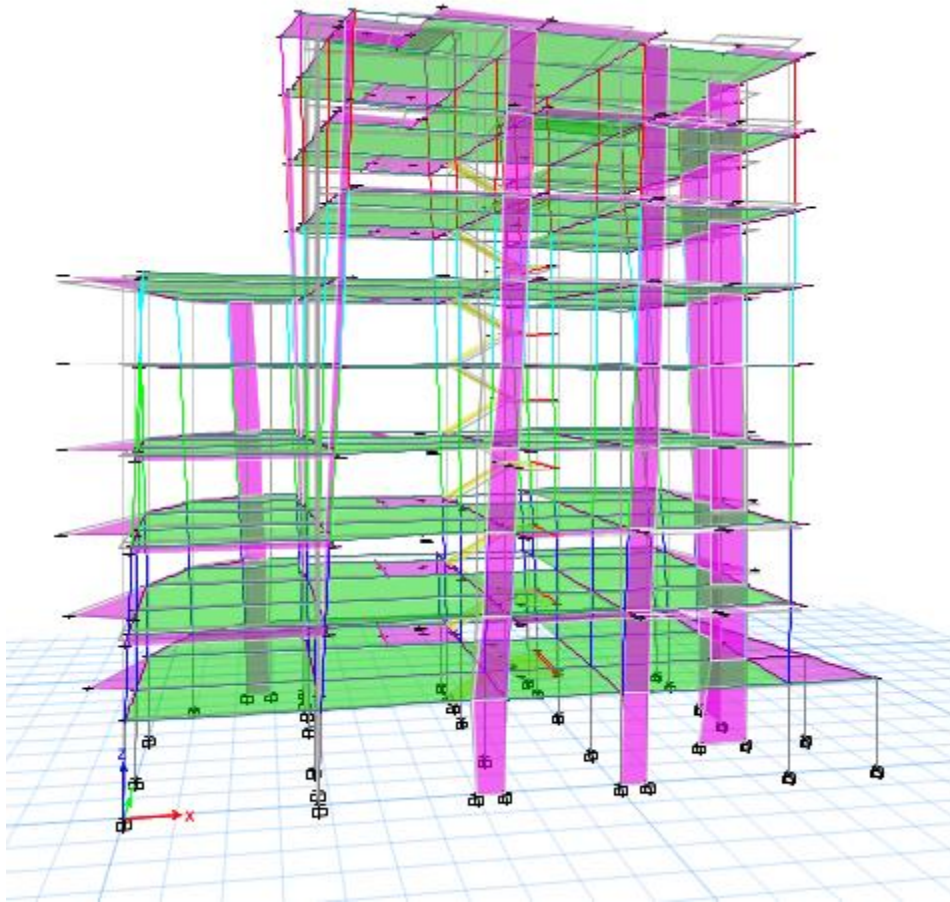


Figure IV.5: Vue en plan de 3eme mode de torsion.

Commentaire

D'après les figures ci-dessus on a une perspective du comportement global de la structure, on remarque que dans les deux premiers modes on a une translation selon le sens X et Y qui sont très satisfaisant et une torsion dans le 3ème mode. Néanmoins les résultats présenter dans le **Tableau IV.2** nous donne une approche plus précise du comportement de la structure.

IV.5. Les vérifications exigées par le RPA 99/2003 :

IV.5.1. Période de vibration et participation massique :

Le coefficient de participation massique correspond au i^{eme} mode de vibration, représente le pourcentage d'énergie sismique absorbé à ce mode par le bâtiment. La somme de ces coefficients représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment.

Pour les structures représentées par le modèle plan dans 2 directions orthogonale, le nombre de mode à retenir doit être tel que la somme des masses totale effective pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Tableau IV.1 : Période et taux de participation massique de la structure.

Case	Mode	Période(x)	U _x	U _y	Sum U _x	Sum U _y
Modal	1	0.604	0.7211	0.001	0.7211	0.001
Modal	2	0.527	0.0009	0.7086	0.7219	0.7078
Modal	3	0.482	0.0004	0.0015	0.7223	0.7093
Modal	4	0.217	0.0986	0.0096	0.821	0.719
Modal	5	0.201	0.0214	0.00729	0.8424	0.7919
Modal	6	0.16	0.0025	0.0563	0.8449	0.8482
Modal	7	0.125	0.0435	0.00003	0.8883	0.8482
Modal	8	0.113	0.0002	0.0379	0.8885	0.8861
Modal	9	0.112	0.0001	0.0003	0.8886	0.8865
Modal	10	0.099	0.031	0.0001	0.9195	0.8866
Modal	11	0.087	0.00003	0.0166	0.9196	0.9032
Modal	12	0.081	0.00002	0.0262	0.9196	0.9295

Remarque :

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 10^{ème} selon les deux sens x et y .

IV.5.2. Vérification de l'effort tranchant à la base :

En se référant à ce que stipule l'article 4-3-6 du RPA99/version2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente $V_{dyn} \geq 0.8V_{st}$.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0.8V_{st} \dots\dots\dots (\text{RPA99V2003 Art 4.3.6})$$

Dans le cas où cette condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorées de $\frac{0.8V_{st}}{V_{dyn}}$

Avec V_{dyn} : Effort tranchant dynamique calculé avec la méthode modale spectrale.

$$V_{st} = \frac{ADQW}{R}: \text{Effort tranchant statique à la base.}$$

Tel que :

- $A = 0,15 \dots\dots\dots$ {Groupe d'usage 2
Zone sismique II_a }
- $R = 5 \dots\dots\dots$ Système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction.
- D : Ce facteur est en fonction de la période fondamentale de la structure, et la catégorie du site et du facteur de correction d'amortissement η (RPA99 (Formule 4-2)).

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \dots\dots\dots \text{(RPA99/2003(Formule4.3))}$$

ξ : Le pourcentage d’amortissement critique, en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l’importance des remplissages.

$$\xi = 7 \text{ D'où : } \eta = 0,882$$

Pour notre cas nous avons un remplissage dense et un système mixte (voile/portiques).

O na un site ferme(S₂) donc $\begin{cases} T_1 = 0.15(s) \\ T_2 = 0.4(s) \end{cases}$

• **Estimation de la période fondamentale de la structure T :**

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du **RPA99/Version2003** suivantes :

$$T = \min \begin{cases} C_T h^{3/4} \dots\dots\dots 1 \\ \frac{0.09h}{\sqrt{L}} \dots\dots\dots 2 \end{cases}$$

$h_n = 28.85m$: Hauteur totale du bâtiment.

$C_T = 0.05$ Coefficient qui dépend du système du contreventement utilisée (**RPA99/2003(Tableau 4.6)**).

$$T = 0.05 \times 28.85^{3/4} = 0.622s \dots\dots\dots I$$

L : Portée maximale du bâtiment à la base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_x = 28.65m \\ L_x = 14.8m \end{cases} \text{ Donc: } \begin{cases} T_x = 0.485s \\ T_y = 0.766s \end{cases} \dots\dots\dots II$$

Entre I et II on prend le minimum le plus défavorable :

$$T = \begin{cases} T_x = \min(0.485; 0.622) = 0.485s \\ T_y = \min(0.766; 0.622) = 0.622s \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$T_{x,y} = \begin{cases} T_x = 1.3 \times 0.485 = 0.630s \\ T_y = 1.3 \times 0.622 = 0.828s \end{cases} \text{ D'ou } \begin{cases} T_{dyn}^x = 0.604s < T_{st}^x = 0.630s \dots\dots \text{vérifiée} \\ T_{dyn}^y = 0.527s < T_{st}^y = 0.828s \dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

$$T_2 = 0.4s < T < 3s \implies \text{Ce qui donne pour les deux sens : } D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$D_{x,y} = \begin{cases} D_x = 1.675s \\ D_y = 1.835s \end{cases}$$

• **Q = 1 + Σ₁⁶ p_q..... RPA99/2003(Formule4.4)**

p_q : La pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) observé ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant (**Tableau IV.1**)

Tableau IV.1: Valeurs des pénalités

Critère(q)	Observé	p_q/yy	Observé	p_q/yy
1. conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Non	0.05
2. redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3. régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4. régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5. contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6. contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
$W = \sum p_q$	1.1		1.15	

$W = \sum_{i=1}^n w_i$ Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

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

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

B : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

$\Rightarrow B = 0.2 \dots \dots \dots \text{RPA99/2003 (Formule 4.5)}$

Dans notre structure : $W = 12935.9256 \text{ KN}$

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

$$V_{st} = \begin{cases} V_{st}^x = 715.033 \text{ KN} \\ V_{st}^y = 818.941 \text{ KN} \end{cases}$$

IV.6.Spectre de réponse de calcul :

IV.6.1.Définition du spectre de réponse de calcul :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 \cdot A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(\frac{2,5\eta Q}{R} - 1 \right) \right) \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta \times 1,25A \times \frac{Q}{R} \dots \dots \dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \times 1,25A \times \frac{Q}{R} \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta \times 1,25A \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \times \left(\frac{Q}{R} \right) \dots \dots \dots T > 3 \text{ s} \end{cases}$$

Remarque :

D’après l’article 4.3.3 du RPA99/2003 lors du calcul du spectre de réponse, il y’a lieu de prendre lors du calcul du facteur de qualité que les irrégularités en plan et en élévation ont déjà été prises en compte par le model.

Lors de l’analyse tridimensionnel du bâtiment on prend la valeur de q la plus pénalisante des valeurs calculées selon les deux directions orthogonales.

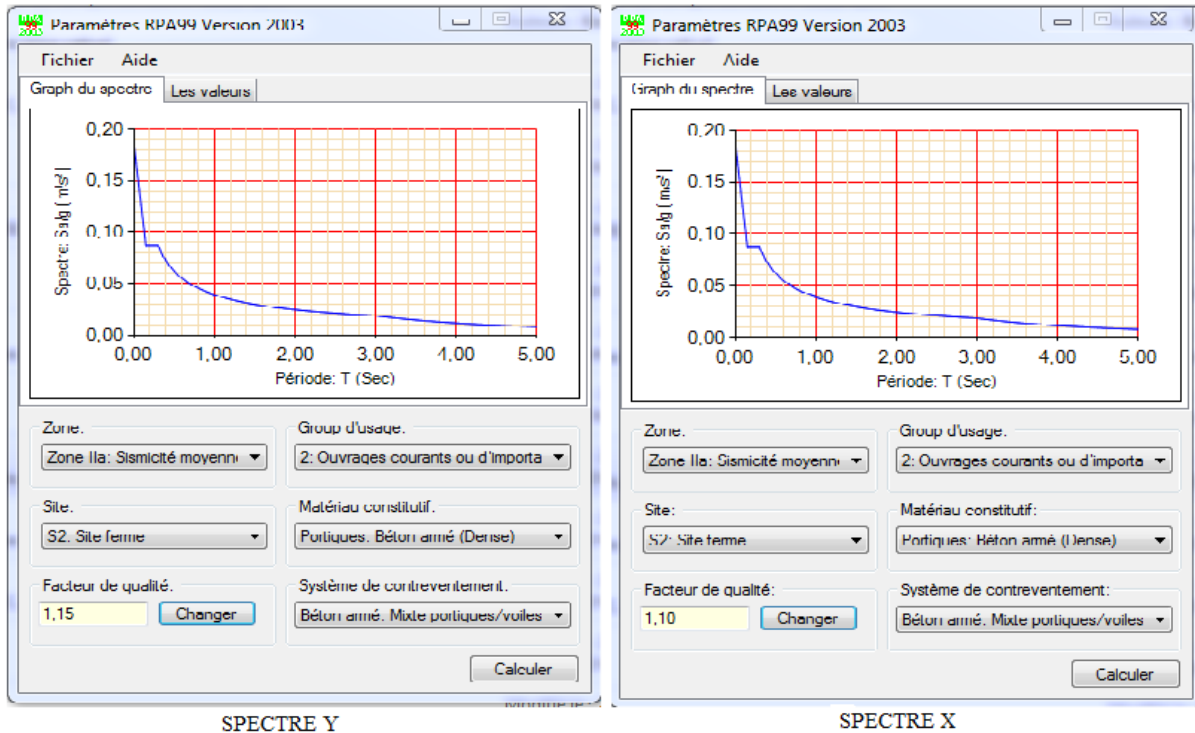


Figure IV.6: Spectre de réponse pour les deux sens X et Y

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

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

Force sismique à la base	$V_{dyn}(KN)$	$0.8V_{st}(KN)$	Observation
Sens X	641.003	572.026	Vérifie
Sens Y	723.928	655.153	Vérifier

IV.6.2 : Justification de l’interaction voiles-portiques :

Le RPA99/2003 ART3.4.A exigé pour les systèmes mixtes ce qui suit :

A) Sous charges verticales :

$$\frac{\Sigma F_{portiques}}{\Sigma F_{portiques} + \Sigma F_{voiles}} \geq 80\% \text{ (Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques).}$$

$$\frac{\Sigma F_{voiles}}{\Sigma F_{portiques} + \Sigma F_{voiles}} \leq 20\% \text{ (Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles).}$$

B) Sous charges horizontales :

$$\frac{\Sigma F_{\text{portiques}}}{\Sigma F_{\text{portiques}} + \Sigma F_{\text{voiles}}} \geq 25\% \text{ (Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques).}$$

$$\frac{\Sigma F_{\text{voiles}}}{\Sigma F_{\text{portiques}} + \Sigma F_{\text{voiles}}} \leq 75\% \text{ (Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles).}$$

Tableau IV.4 : Vérification de l'interaction verticale.

Niveau	Charge repris (KN)		Pourcentage repris (%)		Observations
	Portique	Voile	Portique	Voile	
RDC	11051.72	2593.7815	80.99	19.01	Vérifier

Remarque :

Les interactions verticales sont vérifiées dans tous les niveaux du bâtiment.

Tableau IV.5 : Vérification de l'interaction horizontale sens x-x.

Niveau	Charge repris (KN)		Pourcentage repris (%)		Observations
	Portique	Voile	Portique	Voile	
RDC	276.4244	364.581	43.12	56.88	Vérifier
ETAGE 1	334.6279	289.5411	53.61	46.39	Vérifier
ETAGE 2	329.2766	261.0874	55.78	44.22	Vérifier
ETAGE 3	297.949	245.7622	54.80	45.20	Vérifier
ETAGE 4	289.0797	195.8737	59.61	40.39	Vérifier
ETAGE 5	230.8942	177.4001	56.55	43.45	Vérifier
ETAGE 6	175.2796	150.1879	53.85	46.15	Vérifier
ETAGE 7	125.3872	112.2048	52.77	47.23	Vérifier
ETAGE 8	106.2104	35.4486	74.98	25.02	Vérifier
ETAGE 9	39.2538	/	100	0	Vérifier

Tableau IV.6 : Vérification de l'interaction horizontale sens y-y.

Niveau	Charge repris (KN)		Pourcentage repris (%)		Observations
	Portique	Voile	Portique	Voile	
RDC	281.581	440.9526	38.98	61.02	Vérifier
Etage 1	382.2561	319.3584	54.48	45.52	Vérifier
Etage 2	392.5474	273.2489	58.96	41.04	Vérifier
Etage 3	321.5913	294.6576	52.19	47.81	Vérifier
Etage 4	341.1507	211.1152	61.77	38.23	Vérifier
Etage 5	292.1537	173.2131	62.78	37.22	Vérifier
Etage 6	207.0157	161.9441	56.11	43.89	Vérifier
Etage 7	137.3443	130.8791	51.21	48.79	Vérifier

Etage 8	123.6584	37.6789	76.65	23.35	Vérifier
Etage 9	7.0349	/	100	0	Vérifier

Remarque : On constate dans les résultats résumés dans les tableaux ci-dessus que les interactions sont vérifiées à tous les niveaux dans les deux directions.

IV.6.3 Vérification de l'effort normal réduit :

Afin d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, Le RPA99/2003 ART IV.4.3.1 nous exige de vérifier pour chaque niveau la relation suivante : $\theta \leq 0,30$,

$$\theta = \frac{N}{B \cdot f_{c28}}$$

N : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton sous sollicitations sismiques.

B : l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{cj} : La résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont récapitulés sur le tableau suivant :

Tableau IV.7 : Vérification de l'effort normal réduit pour chaque étage.

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			Combinaison	N (KN)	θ	observation
	b (cm)	h (cm)	B (cm ²)				
RDC	45	50	2250	ELUA	1082.7386	0.192	Vérifier
Etage 1	45	45	2025	ELUA	950.5342	0.187	Vérifier
Etage 2	45	45	2025	ELUA	843.2579	0.166	Vérifier
Etage 3	40	45	1800	ELUA	684.244	0.152	Vérifier
Etage 4	40	45	1800	ELUA	593.9101	0.132	Vérifier
Etage5	40	40	1600	ELUA	465.2267	0.116	Vérifier
Etage 6	40	40	1600	ELUA	346.1549	0.036	Vérifier
Etage 7	35	40	1400	ELUA	239.376	0.068	Vérifier
Etage 8	35	40	1400	ELUA	160.0765	0.045	Vérifier
T.C	35	35	1225	ELUA	74.87	0.024	Vérifier

IV.6.4: Vérification du déplacement inter étage :

Selon le RPA99/2003 Art 5.10, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1,0 % de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égale à : $\Delta k = \delta k - \delta k - 1$

Avec: $\delta k = R * \delta ek$

$\Delta k < 1\% * he.$

δk : Déplacement horizontale à chaque niveau « k »

δ_{ek} : Déplacement élastique du niveau « k »

R : Coefficient de comportement dynamique (R=5).

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau IV.8: Vérification des déplacements inter étages.

Niveau	h_k (m)	Sens x – x					Sens y – y				
		δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	ΔK (m)	$\Delta K/h_k$ %	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	ΔK (m)	$\Delta K/h_k$ %
RD	3.2	0.000	0.002	0	0.002	0.0008	0.000	0.002	0	0.002	0.0008
C	3	538	69		69	3283	518	59		59	0186
Etag	2.8	0.001	0.007	0.002	0.005	0.0017	0.001	0.006	0.002	0.004	0.0014
e 1	9	576	88	69	19	9585	361	805	59	215	5848
Etag	2.8	0.002	0.014	0.007	0.006	0.0021	0.002	0.011	0.006	0.004	0.0016
e 2	9	815	075	88	195	436	303	515	805	71	2976
Etag	2.8	0.004	0.020	0.014	0.006	0.0021	0.003	0.016	0.011	0.004	0.0017
e 3	9	085	425	075	35	9723	293	465	515	95	128
Etag	2.8	0.005	0.026	0.020	0.006	0.0020	0.004	0.021	0.016	0.005	0.0018
e 4	9	286	43	425	005	7785	337	685	465	22	0623
Etag	2.8	0.006	0.031	0.026	0.005	0.0018	0.005	0.026	0.021	0.004	0.0016
e 5	9	378	89	43	46	8927	317	585	685	9	955
Etag	2.8	0.007	0.036	0.031	0.004	0.0016	0.006	0.030	0.026	0.004	0.0014
e 6	9	354	77	89	88	8858	17	85	585	265	7578
Etag	2.8	0.008	0.040	0.036	0.004	0.0013	0.007	0.035	0.030	0.004	0.0016
e 7	9	159	795	77	025	9273	134	67	85	82	6782
Etag	2.8	0.008	0.043	0.040	0.003	0.0010	0.008	0.040	0.035	0.004	0.0015
e 8	9	784	92	795	125	8131	037	185	67	515	6228
T.C	2.5	0.009	0.045	0.043	0.002	0.0008	0.008	0.044	0.040	0.004	0.0016
		185	925	92	005	02	868	34	185	155	62

Commentaire :

On constate d'après les résultats exposés dans le tableau ci-dessus que les déplacements inter étages sont inférieure à un centième de la hauteur d'étage suivant les directions orthogonales ce qui signifie d'après les règlements en vigueur que la structure est stable et elle ne risque pas d'instabilité.

IV.6.5 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

Les effets du second ordre ou 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 : $\theta = P_k \frac{\Delta_k}{(V_k \times h_k)} \leq 0,1$ art (5.1.9)

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$: 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 ».

Remarque :

Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$, 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 $\theta_k > 0.2$, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau IV.9 : Vérification des effets du second ordre.

Niveau	h_k (m)	P_k (KN)	Sens X-X			Sens Y-Y		
			Δ_k (m)	V_k (KN)	Θ_k	Δ_k (m)	V_k (KN)	Θ_k
RDC	3.23	12935.926	0.00269	641.003	0.0168	0.00259	720.5667	0.0143
Etage1	2.89	10999.906	0.00519	623.955	0.0316	0.004215	701.1741	0.0228
Etage2	2.89	9468.565	0.006195	590.426	0.0343	0.00471	665.6201	0.0231
Etage3	2.89	7987.638	0.00635	543.479	0.0322	0.00495	616.1784	0.0222
Etage4	2.89	22172.35	0.006005	484.579	0.0950	0.00522	551.6717	0.0725
Etage5	2.89	5129.191	0.00546	408.035	0.0237	0.0049	464.5762	0.0187
Etage6	2.89	3752.235	0.00488	325.235	0.0194	0.004265	368.5455	0.0150
Etage7	2.89	2514.361	0.004025	237.137	0.0147	0.00482	267.1306	0.0156
Etage8	2.89	1347.229	0.003125	137.458	0.0105	0.004515	153.711	0.0136
T.C	2.5	242.112	0.002005	39.256	0.0049	0.004155	43.896	0.0092

Commentaire :

Les résultats des calculs résumés dans le tableau précédent indique que les effets du second ordre sont inférieure a 0.1 ce qui signifie d'après le règlement parasismique algérien (art 5.9) dans le cas des bâtiments qu'il peut être négligé.

IV.7.Conclusion :

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement de sorte à respecter les plans architecturaux, et en équilibrant entre le critère de résistance et économique, on satisfaisant toutes les

conditions du RPA, ce que nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Chapitre V

Etude des éléments

structuraux

V.1.Introduction :

Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des moments fléchissant et aux efforts tranchants. Ils seront donc calculés en flexion composée, par contre les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.

V.2.Etude des poteaux :

Les poteaux sont calculés en flexion composée avec cisaillement sous l'action des sollicitations les plus défavorables résultant des combinaisons d'action données par le CBA 93 et le RPA99/2003 :

1.35G+1.5Q	ELU
G+Q±E	ELUA
0.8G±E	ELUA
G+Q	ELS

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux données par les sollicitations suivantes :

$$N^{max} \dots\dots\dots M^{correspondant}$$

$$M^{max} \dots\dots\dots N^{correspondant}$$

$$N^{min} \dots\dots\dots M^{correspondant}$$

V.2.1. Recommandations :**1. Les armatures longitudinales : (RPA99/2003 Art7.4.2.1) :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage est limité par:

$$A_{min} = 0.8\% \text{ De la section de béton}$$

$$A_{max} = 4\% \text{ De la section de béton (en zone courante).}$$

$$A_{min} = 6\% \text{ De la section de béton (en zone de recouvrement).}$$

$$\emptyset_{min}=12mm \text{ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).}$$

La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40Φ .

L'espacement (S_t) entre deux barres verticales dans une face dépoté au ne doit pas dépasser 25cm.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales. La zone nodale (figure IV.1) est définie par « l' » et « h' » tel que:

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6} b_1; h_1; 60cm\right)$$

b_1 et h_1 : La section du poteau considéré.

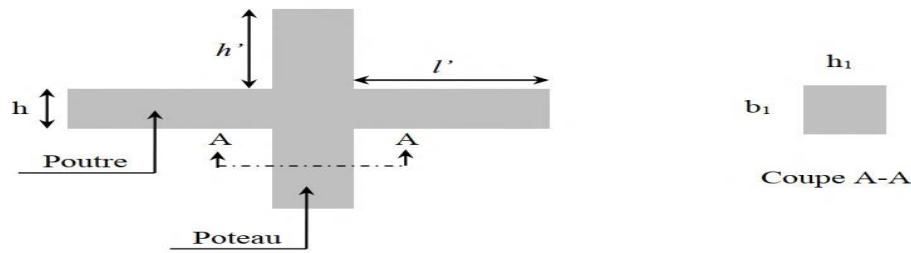


Figure V.1 : Zone nodale.

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/2003 concernant notre projet sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.1 : Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux.

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			Zone courante	Zone de Recouvrement
RDC	45 × 50	18	90	135
1 ^{er} et 2 ^{eme}	45 × 45	16.2	81	121.5
3 ^{eme} et 4 ^{eme}	40 × 45	14.4	72	108
5 ^{eme} et 6 ^{eme}	40 × 40	12.8	64	96
7 ^{eme} et 8 ^{eme}	35 × 40	11.2	56	84
T.Cage	35 × 35	9.8	49	73.5

2. Armature transversales :

La section des armatures transversales est donnée par la formule ci-après :

$$\frac{A_t}{t} = \rho \times \frac{v^{\max}}{h_1 \times f_e}$$

v^{max}: Effort tranchant maximal dans le poteau

ρ : Coefficient qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant :

$$\rho = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases} \text{ Avec } \lambda = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right)$$

Sachant que a et b : sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

Pour le calcul de A_t il suffit de fixer l'espacement (t) tout en respectant les conditions suivantes :

En zone nodale : t ≤ min (15cm ; 10Φ_{lmin}) IIa

En zone courant : t ≤ 15Φ_l m IIa

$$A_t^{\min} = \begin{cases} 0.3\%(b \times t) \text{ ou } 0.3\%(h \times t) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\%(b \times t) \text{ ou } 0.8\%(h \times t) & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

-Les cadres et les étriers doivent être fermes par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_t$ min.

-Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre Sufisants pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux. (Cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.2.2.Sollicitation de calcul :

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorable sont tires directement du logiciel **ETABSV16**, les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V.2 : Sollicitation dans les différents poteaux non associé aux voiles.

Niveau	b × h	N _{max} (KN)	M _{corr} (KN. m)	N _{min} (Kn)	M _{corr} (KN. m)	M _{max} (KN. m)	N _{corr} (KN)	V (KN)
RDC	45 × 50	-	-6.0098	56.1266	16.8432	-41.1584	-	5.892
		1206.84 88					133.520 2	
		ELU		0.8G+EX		G+Q+EX		
1^{er}	45 × 45	-	17	73.0069	24.3161	-40.3316	-	0.2111
		1029.95 76	.977				544.242 6	
		ELU		0.8G-EX		G+Q+EX		
2^{eme}	45 × 45	-	17.4307	13.0521	15.7477	-51.569	-	0.1872
		924.206 1					393.941 6	
		ELU		0.8G+EX		G+Q+EY		
3^{eme}	40 × 45	-	-12.6564	13.0521	15.7477	-43.2679	-	1.2606
		783.302 7					329.200 7	
		ELU		0.8G+EX		G+Q		
4^{eme}	40 × 45	-	-10.1338	0.536	14.3565	-45.7026	-	0.6711
		679.042 2					272.833 5	
		ELU		0.8G+EX		G+Q+EY		
5^{eme}	40 × 40	-	-13.6187	0.8362	14.3534	-39.1261	-	0.1161
		550.896 9					224.196 1	

				0.8G+EX		G+Q+EY		
6^{eme}	40 × 40	-	-14.3068	-	18.4529	-41.3398	-	0.2858
		429.042 9		48.7884			178.163 4	
		ELU		0.8G+EY		G+Q+EY		
7^{eme}	35 × 40	-	-14.476	-	11.7021	-28.7094	-	0.2858
		309.050 8		26.4443			117.400 3	
		ELU		0.8G+EY		G+Q+EY		
8^{eme}	35 × 40	-	-18.881	-6.7865	12.179	-28.8963	-	0.3509
		205.315 2					55.2611	
		ELU		0.8G+EY		G+Q+EY		
T. Cage	35 × 35	-	-18.7461	-	8.1029	-27.5269	-	0.2338
		89.7087		33.7275			67.9254	
		ELU		0.8G+EY		G+Q+EX		

V.2.3. Calcul du ferrailage :

Exemple de calcul :

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du RDC, et les restes des résultats de ferrailage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif

Données :

$$b = 45\text{cm} ; h = 50\text{cm} ; d = 48\text{cm} .$$

$$\text{Situation accidentelle : } \gamma_b = 1.15 \text{ et } \gamma_s = 1$$

$$\text{Situation courante : } \gamma_b = 1.5 \text{ et } \gamma_s = 1$$

$$\diamond \text{ 1^{er}: } N^{\max} = 1206.8488 \text{ KN (compression)} \rightarrow M^{\text{corp}} = 1.9393 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \left| \frac{M}{N} \right| = 0.0016 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.25 \text{ m} \text{ Le centre de pressions il est à l'intérieur de la section}$$

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 279.515 \text{ MN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{ua} \leq (0.337h - 0.81d')b \times h \times f_{bu}$$

$$0.276 < 0.486 \dots \dots \dots \text{Donc la section est partiellement comprimée}$$

Le calcul se fait par assimilation a la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.189 < \mu_l = 0.391 \dots \dots \dots \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$f_{st} = 400 \text{ Mpa situation accidentelle}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.264$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.429$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{Z \times f_{st}} = 18.723 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{c1} = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -15.95 \text{ cm}^2$$

$$\diamond \text{ 2}^{\text{eme}}: N^{\min} = 56.1266 \text{ KN (traction)} \rightarrow M^{\text{corp}} = 16.8432 \text{ KN.m}$$

$e_G = \left| \frac{M}{N} \right| = 0.3 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.25 \text{ m}$ Le centre de pressions il est à l'extérieure de la section et N de traction.

Donc la section est partiellement comprimée

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 3.934 \text{ MN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.003 < \mu_l = 0.391 \dots \dots \dots \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.0034$$

$$Z = 0.479 \text{ m}$$

$$A = \frac{3.934 \times 10^{-3}}{348} = 0.236 \text{ cm}^2$$

$$\diamond \text{ 3}^{\text{eme}}: M^{\max} = 41.1584 \text{ KN.m} \rightarrow N^u = 133.5202 \text{ KN (copression)}$$

$e_G = \left| \frac{M}{N} \right| = 0.3 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.25 \text{ m} \dots \dots \dots N \text{ (compressions) et c à l'extérieur de la section}$

Donc la section est partiellement comprimée.

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$N_u(d - d') - M_{ua} \leq (0.337h - 0.81d')b * h * f_{bu}$$

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 10.448 \text{ MN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.0071 < \mu_l = 0.391 \dots \dots \dots \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.0034$$

$$Z = 0.479 \text{ m}$$

$$A = \frac{10.448 \times 10^{-3}}{348} = 0.628 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_T = 2.512 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{c1}; A_{c2}; A_{c3}) = 0.628 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^{BAEL} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.608 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.8\%bh = 18 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A; A_{min}^{BAEL}; A_{min}^{RPA}) = 18 \text{ cm}^2$$

Le tableau ci-après résumé les résultats de ferrailage des poteaux des différents niveaux.

Tableau V.3. Ferrailage longitudinal des poteaux non associé aux voiles.

Niveau	Section(cm^2)	$A^{cal}(cm^2)$	$A_{min}^{BAEL}(cm^2)$	$A_{min}^{RPA}(cm^2)$	$A^{adopté}(cm^2)$
RDC	45 × 50	0.628	2.608	18	4HA20+4HA16=20.61
1 ^{er} et 2 ^{eme}	45 × 45	0.488	2.336	16.2	4HA20+4HA14=18.73
3 ^{eme} et 4 ^{eme}	40 × 45	0.752	2.077	14.4	8HA16=16.08
5 ^{eme} et 6 ^{eme}	40 × 40	0.939	1.835	12.8	4HA16+4HA14=14.2
7 ^{eme} et 8 ^{eme}	35 × 40	0.437	1.606	11.2	8HA14=12.32
T. Cage	35 × 35	1.267	1.395	9.8	4HA14+4HA12=10.68

V.2.4. Ferrailage transversal :

Pour le ferrailage transversal on va présenter un exemple de calcul pour le RDC 45 × 50 et le reste sera récapitulé dans le tableau :

Tableau V.4. Ferrailage transversal des poteaux non associé aux voiles.

Niveau	RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme}	3 ^{eme} et 4 ^{eme}	5 ^{eme} et 6 ^{eme}	7 ^{eme} et 8 ^{eme}	T. Cage
Section	45 × 50	45 × 45	40 × 45	40 × 40	35 × 40	35 × 35
$\phi_t^{min}(cm)$	1.6	1.4	1.6	1.4	1.4	1.2
$l_f(m)$	2.261	2.023	2.023	2.023	2.023	1.75
λ_g	4.522	4.495	4.495	5.07	5.05	5
V(KN)	5.892	0.2111	0.12606	0.1161	0.2858	0.2338
$t_{zn}(cm)$	15	10	15	10	10	10
$t_{zc}(cm)$	15	15	15	15	15	15
ρ	3.75	3.75	3.75	2.5	2.5	2.5
$A_t^c(cm^2)$	0.165	0.0065	0.039	0.027	0.066	0.0063
$A_t^n(cm^2)$	0.110	0.0043	0.026	0.018	0.044	0.0041
$A_{t,c}^{min}(cm^2)$	1.22	2.882	2.562	1.8	1.575	1.575
$A_{t,n}^{min}(cm^2)$	1.22	1.922	2.562	1.2	1.05	1.05
$A_t^{ado}(cm^2)$	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8

D'après le code de béton armé (CBA93.ArtA7.1.3), le diamètre des armatures transversales doit être comme suite :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{tmax}}{3} = \frac{16}{3} = 5.33mm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

2. Vérification nécessaires :

- **Vérification au flambement :**

Les poteaux sont soumis a la flexion composée, pour cela, le CBA93 (Art B.8.2.1) nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme .la relation a évaluer est la suivante : $B_r \geq$

$$B_{rcal} = \frac{N_u}{\alpha} \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]$$

Avec : $B_r = (b-2) * (h-2)$: section réduite du poteau.

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la manière que l'exemple de calcul que nous avons exposé au chapitre 2(7.3.1.b) les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.5: Vérification au flambement des différents poteaux.

Niveau	N_u (kn)	I_f (cm)	i (m)	λ	α	$B_r \geq B_r^{cal}$		Observation
						$B_r(m^2)$	$B_r^{cal}(m^2)$	
RDC	1327.5337	226.1	12.99	17.405	0.810	0.2064	0.0573	Vérifier
1 ^{er} et 2 ^{eme}	1132.956	202.3	12.99	15.573	0.818	0.1849	0.0484	Vérifier
3 ^{eme} et 4 ^{eme}	861.6322	202.3	11.25	17.982	0.807	0.1634	0.0373	Vérifier
5 ^{eme} et 6 ^{eme}	605.9866	202.3	10	20.230	0.797	0.1444	0.0265	Vérifier
7 ^{eme} et 8 ^{eme}	339.9558	202.3	10	20.230	0.797	0.1254	0.0149	Vérifier
T. Cage	98.6756	175	8.75	20	0.798	0.1089	0.0004	Vérifier

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc il n'y a pas de risque de flambement.

- **Vérification des contraintes :**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression de béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau

$$\sigma_{bc1.2} \leq \sigma_{adm} = 0.6 * f_{c28}$$

La fissuration est préjudiciable alors il est nécessaire de vérifier les conditions :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) \rightarrow \text{Fissuration nuisible (préjudiciable).}$$

Avec : $S = b * h + 15(A + A')$ section homogénéisée

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau V.6: Vérification des contraintes dans le béton.

Niveaux	RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme}	3 ^{eme} et 4 ^{eme}	5 ^{eme} et 6 ^{eme}	7 ^{eme} et 8 ^{eme}	T. Cage
Section	45 × 50	45 × 45	40 × 45	40 × 40	35 × 40	35 × 35
N_{ser} (kn)	907.5253	775.1359	594.923	405.0721	227.1084	65.8077
M_{ser} (kn. m)	-1.4169	13.5178	0.7986	1.4675	1.2111	-5.1621
Type de section	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
$S(m^2)$	0.241	0.2018	0.196	0.176	0.156	0.138
V_1 (m)	0.483	0.433	0.431	0.381	0.379	0.329
V_2 (m)	0.016	0.016	0.012	0.018	0.021	0.020

$I_{YY'} (m^4)$	0.016	0.012	0.010	0.007	0.006	0.004
$\sigma_{bc1} (MPa)$	3.805	4.026	3.067	2.376	1.527	0.881
$\sigma_{bc2} (MPa)$	3.763	3.528	3.033	2.297	1.451	0.450
$\sigma_{adm} (MPa)$	57.061	60.068	45.985	35.592	22.858	12.858
Observation	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

Remarque :

-La contrainte dans le béton est vérifiée dans tout les niveaux de la structure, donc pas de risque de sont éclatement.

-Toute les conditions sont vérifiées alors il n'y a pas de risque de fissuration des aciers

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

D'après le RPA99/2003(Art7.4.3.2), la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale a la contrainte de cisaillement ultime :

$$r_{bu} = \frac{V_u}{b*d} < r_{adm} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \gamma g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \gamma g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont illustres dans le tableau suivant :

Tableau.7: Vérification des contraintes de cisaillement.

Niveaux	Section n	I_f (cm)	λg	ρ_d	d (cm)	V_u (kn)	τ_b (MPa)	τ_{adm} (MPa)	Observatio n
RDC	45 × 50	226. 1	4.52 2	0.04	0.48	2.595 8	0.01201	1	Vérifier
1^{er} et 2^{eme}	45 × 45	202. 3	4.49 5	0.04	0.43	0.040 5	0.00020 1	1	Vérifier
3^{eme} et 4^{eme}	40 × 45	202. 3	4.49 5	0.04	0.43	0.006 7	0.00003 8	1	Vérifier
5^{eme} et 6^{eme}	40 × 40	202. 3	5.05 7	0.07 5	0.38	0.050 7	0.00033	1.875	Vérifier
7^{eme} et 8^{eme}	35 × 40	202. 3	5.05 7	0.07 5	0.38	0.013 7	0.0001	1.875	Vérifier
T. Cage	35 × 35	175	5	0.07 5	0.33	0.208 5	0.0018	1.875	Vérifier

La contrainte de cisaillement ne dépasse pas la contrainte admissible au niveau de tous les étages, alors il n'y a pas de risque de cisaillement des poteaux.

- Dispositions constructives :

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm

Longueur de recouvrement : $l_r \geq 40 * \varnothing$

Pour $\varnothing = 16mm$ $l_r \geq 40 * 1.6 = 64$ on adopte $l_r = 65cm$

Pour $\varnothing = 14mm$ $l_r \geq 40 * 1.4 = 56$ on adopte $l_r = 60cm$

Pour $\varnothing = 12mm$ $l_r \geq 40 * 1.2 = 48$ on adopte $l_r = 50cm$

V.2.3. Schéma de ferrailage :

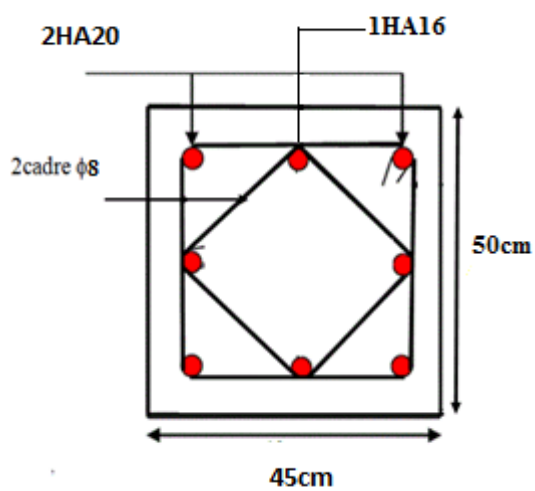


Figure V.2 : Schéma de ferrailage des poteaux RDC.

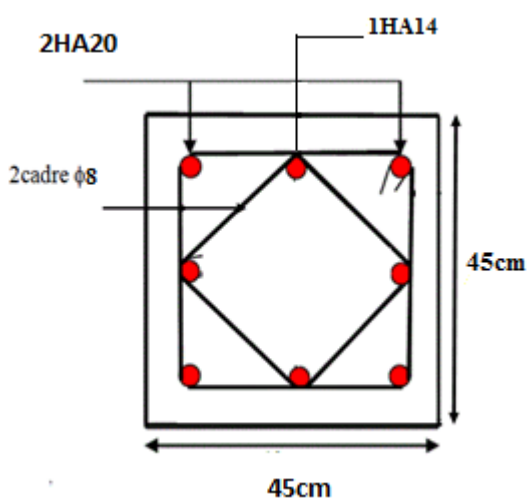


Figure V.3 : Schéma de ferrailage des poteaux 1^{er} et 2^{ème} étage.

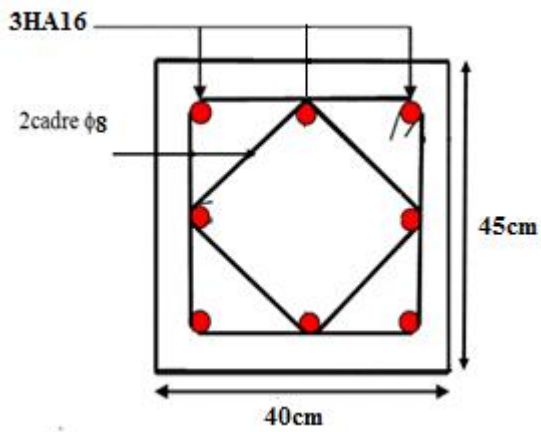


Figure V.4 : Schéma de ferrailage des poteaux 3^{ème} et 4^{ème} étage.

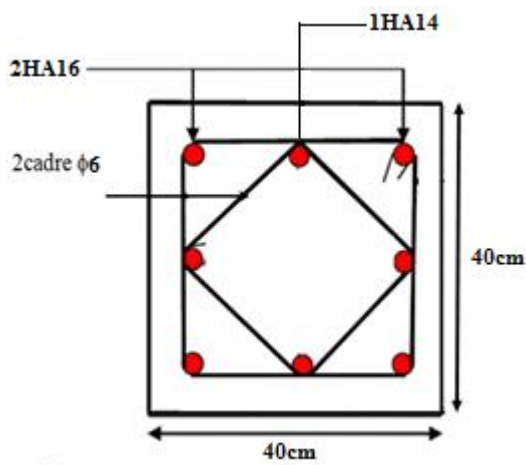


Figure V.5 : Schéma de ferrailage des poteaux 5^{ème} et 6^{ème} étage.

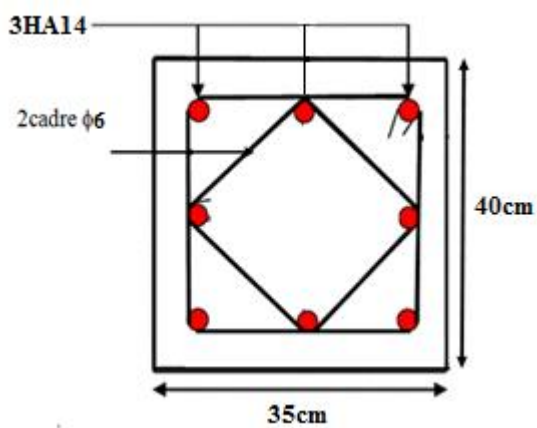


Figure V.2 : Schéma de ferrailage des poteaux 7^{ème} et 8^{ème} étage.

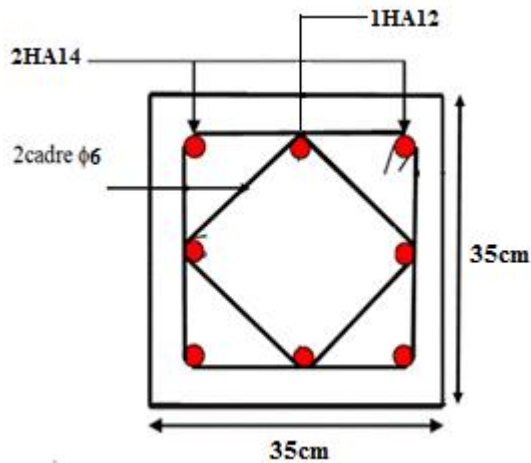


Figure V.7 : Schéma de ferrailage des poteaux *T.Cage*.

V.3.Etude des poutres :

Les poutres sont calculées en flexion simple sous l'action des combinaisons les plus défavorables (moment fléchissant et effort de cisaillement) résultants les combinaisons suivantes :

$$1.35G+1.5Q.....ELU$$

$$G+Q.....ELS$$

$$G+Q\pm E.....ELA$$

$$0.8G\pm E.....ELA$$

Dans notre projet on a : $\begin{cases} \text{poutre principale (30 * 35)} \\ \text{poutre secondaire (30 * 35)} \end{cases}$

V.3.1.Recommandation du RPA99/Version 2003 :

1. Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1):

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$$A_{max} = 4\% \text{ En zone courante}$$

$$A_{max} = 6\% \text{ en zone de recouvrement}$$

La longueur minimal de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa.

2. Armatures transversales (Art 7.5.2.2) :

Les quantités d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t^{\min} = 0.003 * St * b$$

St : Espacement maximum entre les armatures transversales données comme suit :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_1^{\min}\right) \text{ En zone nodale.}$$

$$St \leq \frac{h}{2} \text{ En dehors de la zone nodale.}$$

V.3.2.Sollicitation et ferrailage des poutres :

1. Sollicitation de calcul

Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.8: Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres.

Etage	Poutres Principales			Poutres Secondaires&		
	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	V(KN)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	V(KN)
RDC	31.209	-52.908	1.363	22.530	-45.302	1.363
1 ^{er}	39.973	-68.469	2.523	29.242	-33.582	2.523
2 ^{eme}	40.541	-70.651	2.483	29.654	-35.538	2.483
3 ^{eme}	41.075	-69.603	2.173	30.048	-37.295	2.173
4 ^{eme}	41.846	-66.155	2.008	30.614	-38.239	2.008
5 ^{eme}	42.574	-63.445	2.962	31.148	-40.307	2.962
6 ^{eme}	41.400	-60.613	1.742	31.754	-39.371	1.742
7 ^{eme}	43.667	-58.325	2.147	31.944	-40.904	2.147
8 ^{eme}	59.765	-59.404	3.354	43.848	-44.052	3.354
T. Cage	10.082	-20.655	0.137	7.479	-10.502	0.137

Remarque :

Comme les sollicitations sont presque similaires 8eme donc on fera le ferrailage pour une seule poutre avec les sollicitations les plus défavorables

Les sollicitations des poutres associées aux voiles sont négligeable

Les sollicitations les plus défavorables sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau V.9: Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres.

Poutre		M _t (KN. m)	M _a (KN. m)	M _t (KN. m)	M _a (KN. m)	V(KN)
		ELU	ELUA	ELS	ELS	
PP	RDC au 8 ^{eme}	59.765	-70.651	43.848	-45.302	3.354
PS		27.366	-37.980	20.133	-17.753	
PP	T. Cage	10.082	-20.655	7.479	-10.502	4.382
PS		2.773	-8.528	2.054	-2.449	

2. Les armatures longitudinales :

Pour le ferrailage longitudinal nous avons retenu le plus défavorable pour chaque type poutre de chaque niveau.

Les résultats sont résumés ans le tableau suivant :

Tableau V.10: Les armatures longitudinales dans les poutres.

Etages	Type des poutres	Localisation	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$	Choix
RDC au 8 ^{eme}	Principale	Travée	4.160	1.557	4.62	3HA14
		Appui	4.957	1.557	6.03	3HA16
	Secondaire	Travée	2.459	1.195	4.62	3HA14
		Appui	3.457	1.195	4.62	3HA14
T. Cage	Principale	Travée	0.678	1.557	3.39	3HA12
		Appui	1.399	1.557	3.39	3HA12
	Secondaire	Travée	0.242	1.195	3.39	3HA12
		Appui	0.749	1.195	3.39	3HA12

• Longueur de recouvrement :

$$lr \geq 40 * \emptyset$$

$$\emptyset = 12mm \gg \gg \gg lr \geq 40 * 1.2 = 48 \text{ on adopte } lr = 50cm$$

$$\emptyset = 14mm \gg \gg \gg lr \geq 40 * 1.4 = 56 \text{ on adopte } lr = 60cm$$

$$\emptyset = 20mm \gg \gg \gg lr \geq 40 * 2.0 = 64 \text{ on adopte } lr = 80cm$$

3. Les armatures transversales :

Calcul de \emptyset_t :

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\emptyset_t \leq \min(\emptyset_t^{min}, \frac{h}{35}, \frac{b}{10})$$

$$\emptyset_t \leq \min(14, 10, 30)$$

$$\emptyset_t \leq 10mm \text{ soit } \emptyset_t = 8mm$$

$$A_t = 4\emptyset_8 = 2.01cm^2 (\text{un cadre} + \text{un etrier}) \emptyset_8$$

• Calcul des espacements St :

D'après le RPA99/V2003 (art 7.5.2.2)

$$\text{En zone nodale : } St \leq \min(\frac{35}{4}, 12 * 1.2) = 8.75cm$$

$$\text{En zone courante : } St \leq \frac{35}{2} = 17.5cm$$

Soit $S_t = 15\text{cm}$

• **Vérifications des sections d'armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0.003 * S_t * b$$

$$A_{\min} = 1.35\text{cm}^2 < A_t = 2.01\text{cm}^2$$

• **Calcul des longueurs de recouvrement :**

En zone courante : $A_{\max} = 4\%(b * h) = 42\text{cm}^2$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\%(b * h) = 63\text{cm}^2$

Les conditions sont vérifiées pour toutes les poutres.

4. Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A_{\text{cal}}$$

$$A_{\min} = 1.19\text{cm}^2 \leq A_{\text{cal}}$$

La condition est vérifiée.

• **Contrainte tangentielle maximale:**

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, car si ces dernières sont vérifiées, les autres le seront sûrement, pour cela la condition que on doit vérifier est la suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b*d} \leq \overline{\tau}_{bu} = \min\left(0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) \dots \dots \dots \text{FPN}$$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant

Tableau.11: Vérification des contraintes tangentielles.

Niveau	Poutre	$V^{\max}(\text{KN})$	$\tau_{bu}(\text{MPa})$	$\overline{\tau}_{bu}(\text{MPa})$	Observation
g^{eme}	Principale	3.354	0.026	3.325	Vérifier
	Secondaire	17.753	0.044	3.325	Vérifier
T. Cage	Principale	0.137	0.003	3.325	Vérifier
	Secondaire	0.333	0.003	3.325	Vérifier

5. Vérification à l'ELS :

Vérification de l'état limite de compression du béton

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.12 : Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutre	Localisation	$M^{ser} (KN. m)$	$Y(m)$	$I(m^4)$	Contraintes		Observation
					$\sigma(Mpa)$	$\bar{\sigma}(Mpa)$	
Principale	Travée	43.848	0.119	0.0008	6.258	15	Vérifier
	Appui	-45.302	0.133	0.0010	5.871	15	Vérifier
Secondaire	Travée	20.133	0.103	0.0005	4.425	15	Vérifier
	Appui	17.753	0.103	0.0005	3.902	15	Vérifier

• Vérification de L'état limite de déformation :

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq h_f = \max\left(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10M_0}\right) \\ A_t \leq A_f = \frac{4.2bd}{f_e} \\ L \leq 8m \end{array} \right.$$

Poutre Principales : $\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0.07 > h_f = 0.133 \\ A = 4.14 \leq A_f = 13 \\ L = 6.4m \leq 8m \end{array} \right.$

Poutre Secondaires : $\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0.1 > h_f = 0.133 \\ A = 2.459 \leq A_f = 11.025 \\ L = 4.19m \leq 8m \end{array} \right.$

La 1eme condition n'est pas vérifiée pour la poutre principale et la poutre secondaire d'où la vérification de la flèche est nécessaire.

Le résultat de la vérification de la flèche pour la poutre principale sera résumé dans le tableau qui suit :

Tableau.3.13: Vérification de la flèche.

Type	$f_{gv}(mm)$	$f_{ji}(mm)$	$f_{pi}(mm)$	$f_{gi}(mm)$	$\Delta f_i(mm)$	$f_{adm}(mm)$	Observation
PP	0.449	0	0	0.149	0.299	6.405	Vérifié
PS	0.086	0	0	0.028	0.057	6.9	Vérifié

Les poutres ne risquent pas de fléchir.

V.4.Vérification de la zone nodale :

Suivant l'article (7.6.2) de L'RPA99/V2003 il faut vérifier la relation

Suivante :

$$|M_g| + |M_s| \geq 1.25 * (|M_w| + |M_e|)$$

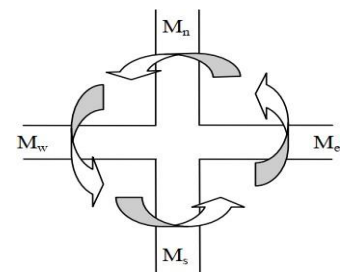


Figure V.8 : Répartition des moments dans les zones nodales.

Cette vérification fait en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

V.4.1 : Détermination du moment résistant dans les poteaux et poutres:

Le moment résistant (M_r) d'une section de béton dépend des paramètres suivants :

Dimensions de la section du béton.

Quantité d'armatures dans la section.

Contrainte limite élastique des aciers.

$$M_r = Z \times A_s \times f_{st} \text{ Avec : } Z = 0.9h \text{ et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Les résultats sont illustrés dans les tableaux suivants :

Tableau V.4.14 : Moment résistants dans les poteaux dans les deux sens.

Niveau	h	Z	A _s	σ _s	M _r (KN. m)
RDC	50	45	20.61	400	370.98
1 ^{er} et 2 ^{eme}	45	40.5	18.73	400	303.43
3 ^{eme} et 4 ^{eme}	45	40.5	16.08	400	260.50
5 ^{eme} et 6 ^{eme}	40	36	14.2	400	204.48
7 ^{eme} et 8 ^{eme}	40	36	12.32	400	177.41
T. Cage	.5	31.5	11.31	400	142.51

Tableau V.4.15: Moment résistants dans les poutres.

Niveau	Poutre principale				Poutre secondaire			
	h	Z	A _s	M _r	h	Z	A _s	M _r
RDC au 8 ^{eme}	45	40.5	6.03	97.69	35	31.5	4.62	58.21
T. Cage	45	40.5	3.39	47.78	35	31.5	3.39	37.16

Les résultats de la vérification des zones nodales sont récapitulés dans les tableaux suivant :

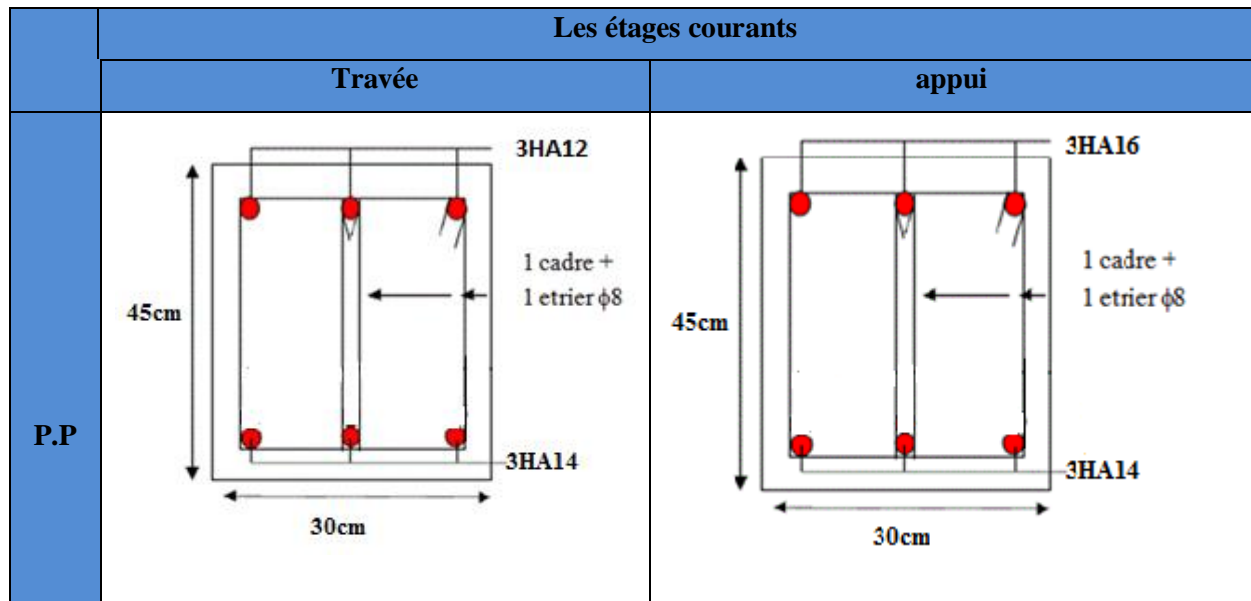
Tableau V.4.16: Vérification de la zone nodale dans les différents étages.

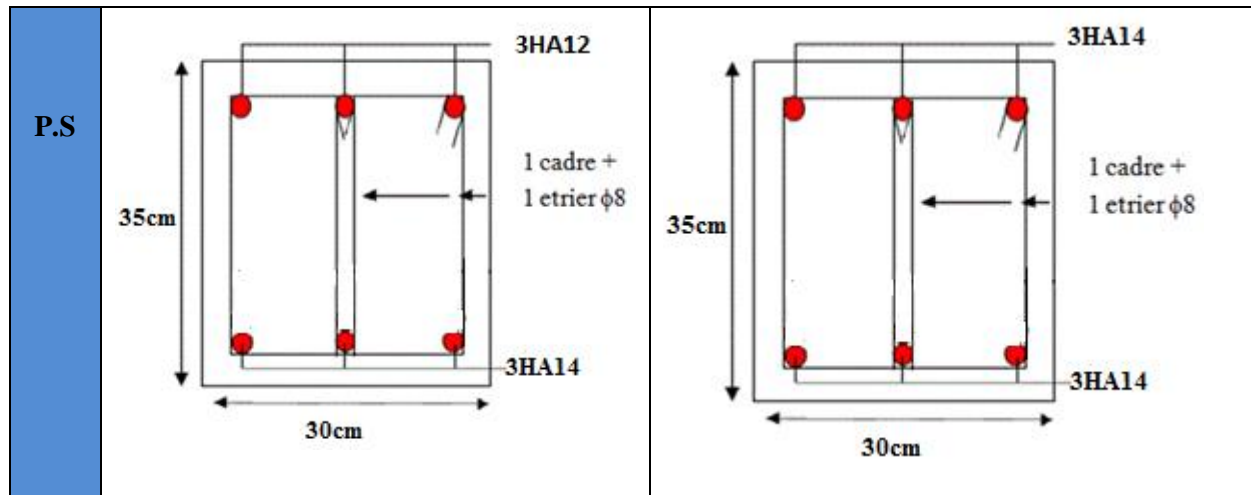
Niveau	Sens	M _N (KN. m)	M _S (KN. m)	M _N + M _S (KN. m)	M _E (KN. m)	M _W (KN. m)	1.25(M _N + M _S) (KN. m)	Observation
RDC	Principale	370.98	303.43	674.41	6.03	6.03	15.075	Vérifier
	secondaire				4.62	4.62	11.55	
1 ^{er} et 2 ^{eme}	Principale	303.00	260.50	563.50	6.03	6.03	15.075	Vérifier

	secondaire				4.62	4.62	11.55	
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	Principale	260.50	204.48	464.98	6.03	6.03	15.075	Vérifier
	secondaire				4.62	4.62	11.55	
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	Principale	204.48	177.41	381.89	6.03	6.03	15.075	Vérifier
	secondaire				4.62	4.62	11.55	
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	Principale	177.41	142.51	319.92	6.03	6.03	15.075	Vérifier
	secondaire				4.62	4.62	11.55	
T. Cage	Principale	142.51	0	142.51	3.39	3.39	8.475	Vérifier
	secondaire				3.39	3.39	8.475	

• Schéma de ferrailage des poutres :

Tableau V.4.17: schéma de ferrailage de la poutre des étages courants.





V.5 : Etude des voiles

V.5.1.Introduction :

L'article (3.4.A.1.a) de RPA99/2003 exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant 4 niveaux ou les 14mètre de hauteur en zone Iia. Destinée à reprendre outre les charges verticales (au plus 20%), et les efforts horizontaux (au plus 75%)

Ils sont considérés comme des consoles encastées à leurs bases, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$\begin{cases} M_{max} \rightarrow N_{correspondant} \\ N_{max} \rightarrow M_{correspondant} \rightarrow A = \max(A_1; A_2; A_3) \\ N_{min} \rightarrow M_{correspondant} \end{cases}$$

V.5.2.Recommandation du RPA99/V2003 :

1. Armatures verticales :

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera répartie comme suit :

- Les barres verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles.
- Dans la zone extrême les barres verticales doivent être ligaturées par des cadres horizontaux.
- L'espacement des cadres horizontales ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.
- En zone tendue l'espacement maximal est de 15cm et un pourcentage de 0.2% de la section de béton $A_{min} = 0.2\% * l_t * e$

Avec l_t : longueur de la zone tendue.

2. Armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre l'effort tranchant et de maintenir les aciers verticaux pour empêcher leurs flambements et elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités.

3. Armatures transversales

Destinée à retenir les barres verticales intermédiaires face au flambement, avec un nombre minimal de 4barres/m².

4. Règles communes (armatures verticales et horizontales)[RPA99/V2003 ART.7.7.4.3]

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) des trumeaux est de:
 - 0.15% Globalement dans la section du voile
 - 0.10% En zone courante
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré
- L'espacement des barres horizontales et verticales est: $St \leq \min(1,5e; 30\text{cm})$.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40 ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible
 - 20 ϕ 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 :

$$A_{i,j} = \frac{V}{f_e} \text{ Avec } V = 1.4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.5.3.Sollicitations dans les voiles :

Les sollicitations de calculs sont extraites directement du logiciel ETABS2016, les résultats sont résumés dans le tableau suivant.

Tableau V.5.18 : Sollicitations maximales dans le voile V_{y3}.

Niveau	N ^{max} → M ^{corisp}		M ^{max} → N ^{corisp}		N ^{min} → M ^{corisp}		V(KN)
	N(KN)	M(KN. m)	M(KN. m)	N(KN)	N(KN)	M(KN. m)	
RDC	-1346.624	-54.103	1024.955	1102.337	-628.077	961.529	-199.228
1 ^{er} et 2 ^{eme}	-1127.062	-116.270	-602.103	-922.056	-530.492	36.974	-145.104
3 ^{eme} et 4 ^{eme}	-841.748	1.922	230.573	-404.3085	-401.661	21.921	108.419

5 ^{eme} et 6 ^{eme}	-564.412	9.689	35.654	-380.913	-275.186	34.961	87.869
7 ^{eme} et 8 ^{eme}	-292.576	4.282	38.656	-202.428	-144.738	40.097	56.669

V.3.4. Ferrailage des voiles :

Voile V_{y3} :

$$N^{\max} = -1346.624 \text{ KN} ; M^{\text{corps}} = 54.103 \text{ KN.m} ; V = \text{KN}$$

$$L=2.55 \text{ m} ; e=0.15\text{m} ; d=2.5\text{m} ; d' = 0.05 \text{ m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{54.103}{1346.624} = 0.0402\text{m} < \frac{l}{2} = 1.275\text{m}$$

N est un effort de compression et c à l'intérieur de la section

$$M_{UA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 54.103 + 1346.624 \left(2.5 - \frac{2.55}{2}\right) = 1703.717\text{M}$$

$$N_U(d - d') - M_{UA} \leq (0.337l - 0.81d')e \times l \times f_{bu}$$

$$1.596 < 4.448$$

Donc, la section est partiellement comprimée et le calcul de ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1703.717 \times 10^{-3}}{0.15 \times 2.5^2 \times 14.2} = 0.128$$

$$\mu_{bu} = 0.128 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}\right) = 0.172$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 2.328 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{1703.717 \times 10^{-3}}{2.328 \times 348} = 21.030 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_U}{f_{st}} = 21.030 - \frac{1346.717 \times 10^{-3}}{348} = 21.026 \text{ cm}^2$$

- Détermination des longueurs (Tendue et comprimée) :

$$\text{On a : } \begin{cases} l_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \\ l_c = L - 2l_t \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} l_t : \text{Longueur de la zone tendue.} \\ l_c : \text{Longueur de la zone comprimée.} \end{cases}$$

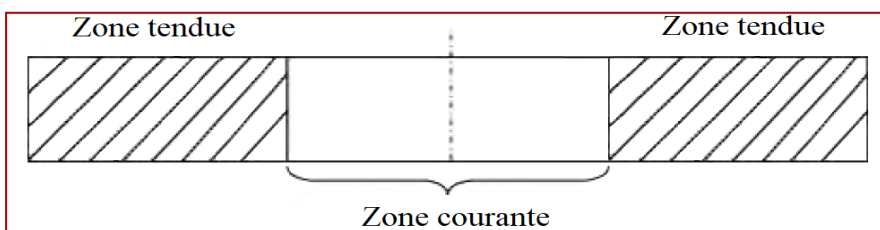


Figure V.9. Zone courante et tendue dans les voiles

$$\text{On a : } \sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \times \frac{h}{2}$$

$$\text{Soit : } \begin{cases} \sigma_{max}, \sigma_{min} > 0 \rightarrow SEC. \\ \sigma_{max}, \sigma_{min} < 0 \rightarrow SET. \\ \sigma_{max} > 0 ; \sigma_{min} < 0 \rightarrow SPC. \end{cases}$$

$$\text{Dans notre cas : } \begin{cases} \sigma_1 = \frac{-1346.624 \times 10^{-3}}{0.15 \times 2.55} + \frac{54.103 \times 10^{-3}}{0.207} \times 1.275 = 3.854 \text{MPa} \\ \sigma_2 = \frac{-1346.624 \times 10^{-3}}{0.15 \times 2.55} - \frac{54.103 \times 10^{-3}}{0.207} \times 1.275 = 3.187 \text{MPa} \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } \begin{cases} l_t = 1.154 \text{m} \\ l_c = 0.242 \text{m} \end{cases}$$

- **Armature minimales en zone tendue et zone comprimée :**

$$\text{On a : } \begin{cases} A_{min}^{Z.T} = 0,2\%(e \times l_t) = 0,2\%(0.15 \times 1.154) = 3.462 \text{cm}^2 \\ A_{min}^{Z.C} = 0,10\%(e \times l_c) = 0,1\%(0.15 \times 0.242) = 0.363 \text{cm}^2 \end{cases}$$

- **Armatures minimales dans tout le voile (RPA99/V2003) :**

$$A_{min} = 0,15\%(e \times l) = 0,15\%(0.15 \times 2.55) = 5.738 \text{cm}^2$$

- **Espacement des barres verticales :**

$$A_{min} = 0,15\%(e \times l) = 0,15\%(0.15 \times 2.55) = 5.738 \text{cm}^2$$

- **Espacement des barres verticales :**

$$S_t \leq \min(1,5e ; 30\text{cm}) = 30\text{cm} \rightarrow S_t \leq 22.5\text{cm} \rightarrow \text{on prend } S_t = 20\text{cm}$$

- **Armatures horizontales :**

Le calcul de la section d'armatures horizontales est calculé selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0,8 \times f_e}$$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{1,4V_u}{e \times d} = \frac{1,4 \times 199.228 \times 10^{-3}}{0.15 \times 2.5} = 0.744 \text{MPa}$$

- **Espacement des barres horizontales :**

$$S_t \leq \min(1,5e ; 30\text{cm}) = 30\text{cm} \rightarrow S_t \leq 22.5\text{cm} \text{ On prend } S_t = 20\text{cm}$$

Ce qui donne :

$$A_h = \frac{0.744 \times 0.15 \times 0.2}{0.8 \times 348} = 0.802 \text{cm}^2$$

Les tableaux suivants résument les résultats de ferrailage des armatures des différents voiles.

Tableau V.5.19: Ferrailage du voile V_{Y3} dans tous les niveaux.

Niveau	RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme}	3 ^{eme} et 4 ^{eme}	5 ^{eme} et 6 ^{eme}	7 ^{eme} et 8 ^{eme}
Section	2.55 × 0.15	2.525 × 0.15	2.525 × 0.15	2.5 × 0.15	2.5 × 0.15
Type de section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
N(KN)	-1346.624	-1127.062	841.748	-564.412	-292.576
M(KN. m)	54.103	-116.270	1.922	9.688	4.282
V(KN)	-199.228	-145.104	108.419	87.869	56.669
τ (MPa)	0.775	-0.447	0.445	0.361	0.235
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
σ_{\max} (MPa)	3.854	11.424	-5.276	3.566	1.884
σ_{\min} (MPa)	3.187	-5.473	5.286	-3.515	-1.861
L_t (m)	1.154	0.817	1.621	1.253	1.242
L_c (m)	0.242	0.891	-0.717	0.019	0.016
A_t^{\min} (cm ²)	3.462	2.453	3.784	3.760	3.727
$A_{z.tendu}$	7HA10	7HA10	7HA10	7HA10	7HA10
A_c^{\min} (cm ²)	0.363	1.334	0.0034	0.027	0.0228
$A_{z.compr}$	1HA14	1HA14	1HA14	1HA14	1HA14
$A_{cal}/face_v$ (cm ²)	21.036	2.616	10.840	7.158	3.758
A_{\min} (cm ²)	5.738	5.681	5.681	5.681	5.625
S_t (cm)	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	0.802	0.447	0.417	0.338	0.220
A_h^{\min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
A^{adopte} (cm ²)	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.5.20: Ferrailage du voile $V_{X1} = V_{X2}$ dans tous les niveaux.

Niveau	RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme}	3 ^{eme} et 4 ^{eme}	5 ^{eme} et 6 ^{eme}	7 ^{eme} et 8 ^{eme}
Section	1.225 × 0.15	1.225 × 0.15	1.2 × 0.15	1.2 × 0.15	1.175 × 0.15
Type de section	SPC	SPC	SPC	SET	SET
N(KN)	-1053.461	-964.7986	-731.313	-505.511	-342.115
M(KN. m)	-10.647	54.808	19.198	5.619	9.039
V(KN)	-29.539	-54.854	-35.228	-18.665	-25.539
τ (MPa)	0.229	0.429	0.269	0.151	0.205
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
σ_{\max} (MPa)	5.885	6.717	4.494	2.964	1.631

σ_{\min} (MPa)	5.352	3.783	3.466	2.652	1.059
L_t (m)	0.595	0.441	0.535	0.567	0.536
L_C (m)	0.06	0.343	0.155	0.066	0.128
A_t^{\min} (cm ²)	1.785	1.323	1.605	1.701	1.608
$A_{z.tendu}$	3HA10	3HA10	3HA10	3HA10	3HA10
A_c^{\min} (cm ²)	0.09	0.515	0.233	0.099	0.192
$A_{z.compr}$	1HA10	1HA10	1HA10	1HA10	1HA10
$A_{cal}/face_v$ (cm ²)	30.559	17.045	12.369	-7.041	27.797
A_{\min} (cm ²)	2.813	2.756	2.756	2.7	2.7
S_t (cm)	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	0.234	0.402	0.252	0.142	0.192
A_h^{\min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
A^{adopte} (cm ²)	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.5.21: Ferrailage du voile V_{X3} dans tous les niveaux.

Niveau	RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme}	3 ^{eme} et 4 ^{eme}	5 ^{eme} et 6 ^{eme}	7 ^{eme} et 8 ^{eme}
Section	1.75 × 0.15	1.725 × 0.15	1.725 × 0.15	1.7 × 0.15	1.7 × 0.15
Type de section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
N(KN)	-874.835	-743.025	-564.869	-378.476	-188.914
M(KN. m)	150.848	-3.4101	-3.734	-2.938	5.442
V(KN)	196.649	84.503	43.191	23.199	26.655
τ (MPa)	1.079	0.5459	0.234	0.131	0.151
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
σ_{\max} (MPa)	5.303	-2.917	2.233	1.525	0.817
σ_{\min} (MPa)	1.363	-2.826	2.133	1.443	0.665
L_t (m)	0.358	0.848	0.843	0.827	0.763
L_C (m)	1.034	0.029	0.039	0.046	0.173
A_t^{\min} (cm ²)	1.074	2.544	2.529	2.481	2.289
$A_{z.tendu}$	3HA12	3HA12	3HA12	3HA12	3HA12
A_c^{\min} (cm ²)	1.551	0.044	0.059	0.069	0.259
$A_{z.compr}$	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
$A_{cal}/face_v$ (cm ²)	15.979	11.325	-7.616	-5.406	-2.665
A_{\min} (cm ²)	3.938	3.881	3.881	3.825	3.768
S_t (cm)	20	20	20	20	20

$A_h^{cal} (cm^2)$	1.011	0.429	0.219	0.123	0.142
$A_h^{min} (cm^2)$	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_{adopte} (cm^2)$	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
$S_t (cm)$	20	20	20	20	20

Tableau V.5.22: Ferrailage du voile V_{X4} dans tous les niveaux.

Niveau	RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme}	3 ^{eme} et 4 ^{eme}	5 ^{eme} et 6 ^{eme}	7 ^{eme} et 8 ^{eme}
Section	1.75 × 0.15	1.75 × 0.15	1.75 × 0.15	1.75 × 0.15	/
Type de section	SPC	SPC	SPC	SPC	/
N(KN)	-641.353	-529.652	-289.974	-86.531	/
M(KN. m)	-254.141	-104.578	-96.323	-25.305	/
V(KN)	91.250	65.517	58.348	41.338	/
τ (MPa)	0.655	0.553	0.526	0.309	/
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	/
σ_{max} (MPa)	8.745	5.177	0.147	1.043	/
σ_{min} (MPa)	-2.411	4.061	3.083	-0.155	/
L_t (m)	/	0.582	0.565	/	/
L_c (m)	/	0.161	0.195	/	/
$A_t^{min} (cm^2)$	/	1.746	1.695	/	/
$A_c^{min} (cm^2)$	/	0.242	0.293	/	/
$A_{cal}/face_v (cm^2)$	-2.765	-11.709	-9.024	-0.695	/
A_{adopte}	8HA14	8HA14	8HA14	8HA14	
$A_{min} (cm^2)$	3.038	2.981	2.981	2.925	/
S_t (cm)	20	20	20	20	/
$A_h^{cal} (cm^2)$	0.614	0.518	0.493	0.289	/
$A_h^{min} (cm^2)$	0.45	0.45	0.45	0.45	/
$A_{adopte} (cm^2)$	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	/
S_t (cm)	20	20	20	20	/

Tableau V.5.23: Ferrailage du voile V_{Y1} dans tous les niveaux.

Niveau	RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme}	3 ^{eme} et 4 ^{eme}	5 ^{eme} et 6 ^{eme}	7 ^{eme} et 8 ^{eme}
Section	1.55 × 0.15	1.525 × 0.15	1.525 × 0.15	1.5 × 0.15	1.5 × 0.15
Type de section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
N(KN)	-12195.603	-10232.476	-7360.829	-4598.620	-2220.183
M(KN. m)	7704.962	-11146.727	-11237.706	-10704.579	1954.599
V(KN)	-321.844	-352.686	-323.318	-270.059	-165.297

τ (MPa)	2.153	2.398	2.198	1.867	1.143
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
σ_{\max} (MPa)	180.694	146.988	161.106	169.865	24.881
σ_{\min} (MPa)	-75.	-236.452	-225.463	-210.742	-44.616
L_t (m)	0.458	0.584	0.636	0.669	0.537
L_c (m)	0.634	0.357	0.254	0.161	0.426
A_t^{\min} (cm ²)	1.374	1.754	1.906	2.008	1.611
$A_{z.tendu}$	8HA6	8HA6	8HA6	8HA6	8HA6
A_c^{\min} (cm ²)	0.950	0.534	0.381	0.242	0.638
$A_{z.compr}$	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
A_{\min} (cm ²)	3.487	3.431	3.431	3.375	3.375
S_t (cm)	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	2.018	2.248	2.031	1.750	1.071
A_h^{\min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
A^{adopte} (cm ²)	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.5.24: Ferrailage du voile V_{Y2} dans tous les niveaux.

Niveau	RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme}	3 ^{eme} et 4 ^{eme}	5 ^{eme} et 6 ^{eme}	7 ^{eme} et 8 ^{eme}
Section	1.65 × 0.15	1.625 × 0.15	1.625 × 0.15	1.6 × 0.15	1.6 × 0.15
Type de section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
N(KN)	-1005.531	-917.983	-718.475	-542.68	-330.726
M(KN. m)	-15.503	-24.479	23.339	-24.887	31.795
V(KN)	134.3397	78.177	74.447	43.818	33.643
τ (MPa)	0.844	0.498	0.475	0.218	0.218
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
σ_{\max} (MPa)	14.711	13.805	-10.787	83.583	5.30
σ_{\min} (MPa)	-14.036	-14.006	10.979	-8.376	-5.035
L_t (m)	0.822	0.806	0.805	0.790	0.779
L_c (m)	0.004	0.013	0.015	0.02	0.042
A_t^{\min} (cm ²)	3.713	2.419	2.416	2.371	2.338
$A_{z.tendu}$	11HA8	11HA8	11HA8	11HA8	11HA8
A_c^{\min} (cm ²)	0.01	0.018	0.021	0.029	0.062
$A_{z.compr}$	1HA8	1HA8	1HA8	1HA8	1HA8
$A_{cal}/face_v$ (cm ²)	20.282	18.944	14.262	3.6	3.6

$A_{\min}(\text{cm}^2)$	3.713	3.656	3.656	3.6	3.6
$S_t(\text{cm})$	20	20	20	20	20
$A_h^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	0.792	0.468	0.266	0.266	0.204
$A_h^{\text{min}}(\text{cm}^2)$	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
$A^{\text{adopte}}(\text{cm}^2)$	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
$S_t(\text{cm})$	20	20	20	20	20

• Schéma de ferrailage :

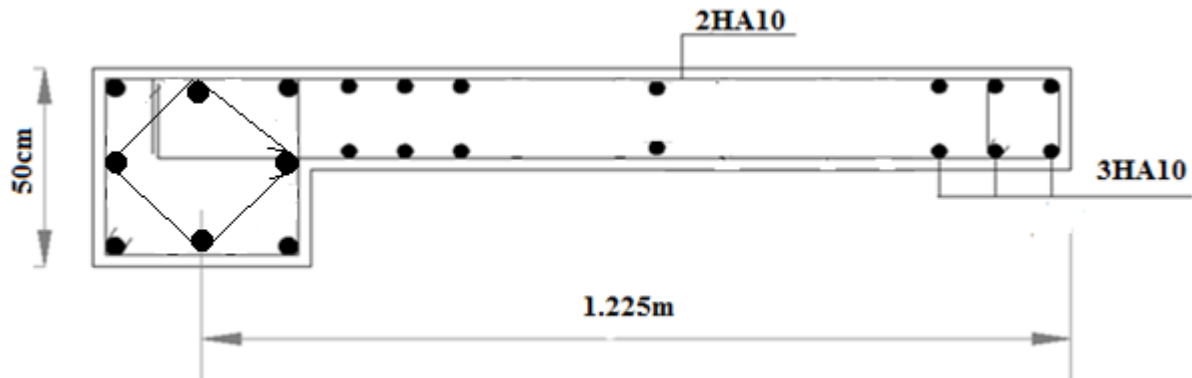


Figure V.5. Schéma de ferrailage du voile V_{x1} (niveau RDC) :

V.6 : 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, que, nous avons étudiés dans ce chapitre : Les poteaux ont été calculés et ferrillés en adoptant le maximum donné par le RPA, il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important 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 sont obtenues par le logiciel (ETABS V.16.2). Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du RPA et du BAEL.

Chapitre VI

Etude

de l'infrastructure

VI.1.introduction :

L'infrastructure est la partie cachée de la construction dans le sol, constituée d'éléments structuraux du sous-sol et du système de fondations. ces deux constituants doivent former un ensemble résistant et rigide qui prenant appui sur des formations en place compacte, homogène, et hors d'eau de préférence.

L'infrastructure doit assurer la capacité de transmettre, en plus des charges verticales, les charges sismiques horizontales.

VI.2.Etude de fondation :**VI.2.1.Choix du type des fondations :**

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- la capacité portante du sol.
- les charges transmises au sol.
- la distance entre axes des poteaux.
- la nature du sol.
- la profondeur du sol résistant.

D'après le rapport de sol les fondations recommandées sont superficielles, la contrainte admissible est 2 bars à une profondeur de 3.5m.

VI.2.2.combinaisons d'actions à considérer :

Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$
- ELU
- ELS

VI.3.Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement, sur une étude détaillée du sol. Celui-ci nous renseigne sur sa capacité portante. Pour ce projet de calcul, une étude préalable du sol établi par un laboratoire d'analyses des sols, nous donne les résultats suivants :

Contrainte admissible du sol de 2 bars à une profondeur de 3.5m.

Pour notre projet on adoptera des fondations superficielles. Ensuite pour le choix du type on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général. En fonction des résultats du dimensionnement, on adoptera le type de semelle convenable.

VI.4. Dimensionnement :

VI.4.1. semelle isolé :

Pour le pré dimensionnement il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenue a la base du poteau le plus sollicité.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{50}{45} = 1.11 \Rightarrow A \neq B (\text{poteau rectangulaire})$$

$$B \geq \sqrt{\frac{b N_s}{a \sigma_{sol}}}$$

$$N_{ser} = 907.567 \text{KN} ; \overline{\sigma_{sol}} = 200 \text{KN} \Rightarrow B = 2.021 \text{m} \text{ et } A = 2.243 \text{m}$$

Remarque :

Vu que les dimensions des semelles très importante, le risque de chevauchements est vraisemblable. de ce fait, on fait on opte pour des semelles filantes.

VI.4.2. semelle filante :

Choisissons une semelle filante de largeur B et de longueur L, situe sous un portique formé de 6 poteau (file de l'axe 2) telle que :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

Exemple de calcul d'une semelle filante :

B, L : dimension de la semelle.

a, b : dimension du poteaux.

La longueur totale de la semelle filante est donnée par :

$$L = L_1 + L_2 + L_3 + L_4 + 2 \times \text{déborde}$$

Nous avons prévu un débord de 0.5 m a partir du nu du poteau :

$$L = 6.35 + 6.4 + 4.2 + 6.4 + 2.55 + 2 \times 0.05 = 27.45m$$

Résultante des efforts:

$$N_R = N_1 + N_2 + N_3 + N_4 + N_5 + N_6 = 2204.088 \text{ KN}$$

$$M_r = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6 = 15.259 \text{ KN.m}$$

Calcul du dimensionnement de la semelle :

Largeur :

$$e_G = \frac{M_S}{N_S} = \frac{15.256}{2204.088} = 0.007m$$

$$6e_0 = 6 \times 0.007 = 0.042.$$

$B > 6e_0$ repartition trapézoidale

$$S = B \times L \geq \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{N}{\sigma_S}$$

$$B \times 27.45 \geq \left(1 + \frac{3 \times 0.007}{B}\right) \frac{2204.088}{200} \Rightarrow 27.45B^2 - 11.02B - 0.462 = 0$$

$$B = 0.44m \text{ On prend : } B = 0.5m$$

Hauteur :

La hauteur totale de la semelle (h_t) est déterminée par la formule: $h_t = d + d'$

Avec:

d : Hauteur utile que doit vérifier la condition suivante:

$$d = \max\left(\frac{B-b}{4}; \frac{B-a}{4}\right); (a \times b) = (50 \times 45) \text{ cm}^2$$

d' : Enrobage des armatures $d' = 0.05 \text{ m}$.

$$d = \max\left(\frac{0.5-0.45}{4}; \frac{0.5-0.5}{4}\right) = 0.0125m \Rightarrow h_t = d + d' = 0.0125 + 0.05 = 0.063m$$

IV.5. Vérification des semelles filantes :

1. Vérification des conditions de stabilité :

- Poids de la semelle :

$$P_{ps} = 27.45 \times 0.5 \times 0.063 \times 25 = 21.617 \text{ KN}$$

$$R = 2204.088 + 21.617 = 2225.705KN$$

$$e = \frac{15.2558}{2225.705} = 0.0068$$

$$13.725 \geq 11.583 \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

2. Vérification au non poinçonnement :

Selon le BAEL99 (art. A.5.2.41), il faut vérifier la résistance au poinçonnement par l'effort tranchant, cette vérification s'effectue sur le poteau le plus sollicité comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \dots \dots \dots (A.5.2.42)$$

$$N_d = N_0 \left(1 - \frac{S_0}{S_t}\right)$$

N_d : Effort normal de calcul.

$$S_0 = (a + h)(b + h) = 0.289m^2$$

$$S_t = (A \times B) = 0.275m^2$$

h : Hauteur totale de la semelle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuiller moyen, donnée par la formule suivante :

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$A = a + h = 0.5 + 0.063 = 0.563$$

$$B = b + h = 0.45 + 0.063 = 0.513$$

$$U_c = 2 \times (0.563 + 0.513) = 2.152m$$

$$N_d = 514.622 \times 10^{-3} \left(1 - \frac{0.289}{0.275}\right) \leq 0.045 \times 2.152 \times 0.063 \times \frac{25}{1.5}$$

$$-0.026199 \leq 0.102 \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

3. vérification de la contrainte dans le sol :

Il faut vérifier la condition suivant : $\sigma_{moy} \leq \sigma_{sol}$

$$X_G = 13.526m ; I_y = 6945.5m^4$$

$$X_t = \frac{\sum N_i X_i}{\sum N_i} = \frac{29612.289}{2204.088} = 13.436m$$

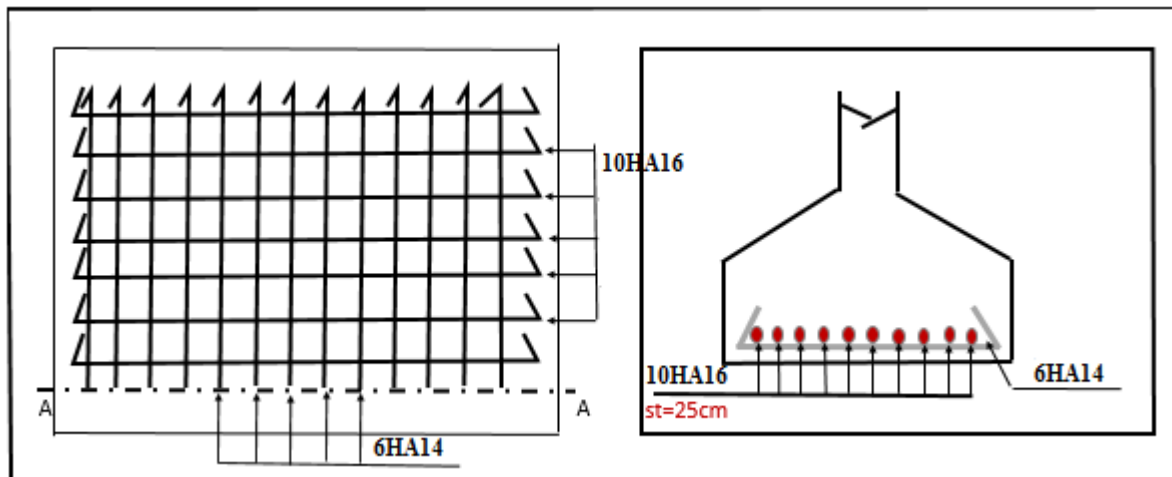


Figure VI.1: schéma ferrailage de la semelle

VI.6. Etude de longrine :

Le RPA exige les conditions suivantes :

Les points d'appuis doivent être solidarités, par un réseau bidirectionnel de longrines, pour s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines en site S_2 sont $25 \times 30 \text{ cm}^2$

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction, sous l'action d'une force égale

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

N : force égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarités ($N=1235.666 \text{ KN}$).

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la zone sismique et de la catégorie de site considérée. (zone II_a: $S_2 = 15$)

Le ferrailage minimum doit être de 0.6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à la min (20cm ; $15\Phi_l$).

1. vérification :

$$F = \frac{1235.66}{15} = 82.37 \text{ D'où } F \geq 20 \text{ KN}$$

a) Armatures longitudinales :

$$A_u = \frac{82.37 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 2.368 \text{ cm}^2$$

On choisit une section de : $(25 \times 30) \text{ cm}^2 \rightarrow A_{\min} = 0.6\% \times 0.25 \times 0.3 = 4.5 \text{ cm}^2$

On choisit : $6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$.

b) Armature transversales :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_l\right) \Rightarrow \Phi_t \leq \min\left(\frac{300}{35}; \frac{250}{10}; 12\right) = \min(8.57; 25; 12) = 8.57 \text{ mm} .$$

On adoptera un cadre et une épingle en (Φ_8).

- **Espacement :**

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm}; 15\Phi_l) \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Vérification de non fragilité :**

$$B = 25 \times 60 = 750 \text{ cm}^2 \leq \frac{A \times f_e}{f_{t2B}} = \frac{6.79 \times 400}{2.1} = 1293.33 \text{ cm}^2.$$

Schéma de ferrailage

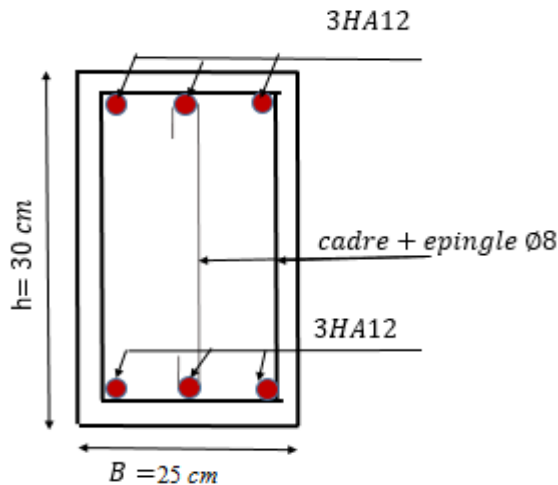


Figure VI.2 : schéma
longrine

ferrailage de

VI.7. Etude du voile périphérique :

VI.7.1.Introduction :

Selon le RPA 99/2003, les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un voile périphérique entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- ✓ Une épaisseur minimale de 15cm.
- ✓ Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens.
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- **Caractéristiques des voiles :**

-Hauteur : $h = 5.43$ m.

-Epaisseur : $e = 15$ cm.

-Longueur : $l=48.76$ m.

- **Caractéristiques du sol :** **Figure VI.3 :** Poussées des terres sur les Voiles périphériques

-Poids spécifique sature : $\gamma_{\text{sat}} = 20.8$ KN/m³

-Angle de frottement : $\varphi = 18.65^\circ$

-Cohésion : $C = 0.28$ bars.

VI.7.2.Evaluation des charges et surcharges :**1. La poussée des terres :**

Le voile de soutènement adossé au bâtiment est en équilibre limite sans déplacement conséquent, on prend donc un coefficient de poussée au repos ce qui nous confère des effets prépondérants.

Le voile périphérique et soumis aux chargements suivants :

- **La poussée des terres**

$$G = h \times \gamma \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

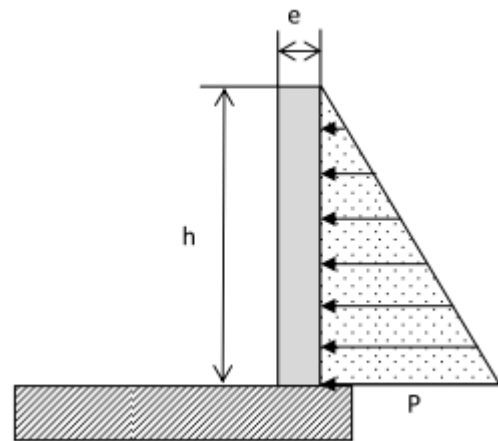
$$G = 5.43 \times 20.8 \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{18.65}{2} \right) = 58.21 \text{KN/m}^2$$

- **Surcharge accidentelle :**

Au vu du plan la mass annexé au plan e notre structure, il existe un terrain qui peut être exploitable dans le futur. Pour tenir compte d'éventuelles charges que ça peut engendre on prévoit le calcul notre mur ne tenant compte d'une surcharge.

On a : $q = 10$ KN/m²

$$Q = q \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 10 \times 0.52 = 5.153 \text{KN/m}^2$$

VI.7.3.Calcul du ferrailage :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

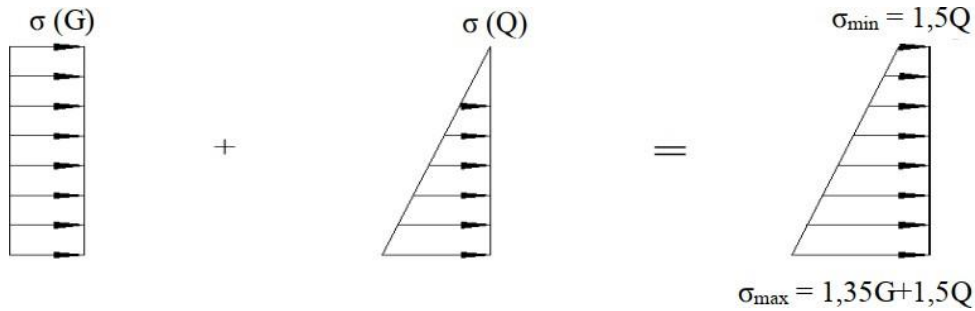


Figure VI.4 : Répartition des contraintes sur le voile.

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\sigma_{min} = 1.5Q = 7.729KN/m^2$$

$$\sigma_{max} = 1.35G + 1.5Q = 86.32KN/m^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 86.32 + 7.729}{4} = 66.672KN/m^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 ml = 66.672KN/ml$$

Pour le ferrailage du mur on prend le panneau le plus défavorable, dont les caractéristiques :

$$\begin{cases} l_x = 5.48 m \\ l_y = 11.02 m \end{cases} \text{ avec } \begin{cases} b = 1 m \\ e = 15cm \end{cases}$$

$$\rho = \frac{5.48}{11.02} = 0,49 > 0,4 \rightarrow \text{Le voile porte dans les deux sens.}$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x q l_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y M_{0x} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0960 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 192.204 \\ M_{0y} = 48.051 \end{cases} KN.m$$

• Calcul des moments corrigés

$$M_{tx} = 0.75M_{0x} = 144.153KN.m$$

$$M_{ty} = 0.75M_{0y} = 36.038KN.m$$

$$M_a = M_b = -0.5M_{0x} = -96.102KN.m$$

Les sections d'armature sont récapitulées dans le tableau ci-dessous

$$A_{min} = 0.1\%b \times e \dots\dots\dots RPA99/V2003 \text{ (art.10.1.2)}$$

Tableau VI.1 : Ferrailage des voiles périphériques a l'ELU.

Localisation		M _u (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A' (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)
Travée	X-X	144.153	1.015	/	0.073	51.176	72.944	1.5	

	Y-Y	36.038	0.254	0.375	0.085	0	12.217	1.2	
Appui		-96.102	0.679	/	0.073	23.484	45.251	1.5	

- **Espacement**

sens x - x : $S_t \leq \min(2e; 25\text{cm}) \rightarrow S_t = 25\text{cm}$

sens y - y : $S_t \leq \min(2e; 25\text{cm}) \rightarrow S_t = 25\text{cm}$

VI.7.4 : Vérification a L'ELU

1. Effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V}{b*d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{66.67 \times 5.48}{2} \times \frac{11.02^2}{5.48^4 + 11.02^4} = 1.418\text{KN}$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{66.67 \times 11.02}{2} \times \frac{5.48^2}{5.48^4 + 11.02^4} = 0.704\text{KN}$$

$$\tau_u = 0.014\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17\text{MPa}$$

2. Vérification a l'ELS :

$$\sigma_{\min} = Q = 5.153 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{\max} = G + Q = 63.363 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 48.81 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1\text{ml} = 48.81 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

$$\rho = \frac{4.7}{5.58} = 0.49 > 0,4 \text{ Ce qui donne :}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.1013 \\ \mu_y = 0.3580 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{ox} = 145.578 \\ M_{oy} = 52.916 \end{cases} \text{ KN.}$$

- **Calcul des moments corrigés**

$$M_{tx} = 0.75M_{ox} = 109.34\text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85M_{oy} = 39.144\text{KN.m}$$

$$M_a = M_b = -0.5M_{ox}$$

$$M_a = -26.096\text{KN}$$

3. Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} * Y)/I \leq \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes dans les voiles périphériques

Localisation		M_s KN. m	Y(cm)	$I(\text{cm}^4)$	$\overline{\sigma}_{bc} \leq \sigma_{bc}$ (MPa)	Observation	$\overline{\sigma}_{st} \leq \sigma_{st}$ (MPa)	Observation
Travée	X-X	109.34	0.0289	3784.6	83.621 ≤ 15	Non vérifier	3079.177 > 201.63	A l'ELS
	Y-Y	39.144	0.0289	3784.6	29.936 ≤ 15	Non vérifier	1102.381 > 201.63	A l'ELS
Appui		- 26.096	0.0263	3164.7	911.073 ≤ 15	Non vérifier	911.073 > 201.63	A l'ELS

On doit calculer les armatures à l'ELS car la contrainte de traction n'est pas vérifiée.

Tableau VI.14 : Ferrailage des voiles périphériques a l'ELS.

Localisation		$M_s(\text{Kn. m})$	β	α	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2)$	espacement
Travée	X-X	109.34	0.131	1.982	60.017	20HA20	30
	Y-Y	39.144	0.131	1.675	21.486	11HA16	30
Appui		-26.096	0.00286	0.293	14.187	10HA14	30

4. Schéma ferrailage du voile périphérique :

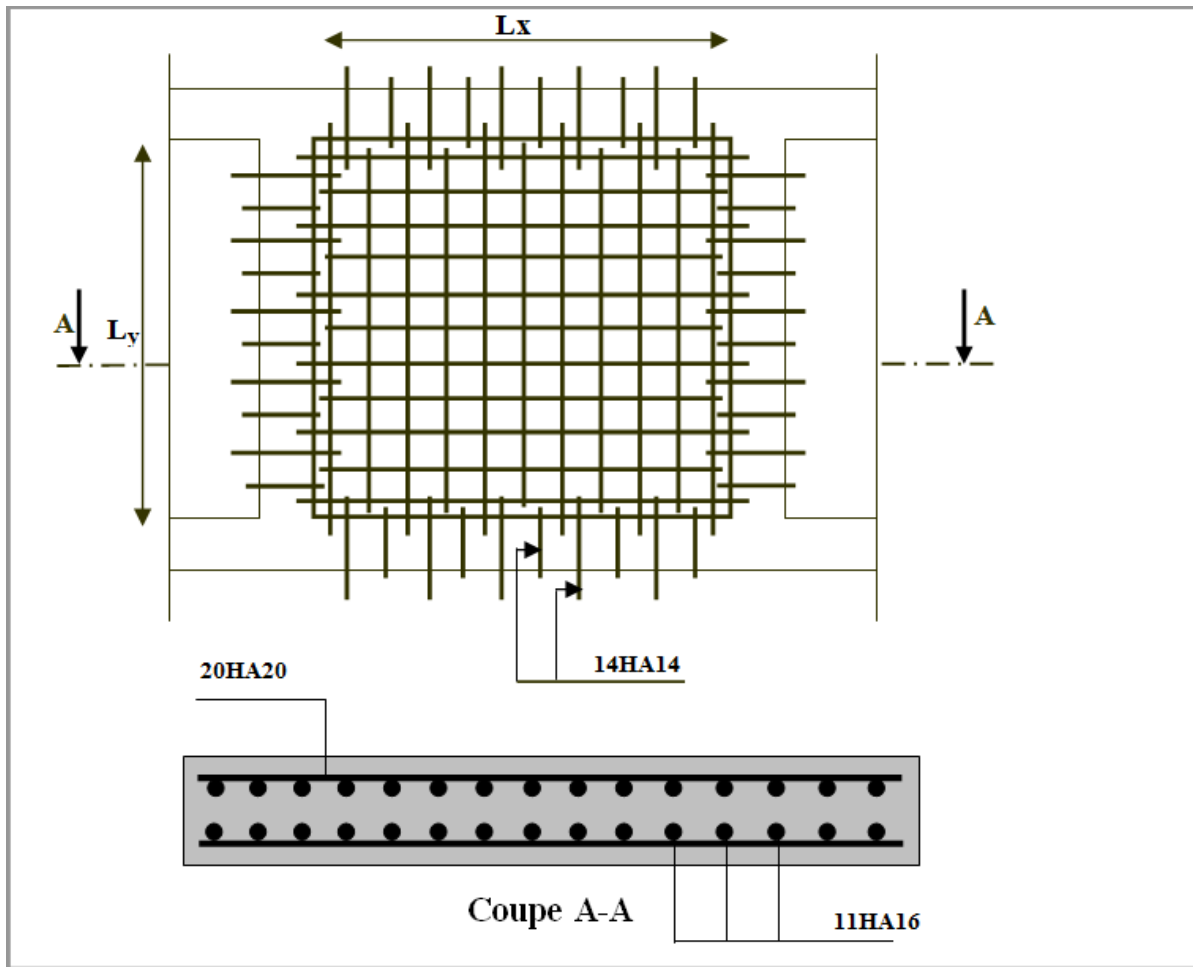


Figure VI.5 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.

VI.8.Conclusion :

D'après l'étude de ce chapitre, on constate qu'une fondation est un élément de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée que lorsqu'on connaît :

- La superstructure, ses caractéristiques géométriques et ses charges.
- Les caractéristiques mécaniques du sol.

Dans notre cas nous avons opté pour des semelles filantes, qui a été étudié et ferrillé. nous avons aussi un voile périphérique ce dernier a été étudié et ferrillé.

Conclusion Générale

Conclusion Générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances Acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir d'avantage Concernant le domaine de bâtiment tout en respectant la réglementation en vigueur. Les points importants tirés de cette étude sont :

- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du Bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil. Cette Contrainte architecturale influe directement sur le bon comportement de la Structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
 - La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le Concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa Mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de Séisme.
 - Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des Déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (Effetp – Δ).
 - Pour éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, Nous avons vérifié les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
 - Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure Qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer Suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre.
- Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser En jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de L'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur

Bibliographie

Bibliographie

• **REGLEMENT**

- ✓ *Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003*
- ✓ *Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93*
- ✓ *DTR B.C.2.2 : charges permanentes et charges d'exploitations.*
- ✓ *Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91*
- ✓ *DTD B.C.2.2.33.1 « Règle de calcul des fondations superficielles ».*

• **COURS**

- ✓ *Béton armé.*
- ✓ *Recherche globale sur internet.*
- ✓ *Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes*
- ✓ *Cour et TD des années de spécialité.*

• **LOGICIELS**

- ✓ *Logiciel **ETABS** version 16.2.1*
- ✓ *EXCEL*
- ✓ *WORD*
- ✓ *AUTO CAD.*

Annexes

Annexe I

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

Annexe2

SECTION RÉELLES D'AR MATURES

Section
en cm^2 de Narmature ϕ en
mm

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	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	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Annexe4

Plans de la structure